



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M..../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9 à usage d'habitation
+ Sous-sol)**

Présenté par :

1. M^{lle} KHELIFA Nourhane
2. M^{lle} KADDOUS Malika Rania

Soutenu le 09/ 07/ 2019 devant le jury composé de :

Président : M^r REZIGUA Ahmed

Examineur : M^r BESSAI Touhami

Encadrant : D^r MALIKI Mustapha

Année Universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

Avant tout nous remercions Dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier notre encadrant Dr MALIKI Mustapha pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de cette étude. On le remercie également de nous avoir permis d'exprimer nos connaissances dans la rédaction de ce manuscrit qui nous a été demandé de faire.

On tient à remercier nos familles et nos amis qui ont toujours été présents.

Nous tenons aussi à exprimer toute notre reconnaissance et nos remerciements à tous les membres du jury pour le temps qu'ils nous ont consacré pour évaluer ce travail.

Et pour finir nous exprimons nos vifs remerciement à tous les enseignants qui nous ont aidé et encouragé de près ou de loin, pendant notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.

Dédicace

***Rien** n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur
à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la
reconnaissance durant toute notre existence.*

***À**vec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :*

***À** mes chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant tout mon parcours, ma
sœur Ahlem et mon cher mari Omar pour leur soutien moral et leur affection.*

***À** celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme Malika.*

***À** tous mes amis en souvenir des plus beaux instants qu'on a passés ensemble.*

***Et** à tous les enseignants et enseignantes qui nous ont éduqués et guidés
de la première année primaire jusqu'au master.*

Merci

KHELIFA Nourhane

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Àvec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant tout mon parcours, à mes sœur Hasina et Nesrine et à mon frère Zakaria pour leurs soutiens moral et leurs affections, et à Mr. Mahious Zakaria pour son aide précieuse.

À celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme Nourhane.

À tous mes amis en souvenir des plus beaux instants qu'on a passés ensemble.

Et à tous les enseignants et enseignantes qui nous ont éduqués et guidés de la première année primaire jusqu'au master.

Merci

KADDOUS Malika

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لمبنى مكون من طابق تحت الأرض زائد طابق ارضي وتسعة طوابق علوية. اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

- **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنائية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر والحمولات كل عنصر المكونة لها.
- **المحور الثاني:** لقد خصص لدراسة العناصر الثانوية من البناية (الدرج، شرفة والبلاطات المفرغة والمملوءة ... إلخ).
- **المحور الثالث:** تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة برنامج: «**ETABS**» الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائية.
- **المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (مؤسسة، والأعمدة والدعامات وأشرعة) اعتمادا على:
« **BAEL 91 révisée 99** » و « **RPA 99 / version 2003** »

كلمات مفاتيح: البناية، الخرسانة، الخرسانة المسلحة، النموذجية، دراسة ديناميكية

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol, un rez-de-chaussée + 9 étages implanté à Mostaganem.

Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment et les caractéristiques de différents matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (poutrelles, dalle pleine, escalier, balcon et acrotère).

La troisième partie consiste à modéliser la structure en utilisant le logiciel «**ETABS**» afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin la quatrième partie et la dernière comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles).

Cette étude est menée en tenant compte des recommandations du [BAEL91], les règlements parasismiques algériens [RPA 99/2003] et les documents techniques.

Mots clés : bâtiment, béton, béton armé, modélisation, étude dynamique.

Summary

This project presents a detailed study of a living usage building consisting an underground, a ground floor + 9 floors located in Mostaganem.

This study is composed of four parts :

The first part is the general description of the project with a presentation of building elements, and the features of different materials, then the pré-dimensioning of the structure and finally lowering loads.

The second part has been devoted for the study of secondary elements (beams, solid slab, staircase, balcony and parapet).

Modelling structure was realized in the third part by using the software "**ETABS**" so as to determine the various stresses due to loads (permanent loads, exploitation and seismic loads).

The last part includes the reinforcement of the different resisting elements of the structure (foundation, columns and beams).

This study is conducted taking into account the recommendations of [BAEL91], Algerian seismic regulations [RPA 99/2003] and technical documents.

Keywords : building, concrete, reinforced concrete, modeling and dynamic analysis.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

1. Introduction	01
2. Présentation de l'ouvrage	02
2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment	02
a. Dimension en plan	02
b. Dimension en élévation	03
2.2. Conception de la structure.....	04
a. Superstructure	04
b. Infrastructure	04
3. Caractéristique mécanique des matériaux	05
3.1. Béton	05
a. Résistance à la compression	05
b. Résistance à la traction	05
c. contraintes limites	05
d. Etat limite ultime (ELU).....	05
e. État limite de service (ELS)	06
3.2. Acier	06
a. Types d'aciers utilisés	06
b. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s)	07

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

1. Pré-dimensionnement des poutres	08
2. Pré-dimensionnement des planchers	09
2.1. Planchers en dalle pleine	09
2.2. Planchers à corps creux	10
3. Descente de charges	11
3.1. Charges permanentes (G)	11
a. Plancher	11
b. Maçonnerie	13
3.2. Surcharge d'exploitation (Q)	13
4. Pré-dimensionnement des poteaux	14
4.1. Étapes de pré-dimensionnement	14
a. Critère de résistance	14
b. Condition de l'article 7.4.1/RPA 99, V2003.....	17
c. Critère de flambement	17
4.2. Tableau de la loi de dégression	18
4.3. Exemple de calcul	18
5. Pré-dimensionnement des voiles	22

5.1. Les voiles de contreventement	22
5.2. Les voiles périphériques de sous-sol	22

Chapitre III : Etude des planchers

1. Introduction	23
2. Plancher à corps creux	23
2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles	23
2.2. Ferrailage de la dalle de compression	24
2.2.1. Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$)	25
2.2.2. Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A //$)	25
2.3. Étude des poutrelles	25
2.3.1. Caractéristiques des planchers	27
2.3.2. Combinaison d'action	27
2.3.3. Détermination des sollicitations	27
2.3.4. Calcul des armatures longitudinales	36
2.3.5. Calcul des armatures transversales	38
2.3.6. Vérification de la flèche	40
3. Plancher dalle pleine	45
3.1. Méthode de calcul	45
3.2. Calcul des moments fléchissant	47
3.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine	54
3.4. Vérification des contraintes de cisaillement	59
3.5. Vérification de la flèche	59
3.6. Schéma de ferrailage	60

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

1. Etude d'escalier	61
1.1. Type d'escalier	61
1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier	61
1.3. Descente de charges	63
1.4. Combinaisons fondamentales	64
1.5. Étude de l'élément (Paillasse + palier)	64
1.5.1. Calcul des sollicitations	64
1.5.2. Calcul du ferrailage	69
1.5.3. Schéma de ferrailage	72
1.6. Étude de la Poutre brisée au point A	73
1.6.1. Pré-dimensionnement de la poutre brisée	73
1.6.2. Calcul des sollicitations	74
1.6.3. Calcul du ferrailage	75
1.6.4. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	79
2. L'acrotère	80

2.1. Calcul du ferrailage	80
2.1.1. Détermination des sollicitations	81
2.1.2. Détermination de la section des armatures	81
2.2. Vérification des contraintes de cisaillement	85
2.3. Dessin de ferrailage de l'acrotère	86
3. Balcon	86
3.1. Descente de charges du balcon	87
a. Calcul de la charge due au poids du mur	87
b. surcharges d'exploitation (Q)	87
3.2. Les hauteurs utiles	88
3.3. Calcul des moments fléchissant	88
3.4. Calcul du ferrailage	89
3.5. Calcul des armatures transversales	90
3.6. Vérification de la flèche	91
3.7. Schéma de ferrailage des balcons	96

Chapitre V : Etude Sismique

1. Introduction	97
2. Étude sismique	97
2.1. Modélisation	97
2.2. Présentation du logiciel	97
2.3. Étapes de modélisation	98
3. Choix de la méthode de calcul	99
3.1. Méthode statique équivalente	99
a. Principe de la méthode	99
b. Condition d'application	100
3.2. Méthode dynamique modale spectrale	100
a. Principe de la méthode	101
4. Résultat de l'analyse dynamique	105
5. Conclusion	109

Chapitre VI : Etude des portiques

1. Introduction	110
1.1. Les poutres	110
1.1.1. Combinaison d'action	110
1.1.2. Ferrailage des poutres	110
1.1.3. Schéma de ferrailage des poutres.....	119
1.2. Les poteaux	120
a. Ferrailage réglementaire	120
b. Les sollicitations des poteaux	123
c. Application des conditions imposées.....	124
1.2.1. Schéma de ferrailage	142

Chapitre VII : Etude des voiles

1. Les voiles	143
1.1. Voiles de contreventement	143
1.1.1. Ferrailage des voiles de contreventement	143
1.1.2. Schéma de ferrailage des voiles	151
1.2. Voile périphérique	152
1.2.1. Détermination des sollicitations	152
1.2.2. Calcul du ferrailage	155

Chapitre VIII : Etude des Fondations

1. Introduction	162
1.1. Types de fondations	162
1.2. Choix du type de fondation	162
1.3. Etude de sol	162
2. Calcul de la semelle isolée	163
2.1. Pré-dimensionnement	163
3. Calcul des semelles filantes.....	163
4. Calcul d'un radier nervuré	164
4.1. Pré-dimensionnement du radier	164
4.1.1. Dalle	164
4.1.2. Nervure	165
4.2. Surface nécessaire.....	167
4.3. Détermination des sollicitations	168
4.3.1. Caractéristiques du radier	168
4.3.2. Combinaisons d'actions	168
4.3.3. Vérification des contraintes sous radier	169
4.3.4. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement	170
4.4. Ferrailage du radier	171
4.4.1. Ferrailage de la dalle	172
4.4.2. Schéma de ferrailage de la dalle	180
4.4.3. Ferrailage du débordement	180
4.4.4. Ferrailage des poutres	182
4.4.5. Schéma de Ferrailage des poutres	186

Conclusion générale

ANNEXE

Références bibliographiques



Liste des Figures



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Fig.I.1 : vue en plan du RDC.....	02
Fig.I.2 : Coupe transversale de l'ouvrage.....	03

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

Fig.II.1 : Section transversale d'une poutre	08
Fig.II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle	09
Fig.II.3 : Plancher à corps creux	10
Fig.II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux ...	11
Fig.II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.....	12
Fig.II.6 : Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine	12
Fig.II.7 : Schéma du mur extérieur.....	13
Fig.II.8 : Schéma du mur intérieur	13
Fig.II.9 : Section réduite du béton	14
Fig.II.10 : Schéma de la loi de dégression des charges	16
Fig.II.11 : Section transversale du poteau	17
Fig.II.12 : Représentation de la surface supportée par le poteau le plus sollicité	18
Fig.II.13 : Représentation d'un voile en élévation	22

Chapitre III: Étude des planchers

Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	23
Fig.III.2 : Schéma des poutrelles	23
Fig.III.3 : Section de calcul	24
Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle	27
Fig.III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1er type de poutrelle ..	31
Fig.III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle	31
Fig.III.7 : Schéma statique de la poutrelle	31
Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 5ème type de Poutrelle.....	34
Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 5ème type de poutrelle.....	35
Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 5ème type de poutrelle.....	35
Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	43
Fig.III.12 : <i>Principe de calcul</i>	45
Fig.III.13 : Enrobage	45
Fig.III.14 : Schéma représentatif des différents types de panneaux.....	47
Fig.III.15 : panneaux de forme irrégulière	54
Fig.III.16 : <i>Dessin de ferrailage de la dalle pleine</i>	60

Chapitre IV : Étude des éléments non structuraux

Fig.IV.1 : vue en plan de l'escalier.....	61
Fig.IV.2 : schéma statique du type d'escalier.....	64
Fig.IV.3 : Schéma statique de la section 1-1	65
Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 2-2	65
Fig.IV.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU	66
Fig.IV.6: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS	67
Fig.IV.7 : schéma statique du type d'escalier.....	67
Fig.IV.8 : Section de calcul	69
Fig.IV.9 : Section de calcul	70
Fig.IV.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier:.....	72
Fig.IV.11 : Schéma statique de la poutre brisée :.....	73
Fig.IV.12 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	79
Fig.IV.13 : Schéma statique et dimensions de l'acrotère :	80
Fig.IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	81
Fig.IV.15 : Section de calcul	81
Fig.IV.16 : position du point d'application de l'effort normal Nu	82
Fig.IV.17 : position de centre de pression	84
Fig.IV.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	86
Fig.IV.19 : coupe transversale d'un balcon à dalle pleine d'étage courant	86
Fig.IV.20: disposition des armatures de la nappe supérieure	88
Fig.IV.21 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	88
Fig.IV.22 : Schéma de ferrailage du balcon avec contre poids	95
Fig.IV.23 : Schéma de ferrailage du balcon	96

Chapitre V : Étude sismique

Fig.V.1 : Modélisation de la structure par l'interface d'Etabs.....	98
Fig.V.2 : Spectre de réponse	105
Fig.V.3 : Disposition des voiles	105
Fig.V.4 : Le grand effet P-delta	108

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (30×45) cm ²	119
Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×35)cm ²	119
Fig.VI.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	120
Fig.VI.4 : Schéma de la zone nodale du poteau	121
Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures longitudinales d'un poteau	122
Fig.VI.6 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	122
Fig.IV.7 : Section de calcul	125
Fig.VI.8 : Position du point d'application de l'effort normal N'1(1er cas)	127
Fig.VI.9 : Zone nodale du poteau.....	140
Fig.VI.10 : Schéma de ferrailage des poteaux	142

Chapitre VII : Etude des voiles

Fig.VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	144
Fig.VII.2 : Schéma du voile de contreventement le plus défavorable	145
Fig.VII.3 : Schéma des contraintes dans les voiles	148
Fig.VII.4 : Schéma de ferrailage du voile	151
Fig.VII.5 : Schéma des contraintes du voile périphérique	152
Fig.VII.6 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté	153
Fig.VII.7 : Section de calcul en travées(sens X-X).....	155
Fig.VII.8 : Section de calcul en travées (sens Y-Y).....	156
Fig.VII.9 : Section de calcul en appui (sens X-X).....	158
Fig.VII.10 : Section de calcul en appui (sens X-X).....	159

Chapitre VIII : Etude des fondations

Fig.VIII.1 : Semelle isolée	163
Fig.VIII.2 : Schéma d'un radier nervuré	164
Fig.VIII.3 : Dimensions du radier	167
Fig.VIII.4 : Dimensions de la poutre	167
Fig.VIII.5 : Encrage de la structure	170
Fig.VIII.6 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté	171
Fig.VIII.7 : Enrobage de la dalle	171
Fig.VIII.8 : Schéma du ferrailage de la dalle	180
Fig.VIII.9 : Schéma statique du débord	180
Fig.VIII.10 : Distribution des charges sur les poutres principales	183
Fig.VIII.11 : Distribution des charges sur les poutres secondaires	183
Fig.VIII.12 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres principales à l'ELU.....	184
Fig.VIII.13 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres principales à l'ELU.....	184
Fig.VIII.14 : Ferrailage de la poutre principale en travée en appui	186
Fig.VIII.15 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée en appui	186

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Tableau I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	06
---	-----------

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

Tableau II.1 : Dimensions des sections des poutres.....	08
Tableau II.2 : Types des travées de la dalle pleine	09
Tableau II.3 : Dimensions des dalles pleines	10
Tableau II.4 : La loi de dégression de la structure.....	16
Tableau II.5 : Distribution et dégression des charges.....	18
Tableau II.6 : Dimensions de sections des poteaux et vérification de la condition de RPA99 et de flambement	21
Tableau II.7 : Épaisseur du voile de contreventement	22
Tableau II.8 : Épaisseur du voile périphérique.....	22

Chapitre III: Étude des planchers

Tableau III.1 : les Schémas statiques des poutrelles.....	26
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.....	27
Tableau III.3 : Tableau de combinaison d'actions	27
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelles	36
Tableau III.5 : Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	39
Tableau III.6 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.....	39
Tableau III.7 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.....	39
Tableau III.8 : Tableau de la section des armatures transversales.....	40
Tableau III.9 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.....	40
Tableau III.10 : Tableau de vérification de la flèche.....	40
Tableau III.11 : Tableau de calcul des charges.....	41
Tableau III.12 : Tableau de calcul des moments fléchissant	41
Tableau III.13 : Tableau de calcul du moment d'inertie	41
Tableau III.14 : Tableau de calcul des contraintes d'acier.....	42
Tableau III.15 : Tableau de Calcul de μ_J ; μ_g et μ_P	42
Tableau III.16 : Tableau de calcul des moments fictifs	42
Tableau III.17 : Tableau de calcul des flèches partielles.....	42
Tableau III.18 : Tableau de calcul de la flèche totale et admissible	43
Tableau III.19 : Tableau de ferrailage de la poutrelle	44
Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.....	46
Tableau III.21 : Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.....	46
Tableau III.22 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées des planchers haut du RDC.....	49
Tableau III.23 : Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme irrégulière.....	54

Chapitre IV : Étude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif du nombre de marches et contre marches.....	63
---	-----------

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif de l'épaisseur de la paillasse et l'épaisseur du palier	63
Tableau IV.3 : Tableau des combinaisons fondamentales	64
Tableau IV.4 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS	65
Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1	65
Tableau IV.6 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2 ..	66
Tableau IV.7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui	66
Tableau IV.8 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS	68
Tableau IV.9 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants	68
Tableau IV.10 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui	68
Tableau IV.11 : Dimension de la section de la poutre brisée	73
Tableau IV.12 : Tableau de vérification des conditions du RPA99, V.2003.....	73
Tableau IV.13 : Tableau de l'espacement des armatures transversales	78

Chapitre V : Étude statique et sismique

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau V.2 : Période et facteurs de participation massique	106
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du calcul de la force sismique statique	107
Tableau V.4 : Tableau de vérification de la résultante des forces sismiques	107
Tableau V.5 : Déplacement relatif de tous les niveaux	108
Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'effet $P-\Delta$	109

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Tableau des différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.....	110
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres ...	111
Tableau VI.3 : Tableau d'application des conditions	112
Tableau VI.4 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant	115
Tableau VI.5 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant	116
Tableau VI.6 : Tableau de vérification des armatures transversales	116
Tableau VI.7 : Tableau de la section des armatures transversales	116
Tableau VI.8 : Tableau de l'espacement des armatures transversales	117
Tableau VI.9 : Tableau de l'espacement des armatures	117
Tableau VI.10 : Tableau de vérification des armatures transversales	117
Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif de ferrailage.....	118
Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux à l'ELU.....	123
Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux en situation accidentelle	124
Tableau VI.15 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	125
Tableau VI.16 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N	125
Tableau VI.17 : Tableau de calcul des armatures du poteau (55×55) cm ² à l'ELU	125
Tableau VI.18 : Tableau de vérification de l'existence de la compression excentrée.....	126
Tableau VI.19 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.....	126
Tableau VI.20 : Tableau de calcul du coefficient α	126
Tableau VI.21 : Tableau des sollicitations majorées	126
Tableau VI.22 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1	127
Tableau VI.23 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.....	127
Tableau VI.24 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	128
Tableau VI.25 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N	128

Tableau VI.26 : Tableau des sollicitations majorées	129
Tableau VI.27 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1	129
Tableau VI.28 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.....	129
Tableau VI.29 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	130
Tableau VI.30 : Tableau de la position du point d'application de l'effort normale N	130
Tableau VI.31 : Tableau des sollicitations majorées.....	130
Tableau VI.32 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée	131
Tableau VI.33 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	131
Tableau VI.34 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N	132
Tableau VI.35 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée	132
Tableau VI.36 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	133
Tableau VI.37 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N	133
Tableau VI.38 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée	133
Tableau VI.39 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	134
Tableau VI.40 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N	134
Tableau VI.41 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée	135
Tableau VI.42 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	135
Tableau VI.43 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N	136
Tableau VI.44 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm ²	137
Tableau VI.45 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N	137
Tableau VI.46 : Tableau de la détermination de la longueur de recouvrement	138
Tableau VI.47 : Tableau de vérification si A_t sont \perp à la ligne moyenne	138
Tableau VI.48 : Tableau du diamètre des armatures transversales du poteau.....	139
Tableau VI.49 : Tableau de l'espacement des armatures transversales	139
Tableau VI.50 : Tableau des armatures transversales minimales du poteau	139
Tableau VI.51 : Tableau de la détermination de la zone nodale du poteau	140
Tableau VI.52 : Tableau récapitulatif du choix de ferrailage des poteaux	141

Chapitre VII : Étude des voiles

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions du voile	145
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations	145
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des coefficients	145
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile	146
Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations	148
Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des coefficients	148
Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile	148
Tableau VII.8 : Tableau de calcul de L_t , L' et d	148
Tableau VII.9 : Tableau de calcul du moment M_1 et effort normale N_1	149
Tableau VII.10 : Tableau des armatures verticales	149
Tableau VII.11 : Tableau des armatures minimales le RPA99 ;V2003	149
Tableau VII.12 : Tableau des armatures minimales exigées par le RPA99, V2003.....	149
Tableau VII.13 : Tableau des armatures	150
Tableau VII.14 : Tableau de la section d'armature adoptée.....	150
Tableau VII.15 : Tableau des espacements des armatures	150
Tableau VII.16 : Tableau de la longueur de recouvrement	150
Tableau VII.17 : Tableau de la longueur de recouvrement	151
Tableau VII.18 : Vérification si les armatures transversales sont nécessaires	151
Tableau VII.19 : Tableau de calcul de l'effort normal N	152
Tableau VII.20 : Tableau de calcul de la poussée des terres.....	153
Tableau VII.21 : Tableau des combinaisons fondamentales	153
Tableau VII.22 : Tableau récapitulatif des sollicitations	154
Tableau VII.23 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine	154
Tableau VII.24 : Tableau de ferrailage du voile périphérique	161

Chapitre VIII : Étude des fondations

Tableau VIII.1 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée	163
Tableau VIII.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.....	165
Tableau VIII.3 : Tableau d'application de la condition forfaitaire	165
Tableau VIII.4 : Tableau d'application de la condition de cisaillement	165
Tableau VIII.5 : Tableau de l'épaisseur à adopter pour la dalle du radier nervuré	166
Tableau VIII.6 : Tableau de l'épaisseur de la dalle à adopter	166
Tableau VIII.7 : Tableau d'application de la condition de la flèche	166
Tableau VIII.8 : Tableau d'application de la condition de non poinçonnement	167
Tableau VIII.9 : Tableau des dimensions du radier nervuré	167
Tableau VIII.10 : Tableau des dimensions de la poutre	167
Tableau VIII.11 : Tableau de calcul de la surface nécessaire	168
Tableau VIII.12 : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré	168
Tableau VIII.13 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier	168
Tableau VIII.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU	169
Tableau VIII.15 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS	169
Tableau VIII.16 : Tableau de vérification des contraintes sous radier à l'ELU	170
Tableau VIII.17 : Tableau de vérification des contraintes sous radier à l'ELS	170
Tableau VIII.18 : Tableau de vérification des contraintes sous radier	170
Tableau VIII.19 : Tableau de vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.....	170
Tableau VIII.20 : Tableau de calcul de la charge q	171
Tableau VIII.21 : Tableau récapitulatif des sollicitations	171
Tableau VIII.22 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine	172
Tableau VIII.23 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens X-X à l'ELU	179
Tableau VIII.24 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y à l'ELU	179
Tableau VIII.25 : Tableau du ferrailage de la dalle à l'ELS	179
Tableau VIII.26 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU	182
Tableau VIII.27 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS	182
Tableau VIII.28 : Tableau de calcul des charges équivalentes	182
Tableau VIII.29 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux ..	183
Tableau VIII.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures	185
Tableau VIII.31 : Tableau de vérification de l'effort tranchant	185

Liste des notations

1. Majuscules romaines :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
Aa : Section d'armature en appui.
Afc : Section d'armature de flexion composée.
Afs : Section d'armature de flexion simple.
Al : Section d'armature longitudinale.
A'l : Section d'armature longitudinale comprimée.
Amin : Section d'armature minimale déterminée par les règles.
Ap : Section d'armature principale.
Ar : Section d'armature de répartition.
As : Section d'armature principale ou tendue.
Aser : Section d'armature d'état limite de service.
At : Section d'armature de travée ou transversale.
Au : Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
Ax : Section d'armature du sens $x-x$.
Ay : Section d'armature du sens $y-y$.
A' : Section d'armature comprimée.
A1 : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.
A2 : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.
Bc : Section du béton comprimé.
Br : Section réduite du béton.
Cp : Facteur de force horizontale.
Cs : Coefficient de sécurité.
Cr : Charge de rupture.
D : Coefficient d'amplification dynamique.
FA : Action accidentelle.
Fp : Force horizontale agissant sur un élément non structural.
G : Action permanente.
Gmax : Action permanente défavorable.
Gmin : Action permanente favorable.
H : Hauteur.
HA : Armature à haute adhérence.
I : Moment d'inertie.
If : Moment d'inertie fictif.
L : Longueur.
Le : Longueur en élévation.
Ln : Entre-axes des nervures.
P : Moment fléchissant.
Ma : Moment fléchissant en appui.
Md : Moment fléchissant de la droite.
Me : Masse du câble ; Moment au centre de la section.
Mg : Moment fléchissant sous charge permanente ; Masse du treuil ; Moment dû au garde-corps.
Mp : Moment fléchissant totale ; Moment fléchissant dû à la charge d'exploitation seulement.
Mser : Moment fléchissant d'état limite de service.
Mt : Moment fléchissant de travée.

Mu : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
Mw : Moment fléchissant de la gauche.
Mx : Moment fléchissant du sens $x-x$.
My : Moment fléchissant du sens $y-y$.
M1 : Moment par rapport aux armatures tendues ; Coefficient de Pigeaud.
M22 : Moment suivant le sens 2-2.
N : Effort normal.
Ne : Effort normal au centre de la section.
Npl : Effort normal dû au poids des planchers.
Npp : Effort normal dû au poids des poutres principales.
Nps : Effort normal dû au poids des poutres secondaires.
Nser : Effort normal d'état limite de service.
Nu : Effort normal d'état limite ultime de résistance.
P : Poids propre ; Périmètre.
Pq : Pénalités des critères de qualité.
Pr : Poids propre du radier.
Pt : Poussée des terres.
P' : Charge surfacique.
Q : Action variable quelconque ; Facteur de qualité.
R : Rayon ; Coefficient de comportement de la structure.
S : Surface.
Sr : Surface du radier.
T : Effort tranchant ; Diamètre d'armature longitudinale ; Moment de torsion.
Tx : Période fondamentale dans le sens $x-x$.
Ty : Période fondamentale dans le sens $y-y$.
Uc : Périmètre du contour.
V : Action sismique ; Effort horizontal.
Vt : Effort sismique à la base de la structure.
W : Poids total de la structure.
Wp : Poids de l'élément en considération.

2. Minuscules romaines :

a : Longueur ; Distance ; Dimension.
b : Largeur.
bo : Largeur de la nervure.
b1 : Largeur de poteau ou d'ailette.
c : Enrobage.
d : Hauteur utile.
e : Excentricité ; Espacement.
f : Flèche.
fc : Contrainte caractéristique du béton à la compression.
fe : Limite élastique d'acier.
ft : Contrainte caractéristique du béton à la traction.
g : Giron de la marche.
h : Hauteur.
hc : Hauteur du corps creux.
hd : Hauteur de la dalle.
he : Hauteur libre.
ht : Hauteur totale.
h' : Hauteur de la zone nodale.
h1 : Hauteur du poteau.
i : Rayon de giration.

j : Nombre des jours.
l : Longueur ; Distance.
lf : Longueur de flambement.
lx : La petite dimension du panneau de la dalle.
ly : La grande dimension du panneau de la dalle.
l' : Longueur de la zone nodale.
q : Pression dynamique.
qeq : Charge linéaire équivalente.
q1 : Charge linéaire.
qser : Charge linéaire d'état limite de service.
qu : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance ; Pression dynamique à une hauteur **H** au-dessus de sol.
q1 : Charge linéaire du palier.
q2 : Charge linéaire de la paillasse.
s : Espacement.
t : Espacement ; Période.
x : Abscisse.
y : Ordonnée.
z : Bras de levier.

3. Minuscules grecques :

α : Angle ; Coefficient sans dimension.
γ : Coefficient partiel de sécurité ; Rapport des moments.
β : Coefficient sans dimension ; Coefficient de pondération.
ε : Coefficient de réponse.
η : Coefficient de fissuration relatif ; Facteur de correction d'amortissement.
θ : Déviation angulaire ; Coefficient sans dimension ; Coefficient globale dépendant du type de construction.
λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé ; Coefficient sans dimension ; Rapport des dimensions.
μ : Coefficient sans dimension dit de perméabilité ; Moment réduit.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; Rapport de section d'armature à celle du béton.
σbc : Contrainte de compression du béton.
σbc : Contrainte de traction admissible de l'acier.
σs : Contrainte de traction de l'acier.
σs : Contrainte de compression admissible du béton.
σsol : Contrainte du sol.
τ : Contrainte tangentielle.
tu : Contrainte ultime de cisaillement.
Ψ : Coefficient de pondération.
ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
δ : Coefficient de réduction ; Espacement des armatures transversales ; Déplacement.
φ : Angle de frottement.

4. Symboles :

Δ : Variation ; Rapport de deux déplacements horizontaux.
Σ : Sommation.
Φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé.
Ω : Aire.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.

Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en béton armé composée d'un Sous-sol, un rez-de-chaussée plus 9 niveaux) de forme irrégulière en béton armé à usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à «Mostaganem» ; Le terrain retenu pour recevoir le projet de 30 logements LPA et de 8 logements promotionnels se situe à H'chem commune de Sayada, dont la zone est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et qui appartient au groupe d'usage 2 vu que la hauteur totale ne dépasse pas les 48m, ce bâtiment est dans un site S3 (Site meuble) selon le RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- Un sous-sol réservé à un parking ;
- Un rez-de-chaussée plus 9 niveaux à usage d'habitation avec quatre logements (F3 et F4) par niveau ;
- terrasse inaccessible.

2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a. Dimension en plan :

- Longueur en plan → 28,53 m ;
- Largeur en plan → 27 m.

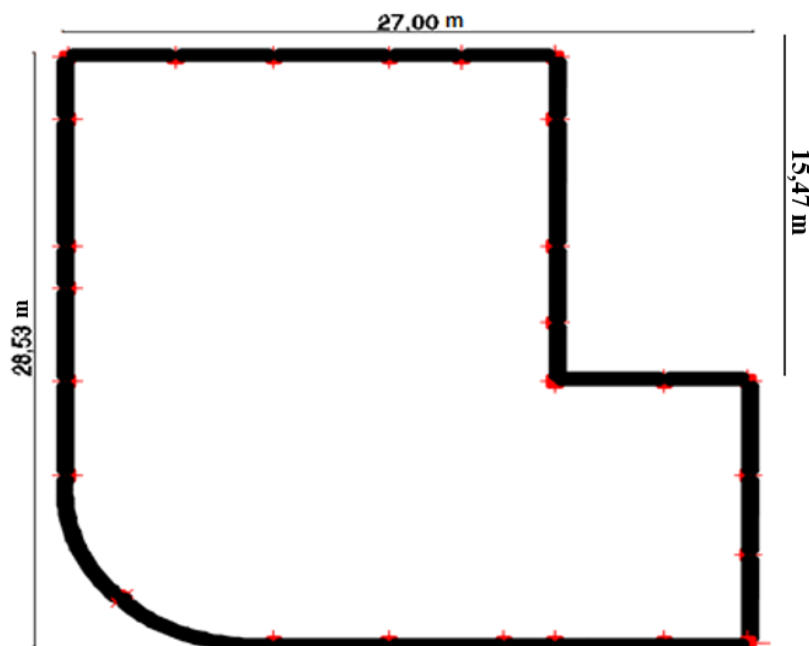
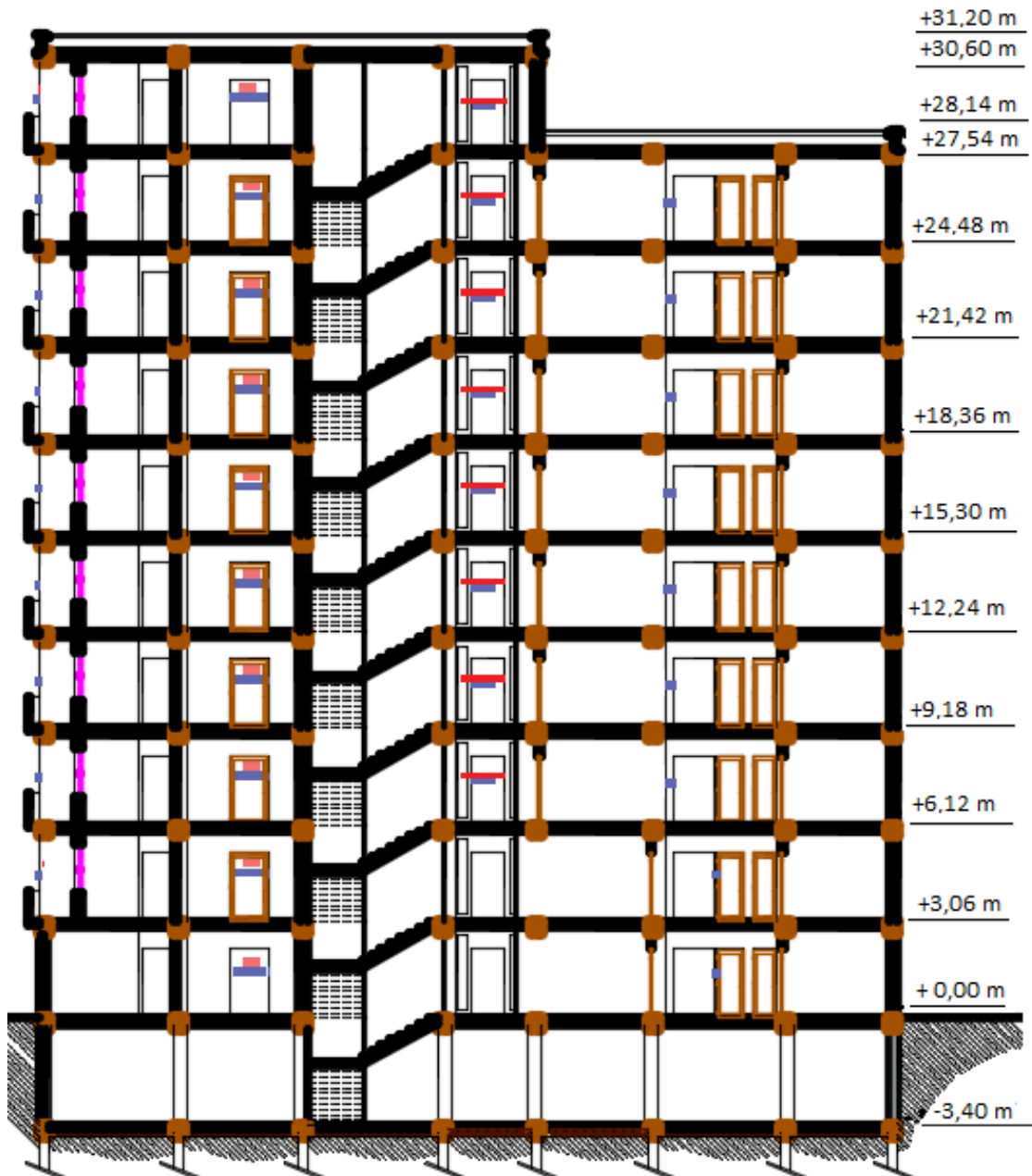


Fig.I.1 : vue en plan du RDC.

b. Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment → 34,60 m ;
- Hauteur à partir du Niv +0.00 → 31,20 m ;
- Hauteur d'étage courant → 3,06 m ;
- Hauteur du RDC → 3,06 m ;
- Profondeur du sous-sol → 3,40 m

**Fig.I.2** : coupe transversale de l'ouvrage.

2.2. Conception de la structure :

a. Superstructure :

La structure de ce bâtiment est considérée comme étant une structure mixte (portique + voiles de contreventement).

→ Ossature :

Selon l'article 2.5.4/ RPA99, v2003 le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité ;
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

→ Planchers :

Le bâtiment comporte :

- Un plancher en dalle pleine → RDC ;
- Un plancher à corps creux → 1^{er} jusqu'au 9^{ème} niveau.

→ Circulations verticales :

Dans notre structure on a un seul type d'escalier (escalier à deux volées identiques) et une cage d'ascenseur qui facilite le déplacement entre les différents niveaux.

→ Les balcons :

On distingue dans notre structure un type de balcon en dalle pleine.

→ Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront constitués en doubles parois de briques tandis que les murs intérieurs seront composés en murs briques creuses.

→ Terrasse :

Les terrasses du bâtiment sont inaccessibles.

→ Acrotère :

Au niveau des terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0,6 m de hauteur.

b. infrastructure :

À partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17$ KN/m³

- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

3.1. Béton :

C'est un matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est modulable ; il durcit progressivement pour former finalement un monolithe.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + Eau de gâchage.

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite $f_{C_{28}}$.

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés ;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour $f_{C_{28}} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06 f_{C_{28}} \rightarrow f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Contraintes limites :

Suivant le BAEL 91, on distingue deux états de calcul :

- État limite ultime (ELU) ;
- État limite de service (ELS).

d. État limite ultime (ELU) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{C_{28}}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle;} \\ 1,5 & \rightarrow \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_b = \begin{cases} 18,48 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle;} \\ 14,17 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

e. État limite de service (E.L.S) :

À l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C_{28}}$$

$$f_{C_{28}} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

3.2. Acier :

a. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont :

Tableau.I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Diamètres nominaux normalisés [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8-10-12-14-16-20 -25-32-40	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE500 $\varphi \leq 6 \text{ mm}$	500	$\varphi \leq 6 \text{ mm}$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.

b. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :

→ État limite ultime de résistance (E.L.U) :

La contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier en (MPa) ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier en (MPa) ;

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} \mathbf{1,15} & \rightarrow \text{Pour une situation courante (normale)} ; \\ \mathbf{1} & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle .} \end{cases}$$

D'ou :

$$\sigma_s = \begin{cases} \mathbf{348 MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation courante ;} \\ \mathbf{400 MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases} \quad \text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

→ **État limite de service (E.L.S)** : Selon les règles BAEL91

- Fissuration peu préjudiciable → Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable → $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable → $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à **j** jours en (MPa) ;

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} \mathbf{1} & \rightarrow \text{Acier rond lisse ;} \\ \mathbf{1,6} & \rightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

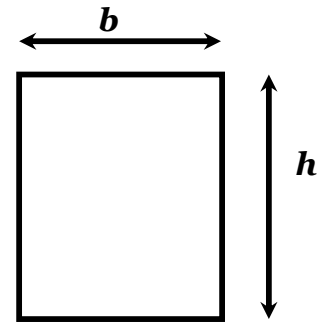
Le pré dimensionnement des poutres s'effectue selon des formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la suite selon **le RPA99, V2003**.

→ **Critère de la flèche d'après le BAEL 91 :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

et

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$



Avec :

Fig.II.1 : Section transversale d'une poutre.

L_{\max} : Portée maximale de la poutre (cm) ;

b : Largeur de la poutre (la plus petite dimension de la section transversale) en (cm) ;

h_t : Hauteur de la poutre (la plus grande dimension de la section transversale) en (cm).

→ **Vérification selon le RPA99, V2003 :**

Les dimensions de la poutre doivent respecter **l'article 7.5.1 / RPA 99, V2003** suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Tableau II.1 : Dimensions des sections des poutres.

Type de poutres	Sens	L_{\max} [cm]	$\frac{L_{\max}}{15}$	$\frac{L_{\max}}{10}$	b [cm]	h [cm]	$\frac{h}{b}$	Section adoptée [cm ²]
Poutre principale (PP)	X-X	568	37,8	56,8	30	45	1,5	30×45
Poutre secondaire (PS)	Y-Y	410	27,3	41	30	35	1,17	30×35

2. Pré-dimensionnement des planchers :

2.1. Planchers dalle pleine :

Dans notre projet, le plancher en dalle pleine est utilisé aux niveaux du rez-de-chaussée.

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la détermination de l'épaisseur de la dalle pleine doit prendre en compte les paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

→ **Cas d'une dalle qui porte dans un seul sens (sur 2 appuis) :**

$$\left\{ \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad [\text{Article A.8.2, 31 / BAEL91}] \right.$$

→ **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens (sur 4 appuis) :**

$$\left\{ 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad [\text{Article A.8.2, 31 / BAEL91}] \right.$$

Avec : ($L_x \leq L_y$)

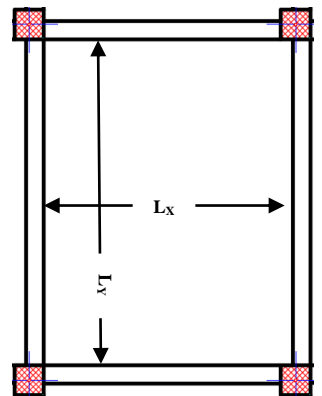


Fig.II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.

ρ : Rapport de deux dimensions ;

L_x : La petite dimension du panneau de la dalle la plus sollicitée en (m) ;

L_y : La grande dimension du panneau de la dalle la plus sollicitée en (m).

b. Le type de la travée étudiée :

Travée isostatique : C'est une travée sur deux appuis simples ;

Travée intermédiaire : C'est une travée sur deux appuis avec prise en compte de la continuité.

Tableau II.2 : Types des travées de la dalle pleine.

Travée étudiée	L'épaisseur h_d	
	Dalle sur 2 appuis	Dalle sur 4 appuis
Travée isostatique	$\left[\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right] L_x$	$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{25} \right] L_x$
Travée intermédiaire	$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right] L_x$	$\left[\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right] L_x$

Tableau II.3 : Dimensions des dalles pleines.

Emplacement	L_x [cm]	L_y [cm]	ρ	Type de dalle	L'épaisseur h_d				On adopte h_d [cm]
					Dalle sur 4 appuis		Dalle sur 2 appuis		
					$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{25} \right]$	$\left[\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right]$	$\left[\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right]$	$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right]$	
RDC	420	568	0,74	La dalle porte suivant deux sens	-	9	-	-	16

c. Condition d'isolation acoustique :

- **Contre les bruits aériens :** $h_d \times 2500 \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- **Contre les bruits d'impacts :** $h_d \times 2500 \geq 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

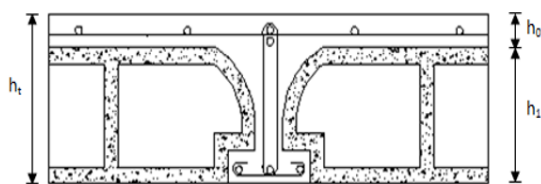
- **Pour une heure de coupe de feu :** $h_d = 7 \text{ cm}$
- **Pour deux heures de coupe de feu :** $h_d = 11 \text{ cm}$
- **Pour quatre heures de coupe de feu :** $h_d = 17,5 \text{ cm}$

2.2. Planchers à corps creux :

Vu que les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux.

On opte pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure ;
- L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de résistances.



Avec :

- h_t : L'épaisseur totale du plancher en (cm) ;
- h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression en (cm) ;
- h_1 : L'épaisseur du corps creux en (cm).

Fig.II.3 : Plancher à corps creux.

Le dimensionnement se résume au dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche :

Avec :
$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{[Article 7.6.8, 424 / BAEL91]}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle dans la direction de la disposition des solives en (cm).

On a:

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \rightarrow 16,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 20,5 \text{ cm}$$

D'où on adopte une dalle à corps creux d'épaisseur (16+4) cm \rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$

Condition d'isolation thermique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **16 cm**

$h_{min} \geq 16 \text{ cm}$, d'où on a : $h_t = 20 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3. Descente de charges :

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions de pesanteur permanentes et variables permettant le calcul des poteaux et leurs fondations.

3.1 Charges permanentes (G) :

a. Plancher :

Plancher terrasse inaccessible :

Calcul de la forme de pente :

- On a :
- L'épaisseur au point le plus bas est égale à : 4 cm
 - L'épaisseur au point le plus haut est : $h_g = ?$
 - La longueur la plus grande : $L = 9,86 \text{ m}$
 - Pente 1,5% = $\tan \alpha = 0,015$

$\tan \alpha = \frac{x}{L} = \frac{x}{9,86} = 0,015 \rightarrow x = 9,86 \times 0,015 = 0,1479 \text{ m} = 14,79 \text{ cm}$

$\rightarrow h_g = x + 4 = 14,79 + 4 = 18,79 \text{ cm} \rightarrow h_{moy} = \frac{1}{3} \times 40 + \frac{2}{3} \times 187,9 \approx 14 \text{ cm}$

\rightarrow **Corps creux :**

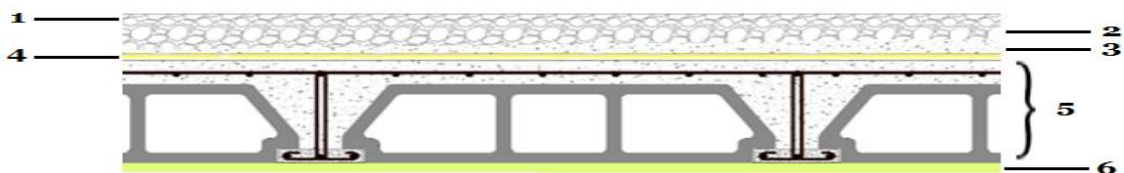


Fig.II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux.

1. Gravier roulé de protection (4 cm)	$0,04 \times 2000 = 80 \text{ daN/m}^2$
2. Étanchéité multicouche (4 cm)	$0,04 \times 300 = 12 \text{ daN/m}^2$
3. Forme de pente en béton ($h_{moy} = 14 \text{ cm}$)	$0,14 \times 2200 = 308 \text{ daN/m}^2$
4. Isolation thermique polyane, polystyrène (4 cm).....	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
5. Corps creux (polystyrène) + dalle de compression.....	$0,25 \times 210 = 53 \text{ daN/m}^2$
6. Enduit plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ daN/m}^2$
	$\rightarrow G = 489 \text{ daN/m}^2$

Plancher étage courant :

→ **Corps creux :**

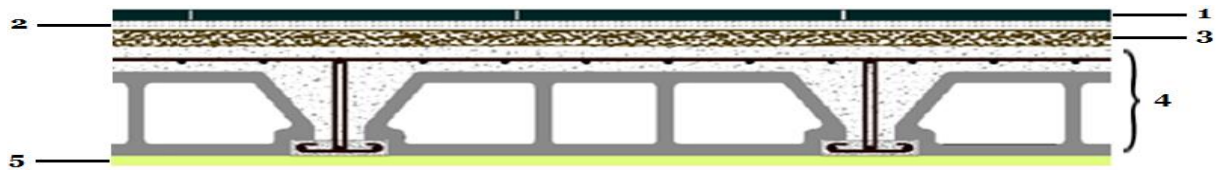


Fig.II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

1. carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44$ daN/m ²
2. Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40$ daN/m ²
3. Lit de sable (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36$ daN/m ²
4. Corps creux (polystyrène) + dalle de compression.....	$0,25 \times 210 = 53$ daN/m ²
5. Enduit plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20$ daN/m ²
Cloisons légères	= 75 daN/m ²

—————→ **G = 268 daN/m²**

Plancher RDC :

→ **Dalle pleine :**

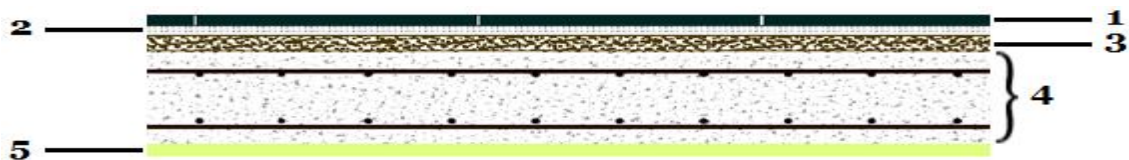


Fig.II.6 : Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine

1. carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44$ daN/m ²
2. Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40$ daN/m ²
3. Lit de sable (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36$ daN/m ²
4. dalle pleine (e = 16 cm)	$0,16 \times 2500 = 400$ daN/m ²
5. Enduit plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20$ daN/m ²
Cloisons légères	= 75 daN/m ²

—————→ **G = 615 daN/m²**

b. Maçonnerie :

b.1. Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :

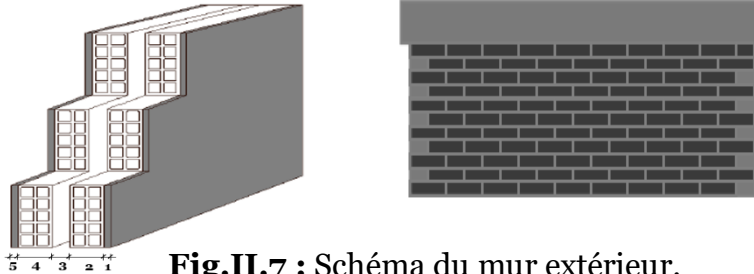


Fig.II.7 : Schéma du mur extérieur.

1. Revêtement de ciment (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
2. Brique creuse (10 cm)	$0,10 \times 900 = 90 \text{ daN/m}^2$
3. polystyrène (5 cm)	$0,05 \times 210 = 11 \text{ daN/m}^2$
4. Brique creuse (15 cm)	$0,15 \times 900 = 135 \text{ daN/m}^2$
5. Enduit ciment (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
	—————→ $G = 308 \text{ daN/m}^2$

b.2. Murs intérieur :

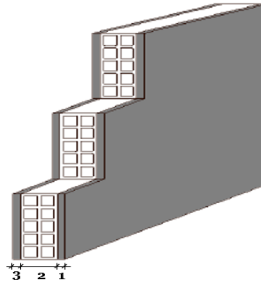


Fig.II.8 : Schéma du mur intérieur.

1. Revêtement de ciment (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
2. Brique creuse (10 cm)	$0,10 \times 900 = 90 \text{ daN/m}^2$
3. Enduit ciment (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
	—————→ $G = 162 \text{ daN/m}^2$

3.2 Surcharge d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exploitation de chaque niveau sont illustrées sur le tableau suivant :

1. Terrasse (inaccessible)	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$
2. RDC → 9 ^{ème} étage (habitation)	$Q = 150 \text{ daN/m}^2$
3. Sous-sol (parking)	$Q = 250 \text{ daN/m}^2$

4. Pré-dimensionnement des poteaux :

On suppose que le poteau est soumis à une compression simple, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure.

4.1. Étapes de Pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité (calcul de la surface reprise par le poteau) ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation exercée sur le poteau ;
- Dimensionnements des poteaux ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux :

a. Critère de résistance : [Article B.8.4, 1 / BAEL91]

Soit :

N_u : Effort normal résistant ultime agissant sur le poteau en (KN).

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa) ;

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;

f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25$ MPa) ;

B_r : Section réduite du poteau en (cm²), obtenue en déduisant de sa section réelle **1 cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

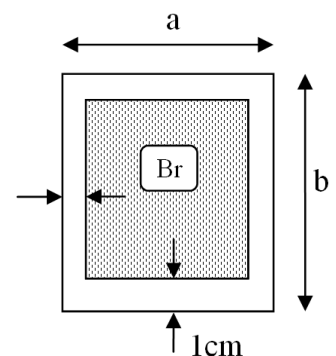


Fig.II.9 : Section réduite du béton.

Pour une section rectangulaire :

α : Coefficient qui dépend de l'élanement mécanique λ , et qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour} \quad 50 < \lambda \leq 70$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 50$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$.

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

À partir de la relation **(I)** et on remplaçant α par $\frac{0,85}{\beta}$, on déduit que :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{A}{B_r}\right) \times \sigma_s \right]}$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = \frac{0,8}{100}$ (zone IIa, d'après RPA99/version 2003)

σ_s : Contrainte de l'acier en (MPa) ;

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

σ_b : Résistance de calcul du béton en (MPa) ;

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \frac{0,8}{100} \times 348 \right] \times 10}$$

Donc : $B_r \geq 0,0066 N_u$

→ **Évaluation de N_u : [Article B.8.1.1 / BAEL91]**

$N_u = \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau en (daN).

$$N_u = 1,15 P_u$$

Avec : $P_u = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$ et $N_{\text{Plancher}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times S_{\text{Aff}}$

N_{Plancher} : L'effort normal dû au poids du plancher en (daN) ;

G : La charge permanente cumulée en (daN/m²) ;

Q : La charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression en (daN/m²) ;

S_{Aff} : La surface afférente du plancher en (m²) ;

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times P_t \times n \text{ et } P_t = (P_{\text{PP}} \times L_{\text{AffPP}}) + (P_{\text{PS}} \times L_{\text{AffPS}})$$

N_{Poutre} : L'effort normal dû au poids des poutres principales et secondaires en (daN) ;

P_t : Poids total de la poutre en (daN) ;

n : Nombre d'étage considéré ;

L_{AffPP} : Longueur afférente de la poutre principale en (m) ;

L_{AffPS} : Longueur afférente de la poutre secondaire en (m) ;

$$P_{\text{PP}} = 2500 \times b \times h$$

P_{PP} : Poids de la poutre principale en (daN/ml) ;

$$P_{\text{PS}} = 2500 \times b \times h$$

P_{PS} : Poids de la poutre secondaire en (daN/ml) ;

(b × h) : La section de la poutre en (m).

→ La loi de dégression : [Article IV.6.3 /DTR.B.C 2.2]

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.
- Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

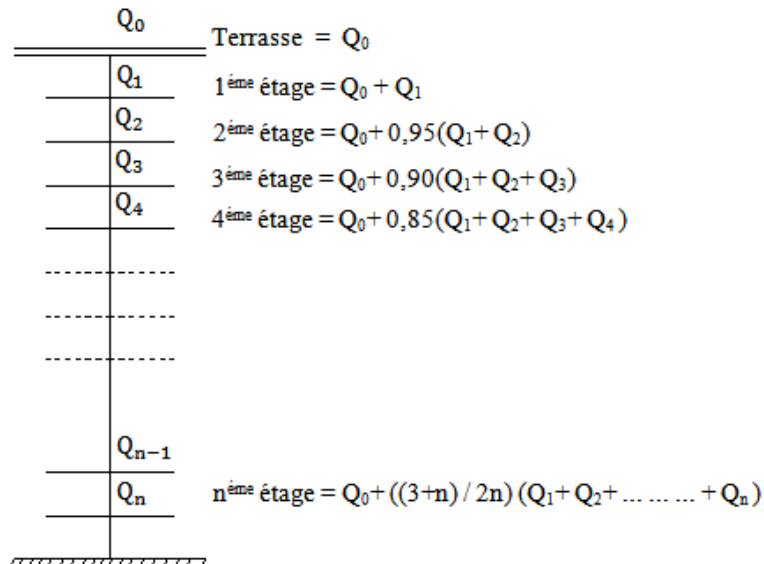


Fig.II.10 : Schéma de la loi de dégression des charges.

Tableau II.4 : la loi de dégression de la structure.

Terrasse	Q_0
9 ^{ème} Étage	$Q_0 + Q_1$
8 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$
7 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
6 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
5 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5)$
4 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6)$
3 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7)$
2 ^{ème} Étage	$Q_0 + 0,69 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8)$
1 ^{er} Étage	$Q_0 + 0,67 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8 + Q_9)$
RDC	$Q_0 + 0,65 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10})$
Sous-sol	$Q_0 + 0,64 \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10} + Q_{11})$

b. Condition de l'article 7.4.1/ RPA 99, V2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

→ Pour une section rectangulaire :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 25 \text{ cm ... Zone IIa}$$

$$\text{Min} (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Nous adoptons pour notre structure des poteaux carrés ($a = b$) :

c. Critère de flambement :

Vérifier si :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 3,46 \times \frac{L_f}{a} \leq 35$$

Avec :

λ : Élancement ;

L_f : La longueur de flambement en (cm) ;

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

L_0 : La longueur libre du poteau en (cm) ;

i : Rayon de giration de la section transversale en (cm) ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

B : Aire de la section transversale du béton seul en (cm²) ;

$$B = a \times a$$

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement en (cm⁴).

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carrée (a} \times \text{a)}$$

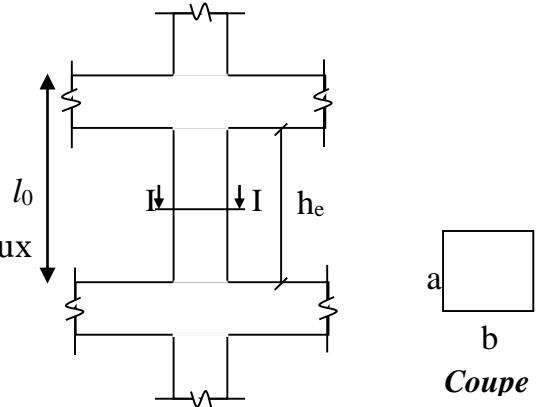


Fig.II.11 : Section transversale du poteau.

4.2. Tableau de la loi de dégression :

Tableau II.5 : Distribution et dégression des charges.

Étages	Les Charges et Surcharges Cumulée	
	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	688	100
9 ^{ème} Étage	757	250
8 ^{ème} Étage	1025	385
7 ^{ème} Étage	1293	505
6 ^{ème} Étage	1561	610
5 ^{ème} Étage	1829	700
4 ^{ème} Étage	2097	775
3 ^{ème} Étage	2365	845,5
2 ^{ème} Étage	2633	928
1 ^{er} Étage	2901	1004,5
RDC	3516	1140
Totale	3516	1140

4.3. Exemple de calcul :

Pour cet exemple, on va calculer les dimensions de la section transversale du poteau intermédiaire du sous-sol.

La surface afférente (la surface supportée par le poteau le plus sollicité) :

$$S_{\text{Aff}} = \left(\frac{3,8}{2} + \frac{4,5}{2} \right) \times \left(\frac{6,08}{2} + \frac{3,65}{2} \right) = 20,19 \text{ m}^2$$

a. Critère de résistance :

On a :

$$B_r \geq 0,0066 N_u$$

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

On a :

$$N_u = 1,15 \times P_u \quad \text{Avec :} \quad P_u = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$$

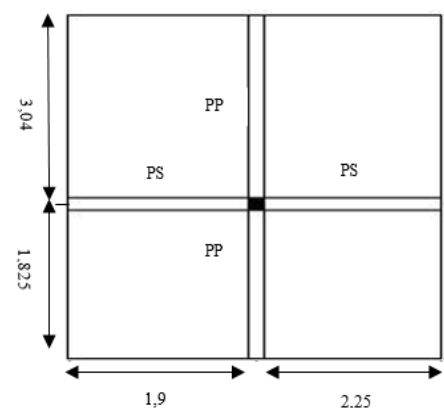


Fig.II.12 : Représentation de la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

→ **Détermination de l'effort normal dû au poids du plancher (N_{Plancher}) :**

On a :

$$N_{\text{Plancher}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times S_{\text{Aff}}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} G = 3516 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 1140 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow N_{\text{Plancher}} = (1,35 \times 3523 + 1,5 \times 1140) \times 20,19$$

$$\rightarrow N_{\text{Plancher}} = 130358,75 \text{ daN}$$

→ **Détermination de l'effort normal dû au poids des poutres principales et secondaires (N_{Poutre}) :**

On a :

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{avec :} \quad P_t = (P_{\text{PP}} \times L_{\text{AffPP}}) + (P_{\text{PS}} \times L_{\text{AffPS}})$$

- **Poids propre de la poutre principale :**

$$P_{\text{PP}} = 2500 \times b \times h$$

$$\text{Longueur afférente de la poutre principale : } L_{\text{AffPP}} = 4,865 \text{ m}$$

$$\text{Les dimensions de la poutre principale : } \begin{cases} b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_{\text{PP}} = 2500 \times 0,30 \times 0,45 \rightarrow P_{\text{PP}} = 337,500 \text{ daN/ml}$$

- **Poids propre de la poutre secondaire :**

$$P_{\text{PS}} = 2500 \times b \times h$$

$$\text{Longueur afférente de la poutre secondaire : } L_{\text{AffPS}} = 4,15 \text{ m}$$

$$\text{Les dimensions de la poutre secondaire : } \begin{cases} b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_{\text{PS}} = 2500 \times 0,30 \times 0,35 \rightarrow P_{\text{PS}} = 262,500 \text{ daN/ml}$$

D'où :

$$P_t = (337,5 \times 4,865) + (262,5 \times 4,15) \rightarrow P_t = 2731,31 \text{ daN}$$

et :

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times 2731,31 \times 11 \quad \text{Avec : } n = 11 \text{ Planchers}$$

$$\rightarrow N_{\text{Poutre}} = 40559,9 \text{ daN}$$

$$\rightarrow P_u = 130358,75 + 40559,9 = 170918,65 \text{ daN}$$

donc :

$$N_u = 1,15 \times 170918,65 = 196556,45 \text{ daN}$$

$$\left. \begin{array}{l} B_r \geq 0,0066 N_u \\ \text{et} \\ B_r = (a - 2)^2 \end{array} \right\} \rightarrow a = 38,02 \text{ on adopte un poteau de dimensions } (55 \times 55) \text{ cm}^2.$$

b. Condition de l'article 7.4.1/ RPA 99, V2003 :

Pour une section carrée (**55 × 55**) cm² :

Min (a ; b) = a = 55 cm ≥ 25 cm Zone IIa → Condition vérifiée ;

Min (a ; b) = a = 55 cm ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} \approx 17$ cm → Condition vérifiée ;

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ → Condition vérifiée.

c. Critère de flambement :

Vérifier si :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Détermination de la longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

Détermination du rayon de giration de la section en plan i :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{55^4}{12} = 762552,08 \text{ cm}^4$$

- **Aire de la section du béton seul B :**

$$B = a \times a = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$i = \sqrt{\frac{762552,08}{3025}} = 15,88 \text{ cm}$$

donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{15,88} = 14,99 \leq 35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Le pré-dimensionnement est acceptable

Tableau II.6 : Dimensions de sections des poteaux et vérification de la condition de RPA99 et de flambement.

Étages	Poutre principale		Poutre secondaire		N _u [daN]	B _r [cm ²]	Poteau	Condition de RPA 99				Condition	Condition du Flambement						Condition		
	L _{aff} [m]	N _{pp} [daN]	L _{aff} [m]	N _{ps} [daN]				a = b [cm]	Min(a;b) ≥ 25cm	Min (a;b) > $\frac{b_c}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$		L ₀ [cm]	L _r [cm]	I [cm ⁴]	B [m ²]	i (cm)	λ < 35			
9ème Étage	4,865	2217	4,15	1471	23051	152,13	35	Min (a;b) =	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4	Vé- ri- fié	306	214,2	125052,1	1225	10,10	21,21	< 35	Vé- ri- fié
8ème Étage	4,865	4433	4,15	2941	40915	270,04	35	Min (a;b) =	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	125052,1	1225	10,10	21,21	< 35	
7ème Étage	4,865	6650	4,15	4412	58258	384,50	45	Min (a;b) =	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	341718,8	2025	12,99	16,49	< 35	
6ème Étage	4,865	88,66	4,15	5883	75078	495,51	45	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4	Vé- ri- fié	306	214,2	341718,8	2025	12,99	16,49	< 35	Vé- ri- fié
5ème Étage	4,865	11083	4,15	7353	91375	603,08	45	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	341718,8	2025	12,99	16,49	< 35	
4ème Étage	4,865	13300	4,15	8824	107151	707,19	50	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	520833,3	2500	14,43	14,84	< 35	
3ème Étage	4,865	15516	4,15	10295	122403	807,86	50	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4	Vé- ri- fié	306	214,2	520833,3	2500	14,43	14,84	< 35	Vé- ri- fié
2ème Étage	4,865	17733	4,15	11765	137499	907,50	50	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	520833,3	2500	14,43	14,84	< 35	
1ème Étage	4,865	19950	4,15	13236	153013	1009,89	50	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4		306	214,2	520833,3	2500	14,43	14,84	< 35	
RDC	4,865	22166	4,15	14707	168318	1110,90	55	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	15,30	1/4<a/b<4	Vé- ri- fié	306	214,2	762552,1	3025	15,88	13,49	< 35	Vé- ri- fié
Sous-sol	4,865	24383	4,15	16177	196555	1297,26	55	Min (a;b) >	25	Min (a;b) >	17	1/4<a/b<4		340	238	762552,1	3025	15,88	14,99	< 35	

5. Pré-dimensionnement des voiles :

5.1. Les voiles de contreventement :

D'après l'article 7.7.1/ RPA 99, V2003 les murs en béton armé sont considérés comme des voiles si les conditions suivantes sont satisfaites :

1^{ère} condition : La condition $L \geq 4e$ doit être vérifiée.

Avec :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimal en (cm) ;

e : L'épaisseur du voile de contreventement en (cm) ;

h_e : La hauteur libre d'étage en (cm) ;

h : Hauteur libre d'étage en (cm) ;

h_d : L'épaisseur du plancher en (cm).

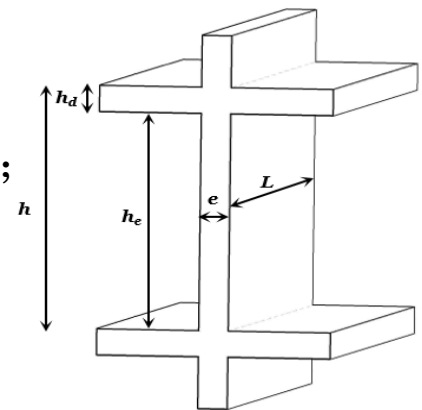


Fig.II.13 : Représentation d'un voile en élévation.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

2^{ème} condition :

L'épaisseur minimale est de $e_{\min} = 15$ cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de :

Tableau II.7 : Épaisseur du voile de contreventement.

Niveau	Longueur L [cm]	Hauteur h _e [cm]	Épaisseur minimale e _{min} [cm]	Épaisseur	Condition RPA99, V2003	Épaisseur adoptée e [cm]
				Max (e _{min} ; h _e /20)	L ≥ 4e	
RDC → 9 ^{ème} étage	568	286	15	15	Vérifiée	20

5.2. Les voiles périphériques de sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de **RPA99** :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm [Article 10.1.2 / RPA 99, V2003] ;}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \text{ [Article 7.7.1 / RPA 99, V2003].}$$

Tableau II.8 : Épaisseur du voile périphérique.

Niveau	Longueur L [cm]	Hauteur h _e [cm]	Épaisseur minimale e _{min} [cm]	Épaisseur	Condition RPA99, V2003	Épaisseur adoptée e [cm]
				Max (e _{min} ; h _e /25)	L ≥ 4e	
Sous-sol	568	320	15	15	Vérifiée	20

Chapitre III

Etude des planchers

1. Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux porteurs qui déterminent les différents niveaux d'une construction.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

2. Plancher corps creux :

Dans notre projet, les planchers à corps creux sont utilisés au niveau des étages courants et sont composés d'éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (coffrage).

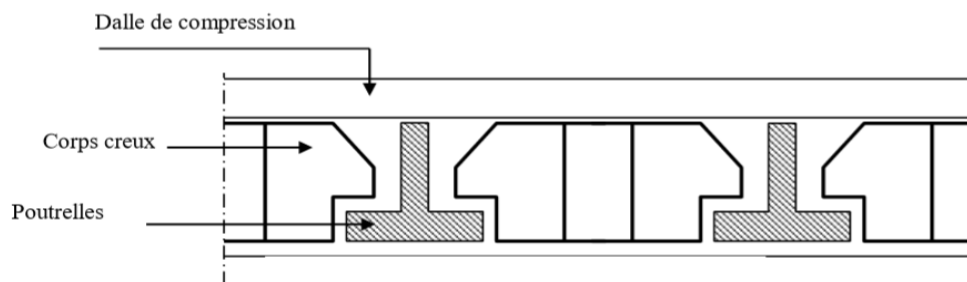


Fig. III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles : (voir Fig. III.2)

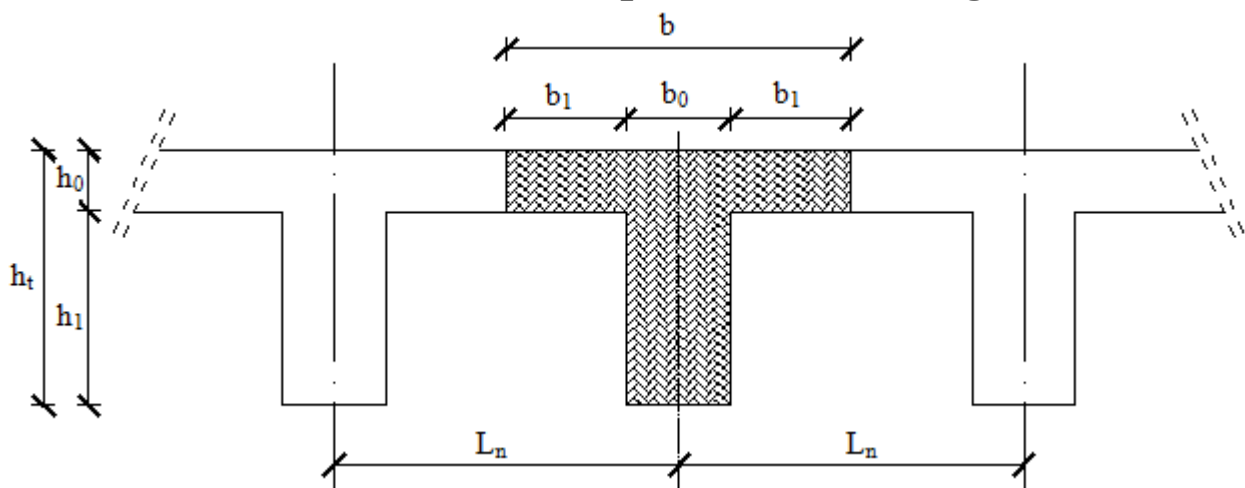


Fig. III.2 : schéma des poutrelles.

On a :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après l'article A.4.1, 3/ BAEL91, on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b_1 \leq 41 \text{ cm} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm) ; ($L_n = 60 \text{ cm}$) [Annexe C3/DTR B.C.2.2] ;

b_0 : Épaisseur de la nervure en (cm). ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

On prend :

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

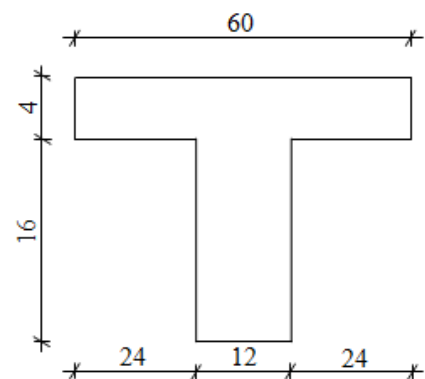


Figure III.3 : Section de calcul

2.2. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm \rightarrow (5 barres/m) \rightarrow Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note A_{\perp} ;

33 cm \rightarrow (3 barres/m) \rightarrow Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Si } L_n \leq 50 \text{ cm alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \text{ alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 L_n}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés de diamètre $\Phi_t = 6 \text{ cm}$ et de nuance d'acier **FeE400** ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

2.2.1. Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$\begin{aligned} 5\Phi 6/\text{ml} &\rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \Phi 6 &\rightarrow e = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

2.2.2. Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$\begin{aligned} 5\Phi 6/\text{ml} &\rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \Phi 6 &\rightarrow e = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

→ Le treillis soudé adopté est : **TS $\Phi 6$ (200×200) mm^2** .

2.3. Étude des poutrelles :

Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue.

Pour le calcul des sollicitations on peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire

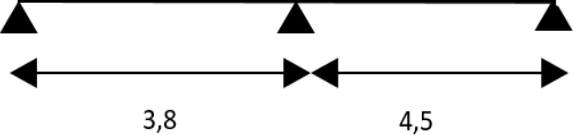
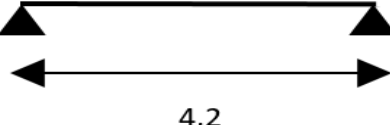
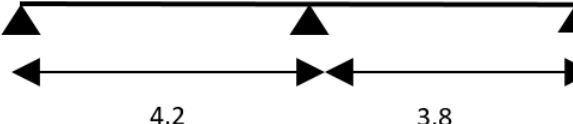
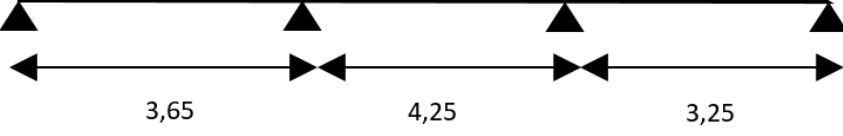
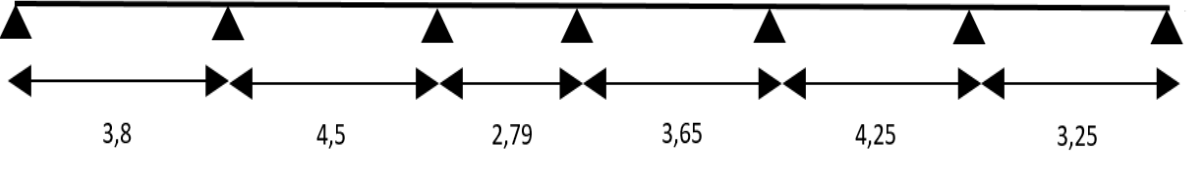
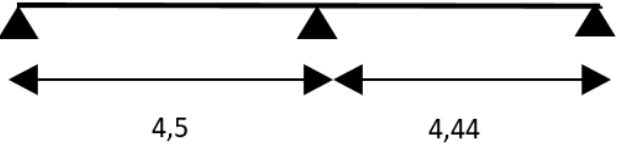
Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- le rapport des portées successives soit compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est peu préjudiciable.

b. Méthode de Caquot

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot.

Tableau III.1 : les Schémas statiques des poutrelles.

Types	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

2.3.1. Caractéristiques des planchers :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Fissuration	f_e [MPa]	f_{c28} [MPa]	enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	489	100
Étage courant	Peu préjudiciable					268	150

2.3.2. Combinaison d'action :

Tableau III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

	Formule	Valeur	
		Terrasse	Étage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	486,09	352,08
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	353,4	250,8

2.3.3. Détermination des sollicitations :

a. Plancher étage courant (corps creux) :

→ Type 1 :

Schéma statique :

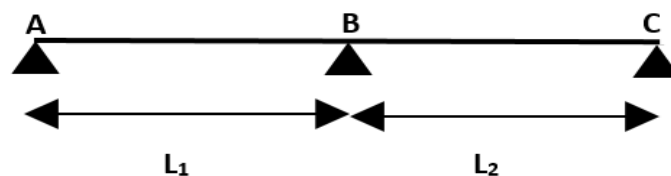


Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

L_1 [m]	L_2 [m]
3,80	4,50

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge $Q \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 268; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales (I) sont les mêmes dans les différentes travées → Condition vérifiée ;

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$) :

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,80}{4,40} = 0,86 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est peu préjudiciable → Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le 1^{er}, 3^{ème} et 6^{ème} types de poutrelles.

Application de la méthode forfaitaire :

I) Moments fléchissant :

- **Moments fléchissant** : $M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$

1) En appui :

- **Moment d'un appui de rive :**

→ Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) → $-0,20 M_0$;

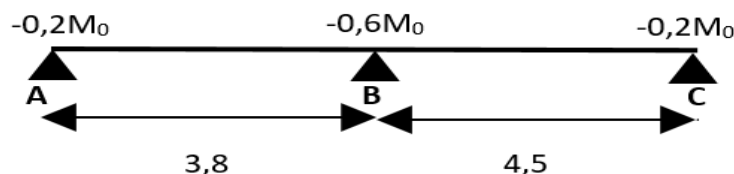
→ Appuis encastré (encastré dans un voile) → $-0,40 M_0$.

- **Moments des appuis intermédiaires :**

→ Appuis d'une poutre à deux travées → $-0,60 M_0$;

→ Appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées → $-0,50 M_0$;

→ Autres Appuis intermédiaires → $-0,40 M_0$.



- Etat limite ultime de résistance

$$M_0 = 352,08 \times \frac{3,80^2}{8} = 635,50 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (AB)}$$

$$M_0 = 352,08 \times \frac{4,50^2}{8} = 891,20 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (BC)}$$

$$\begin{cases} -0,2M_0 = -127,10 \text{ daN.m} \\ -0,6M_0 = -534,72 \text{ daN.m} \\ -0,2M_0 = -178,24 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2) En travée :

- **Calcul du rapport des charges d'exploitation et permanentes α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,359$$

- **Moment dans le cas d'une travée de rive :**

Travée AB

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha); 1,05] M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 415,51 \text{ daN.m} \\ 746,42 \geq 703,94 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow M_t = 415,51 \text{ daN.m}$$

- **Moment dans le cas d'une travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha); 1,05] M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t \geq 582,70 \text{ daN.m} \\ 939,17 \geq 987,15 \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 630,68 \text{ daN.m}$$

- **Efforts tranchants (à l'ELU) :**

Travée AB

$$T_g = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

$$T_g = \frac{352,08 \times 3,80}{2} + \frac{|-127,10| - |-534,72|}{3,80} = 561,68 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

$$T_d = -\frac{352,08 \times 3,80}{2} + \frac{|-127,10| - |-534,72|}{3,80} = -776,22 \text{ daN}$$

Travée BC

$$T_g = \frac{352,08 \times 4,5}{2} + \frac{|-534,72| - |-178,24|}{4,5} = 871,40 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{352,08 \times 4,50}{2} + \frac{|-534,72| - |-178,24|}{4,5} = -712,96 \text{ daN}$$

- Etat limite de service

1) En appui :

$$M_0 = 250,8 \times \frac{3,8^2}{8} = 452,69 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (AB)}$$

$$M_0 = 250,8 \times \frac{4,5^2}{8} = 634,83 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (BC)}$$

$$\begin{cases} -0,2M_0 = -90,54 \text{ daN.m} \\ -0,6M_0 = -380,90 \text{ daN.m} \\ -0,2M_0 = -126,97 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2) En travée :

- Moment dans le cas d'une travée de rive :

Travée AB

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha); 1,05] M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \\ \begin{cases} M_t \geq 295,98 \text{ daN.m} \\ 531,70 \geq 501,43 \end{cases} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow M_t = 295,98 \text{ daN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t \geq 415,07 \text{ daN.m} \\ 669,01 \geq 703,18 \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 449,25 \text{ daN.m}$$

- Efforts tranchants (à l'ELS) :

Travée AB

$$T_g = \frac{250,80 \times 3,80}{2} + \frac{|-90,54| - |-380,90|}{3,80} = 400,11 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{250,80 \times 3,80}{2} + \frac{|-90,54| - |-380,90|}{3,80} = -552,93 \text{ daN}$$

Travée BC

$$T_g = \frac{250,80 \times 4,5}{2} + \frac{|-380,90| - |-126,97|}{4,5} = 620,73 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{250,80 \times 4,50}{2} + \frac{|-380,90| - |-126,97|}{4,5} = -507,87 \text{ daN}$$

II) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

1) Moments fléchissant :

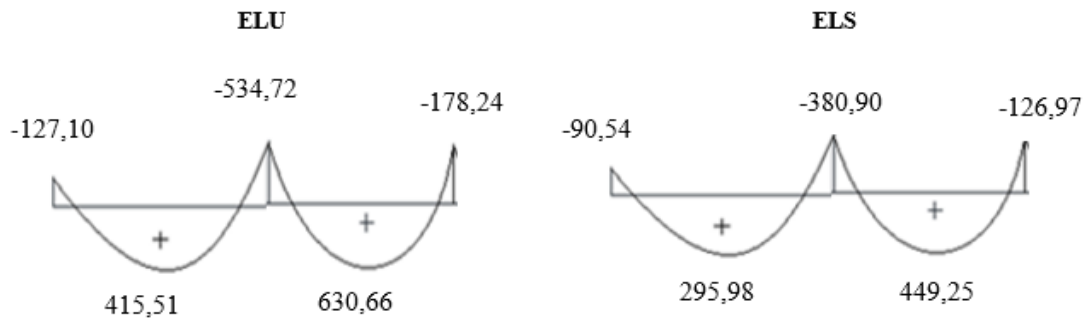


Fig.III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

2) Efforts tranchants :

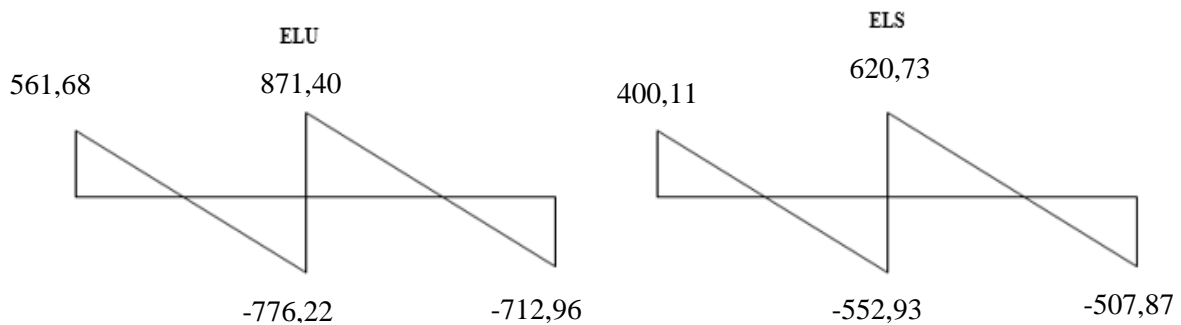


Fig. III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

→ **Type 5 :**

Schéma statique :

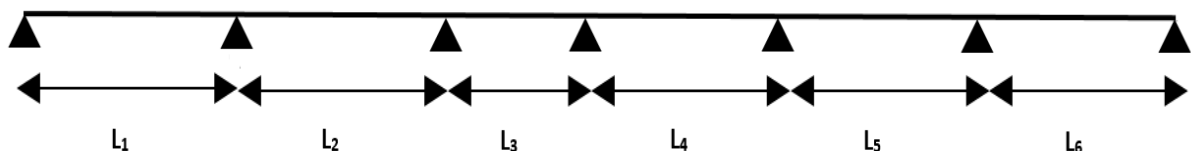


Fig.III.7 : Schéma statique de la poutrelle.

L_1 [m]	L_2 [m]	L_3 [m]	L_4 [m]	L_5 [m]	L_6 [m]
3,80	4,50	2,79	3,65	4,25	3,25

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,80}{4,50} = 0,84 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$0,8 < \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,50}{2,79} = 1,61 > 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée .}$$

Conclusion :

L'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; donc le plancher est à charge d'exploitation élevée → **On utilise la méthode de Caquot.**

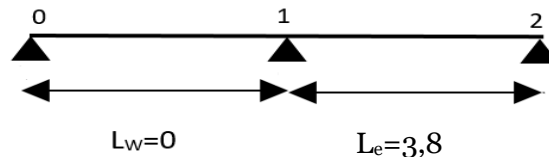
Application de la méthode de Caquot :

I) Moment fléchissant :

➤ Appuis de rives

Appuis de rive (1) et (6)

ELU



$$M_1 = -\frac{q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w - l_e)} = -\frac{279,72 \times (3,8)^3}{8,5 \times (0 + (3,8))}$$

$$M_1 = -475,19 \text{ daN.m}$$

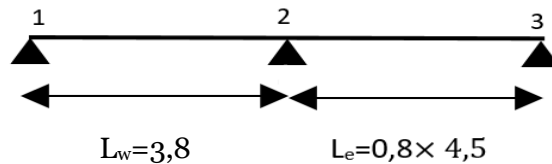
ELS

$$M_1 = -\frac{q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w - l_e)} = -\frac{197,2 \times (3,8)^3}{8,5 \times (0 + (3,8))}$$

$$M_1 = -335 \text{ daN.m}$$

➤ Appuis intermédiaires

Appuis intermédiaire (2) et (5)

**ELU**

$$M_2 = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{279,72 \times ((3,8)^3 + (0,8 \times 4,5)^3)}{8,5 \times ((3,8) + (0,8 \times 4,5))}$$

$$M_2 = -451,50 \text{ daN.m}$$

ELS

$$M_2 = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{197,2 \times ((3,8)^3 + (0,8 \times 4,5)^3)}{8,5 \times ((3,8) + (0,8 \times 4,5))}$$

$$M_2 = -318,30 \text{ daN.m}$$

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont représentés dans les diagrammes.

➤ Calcul de l'effort tranchant**Travée de rive (1-2)**

$$T(x) = \left(\frac{q \times l_i}{2} - q \times x \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T_1 = \left(352,08 \times \frac{3,8}{2} \right) + \frac{475,195 - 451,501}{3,8}$$

$$T_1 = 675,187 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } x=3,8 \rightarrow T_1 = \left(352,08 \times \frac{3,8}{2} - 352,08 \times 3,8 \right) + \frac{475,195 - 451,501}{3,8}$$

$$T_1 = -662,71 \text{ daN}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des efforts tranchant sont représentés dans les diagrammes

A. Calcul d'abscisse de M_t maximum (x_0)

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

Travée de rive (1-2)**ELU**

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{475,195 - 451,501}{3,8 \times 352,08} + \frac{3,8}{2} \rightarrow x_0 = 1,92 \text{ m}$$

ELS

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{335 - 318,304}{3,8 \times 250,8} + \frac{3,8}{2} \Rightarrow x_0 = 1,92 \text{ m}$$

De la même manière pour les autres travées.

Moment fléchissant en travées**ELU**

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} \times x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \times x_0 - |M_{i-1}|$$

ELS

$$M(x_0) = \left(\frac{q_s l_i}{2} \times x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \times x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-2)**ELU**

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_1}{2} \times x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \times x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{352,08 \times 3,8}{2} \times 1,92 - \frac{352,08 \times 1,92^2}{2} \right) + \frac{475,195 - 451,501}{3,8} \times 1,92 - |475,195|$$

$$M_t = 172,211 \text{ daN.m}$$

ELS

$$M(x_0) = \left(\frac{q_s l_1}{2} \times x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \times x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{250,8 \times 3,8}{2} \times 1,92 - \frac{250,8 \times 1,92^2}{2} \right) + \frac{335 - 318,304}{3,8} \times 1,92 - |335|$$

$$M_t = 126,077 \text{ daN.m}$$

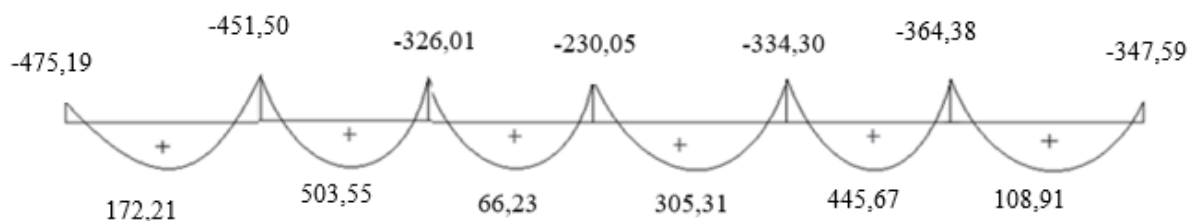
II) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :**1) Moments fléchissant :**

Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 5^{ème} type de poutrelle.

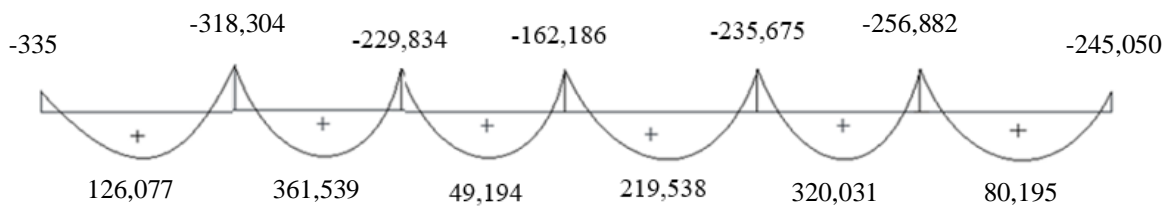


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 5^{ème} type de poutrelle.

2) Efforts tranchants :

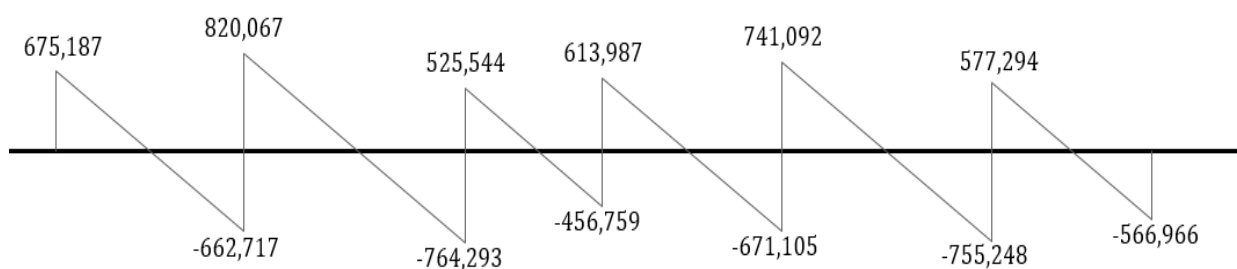


Fig. III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 5^{ème} type de poutrelle.

b. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Remarque :

- Concernant le calcul des sollicitations des 3 premiers types de poutrelles au niveau du plancher de la terrasse inaccessible, ils sont calculés de la même manière que ceux de l'étage courant, leurs moments fléchissant et efforts tranchants sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Étage courant	Type 1	Forfaitaire	- 534,72	- 380,90	630,66	449,25	871,40
	Type 2	Flexion simple	-147,87	-105,36	621,07	442,41	739,37
	Type 3	Forfaitaire	-465,80	- 331,81	549,38	391,34	813,30
	Type 4	Caquot	-438,420	-309,082	407,685	293,254	759,01
	Type 5	Caquot	-475,195	-335,008	503,552	361,539	820,067
	Type 6	Forfaitaire	-534,72	-380,90	630,66	449,25	871,40
Terrasse inaccessible	Type 1	Forfaitaire	-738,25	-536,73	800,92	582,29	1203,07
	Type 2	Flexion simple	-204,16	-148,43	857,46	623,40	1020,79
	Type 3	Forfaitaire	-643,10	-467,55	697,69	507,24	1122,87

2.3.4. Calcul des armatures longitudinales :

A. En travée

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 857,46 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \rightarrow M_T = 54412,8 \text{ N.m} \rightarrow 5441,28 \text{ daN.m}$$

$M_t^u = 8574,6 \text{ N.m} < M_T = 54412,8 \text{ N.m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8574,6}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A' N' \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,984$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8574,6}{348 \times 0,984 \times 18} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,39 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{\text{ser}} = 623,40 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire avec } A_t^u \\ \text{➤ Acier FeE400} \\ \text{➤ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{857,46}{623,40} = 1,375$$

$$\alpha = 0,039 < 0,438 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures 3T10 $\rightarrow A_s^t = 2,36 \text{ cm}^2$

B. En appuis

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = -738,25 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0 \rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7382,5}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,134$$

$$\mu = 0,134 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A' N' \text{ existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,928$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7382,5}{348 \times 0,928 \times 18} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_a^u = 1,27 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{\text{ser}} = -536,73 \text{ daN.m}$$

- | | | |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ➤ Flexion simple ➤ Section rectangulaire avec $A' \neq 0$ ➤ Acier FeE400 ➤ Fissuration peu nuisible | } | $\rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ |
|---|---|---|

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{738,25}{536,73} = 1,375$$

$$\alpha = 0,181 < 0,438 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures 1T14 $\rightarrow A=1,54 \text{ cm}^2$

2.3.5. Calcul des armatures transversales :

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.

$$T_u^{\max} = 1122,87 \text{ daN} = 11228,7 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérifier si : $T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Tableau III.5 : Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

a [cm]	Effort	T_u^{\max}	$0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	Conclusion
0,9 d				
16,2	Valeur [N]	11228,7	129762	L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

longitudinales inférieures :

Vérifier si : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$

Tableau III.6 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

	A_l	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$	Conclusion
Valeur [cm ²]	2,36	0,35	L'effort tranchant n'influe pas sur les Armatures transversales

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

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tableau III.7 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

T_u^{\max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
	Formule	$\frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d}$	$\min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$	
8020,60	Valeur	0,54	3,3	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne → $\alpha = 90^\circ$

d. Section des armatures transversales A_t

Tableau III.8 : Tableau de la section des armatures transversales.

Donner			Φ_t [mm]		Choix d'armatures	
h [mm]	b_o [mm]	Φ_{min} [mm]	Formule	Valeur	Nuance d'acier	A_t
200	120	100	$\min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \Phi_{min}\right)$	6	FeE 235	2Φ6 $A_t = 0,57 \text{ cm}$

e. Espacement des armatures transversales δ_t :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (Flexion simple)} \\ \alpha = 90 \end{array} \right.$$

Tableau III.9 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

Contrainte	τ_u [MPa]	0,37
Espacement [cm]	$\delta_{t_1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b_o \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}$	34,35
	$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_o \times \sin \alpha}$	27,91
	$\delta_{t_3} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$	16,20
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t_1} ; \delta_{t_2} ; \delta_{t_3})$	$\delta_t \leq 16,20$
Conclusion		$\delta_t = 15 \text{ cm}$

2.3.6. Vérification de la flèche :

Suivant les règles de l'article B.7.5/ BAEL91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a. Vérification de la flèche pour le plancher terrasse :

Tableau III.10 : Tableau de vérification de la flèche.

Donner				Condition	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$			
h_t [cm]	L [cm]	b_o [cm]	A_u Choisi [cm ² /ml]	Formule	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o}$	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{A_u \text{ Choisi}}{b_o \times d}$	$\frac{2}{f_e}$
20	410	12	2,36	Étage courant	0,0444	0,0700	0,0444	0,0625	0,0109	0,0105
					Non vérifiée		Non vérifiée		Non vérifiée	

Conclusion :

Aucunes des trois conditions n'est vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta f_t = (f_{g,v} - f_{j,i}) + (f_{p,i} - f_{g,i}) \leq \Delta f_{t_{\max}} = \frac{l}{500}$$

b. Calcul de la flèche :

→ **Calcul des charges :**

Tableau III.11 : Tableau de calcul des charges.

	J [daN/m]	g [daN/m]	P [daN/m]
Formule	$(G - G_{\text{cloison}}) \times b$	$G \times b$	$(G + Q) \times b$
Valeur	248,4	293,4	353,4

Avec :

J : La charge permanente avant mise en place des cloisons en (daN/m) ;

g : La charge permanente après mise en place des cloisons en (daN/m) ;

P : La charge totale en (daN/m).

N.B : Le plancher terrasse ne contient pas de cloison.

→ **Calcul des moments fléchissant :** $M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$

Tableau III.12 : Tableau de calcul des moments fléchissant.

	M_J^S [daN.m]	M_g^S [daN.m]	M_P^S [daN.m]
Formule	$0,70 M_{0j}$	$0,70 M_{0g}$	$0,70 M_{0p}$
Valeur	440,13	519,87	626,18

→ **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

Tableau III.13 : Tableau de calcul du moment d'inertie.

	y_1 [cm]	y_2 [cm]	V_1 [cm]	V_2 [cm]	I_0 [cm ⁴]
Formule	$\frac{h_0}{2}$	$\left(\frac{h - h_0}{2}\right) + h_0$	$\frac{\sum A_i \times y_i}{A_i}$	$h - V_1$	$\frac{(bV_1^3) - (b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0V_2^3}{3} + 15 \times A(d - V_1)^2$
Valeur	2	12	7,32	12,68	19451,65

→ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations σ_s :**

Tableau III.14 : Tableau de calcul des contraintes d'acier.

	ρ	ρ_1	β_1	σ_s^J [MPa]	σ_s^g [MPa]	σ_s^P [MPa]
Formule	$\frac{A}{b_0 d}$	100ρ	Tableau	$\frac{M_J^S}{A \times \beta_1 \times d}$	$\frac{M_g^S}{A \times \beta_1 \times d}$	$\frac{M_P^S}{A \times \beta_1 \times d}$
Valeur	0,0109	1,093	0,8559	121	143	172

→ Calcul de μ_J ; μ_g et μ_P :

Tableau III.15 : Tableau de Calcul de μ_J ; μ_g et μ_P .

	f_{t28} [MPa]	μ_J	μ_g	μ_P
Formule	$0,6 + 0,06 f_{c28}$	$1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s^J + f_{t28}}$	$1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}}$	$1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s^P + f_{t28}}$
Valeur	2,1	0,5027	0,5598	0,6183

→ Calcul des moments fictifs I_f :

Tableau III.16 : Tableau de calcul des moments fictifs.

	λ_i	λ_v	$I_{f_j}^i$ [cm ⁴]	$I_{f_g}^i$ [cm ⁴]	$I_{f_g}^v$ [cm ⁴]	$I_{f_p}^i$ [cm ⁴]
Formule	$\frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$	$\frac{2}{5} \lambda_i$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_J}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_P}$
Valeur	3,70	1,48	6805,48	6337,64	10642,75	5920,99

Avec :

λ_i : Coefficient pour les déformations instantanées ;

λ_v : Coefficient pour les déformations différées.

→ Calcul des flèches partielles f :

Tableau III.17 : Tableau de calcul des flèches partielles.

	E_i	E_v	f_j^i [cm ⁴]	f_g^i [cm ⁴]	f_g^v [cm ⁴]	f_p^i [cm ⁴]
Formule	$11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$	$3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$	$\frac{M_j^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_j}^i}$	$\frac{M_g^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_g}^i}$	$\frac{M_g^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_g}^v}$	$\frac{M_P^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_p}^i}$
Valeur	32164,20	10818,87	0,40	0,50	0,90	0,70

Avec :

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

→ Flèche totale et flèche admissible :

Tableau III.18 : Tableau de calcul de la flèche totale et admissible.

	Δf_t [cm]	$\Delta f_{t_{max}}$ [cm]	Condition
Formule	$(f_g^v - f_J^i) + (f_P^i - f_g^i)$	l/500	Vérifiée
Valeur	0,66	0,90	

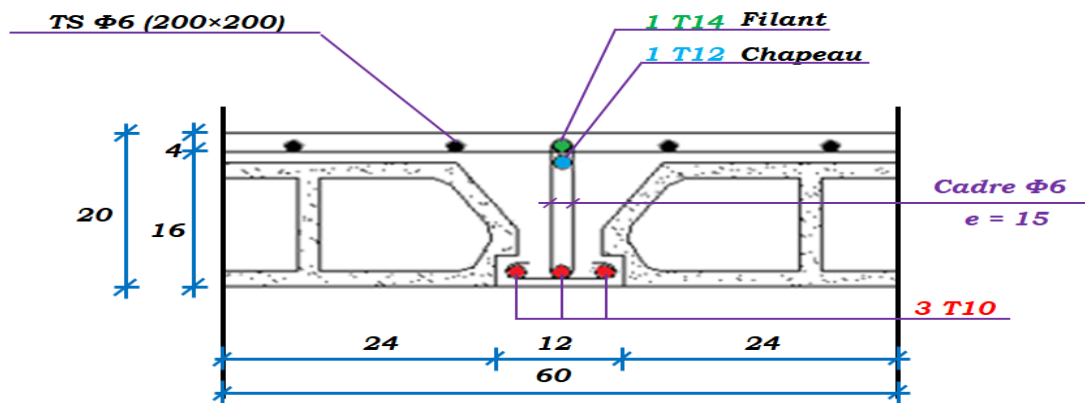


Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Tableau III.19 : Tableau de ferrailage de la poutrelle

			Armature longitudinale		Choix d'armatures	Armature transversale		Disposition des Armatures
			M [N.m]	A _t [cm ²]		T [N/m]	A _t [cm ²]	
Plancher courant	En travée	ELU	6684	1,52	3T10 A _t = 2,36 cm ²	8714	2Φ6 A _t = 0,57 cm ²	
		ELS	4761,3	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 5347,2	0,84	1T14 A _a = 1,54 cm ²			
		ELS	- 3809	Vérifiée				
Plancher terrasse	En travée	ELU	8612,9	1,39	3T10 A _t = 2,36 cm ²	12030,7	2Φ6 A _t = 0,57 cm ²	
		ELS	6261,8	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 7382,5	1,27	1T14 A _a = 1,54 cm ²			
		ELS	- 5367,3	Vérifiée				

3. Plancher dalle pleine :

3.1. Méthode de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m .
 - Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à L'ELS.

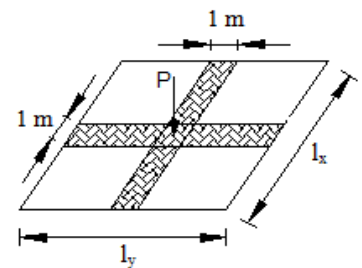


Fig.III.12 : Principe de calcul.

Conclusion :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;

→ Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article 91-14.5/ BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1\text{ cm}$

→ Calcul de l'enrobage et des hauteurs utiles :

On a : $h_o = 16\text{ cm}$ et $a = 1\text{ cm}$ (Fissuration peu préjudiciable).

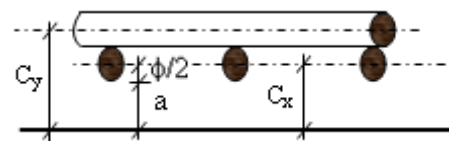


Fig.III.13 : Enrobage.

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

Diamètre des armatures Φ [cm]	Enrobage c [cm]		Hauteur utile d [cm]	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_d - C_y$
1	1,5	2,5	14,5	13,5

→ **Espacement maximal des armatures :**

Écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33) \rightarrow \delta = 33 \text{ cm}$

→ **Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Tableau III.21 : Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.

État	Charges [daN/m ²]		Combinaison d'action			Pour une bande de 1 m de largeur		
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/m]
ELU	615	150	\bar{q}^u	1,35 G + 1,5 Q	1055,25	q^u	$\bar{q}^u \times 1$	1055,25
ELS			\bar{q}^s	G + Q	765	q^s	$\bar{q}^s \times 1$	765

→ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Moments fléchissant : } \begin{cases} \mathbf{M}_x^u = \mu_x \times \bar{q} \times \mathbf{l}_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } \mathbf{l}_x \\ \mathbf{M}_y^u = \mu_y \times \mathbf{M}_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } \mathbf{l}_y \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; v\right)$$

$$\text{et Coefficient de poisson : } \begin{cases} v = \mathbf{0} \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU] ;} \\ v = \mathbf{0,2} \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS].} \end{cases}$$

→ **Mode d'encastrement :**

On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le BAEL91 :

- **Sur appui :**

0,3 M_0 → Pour un appui de rive ;

0,5 M_0 → Pour un appui intermédiaire.

- **En travée :**

$0,85 M_0 \rightarrow$ Pour une dalle de rive ;

$0,75 M_0 \rightarrow$ Pour une dalle intermédiaire.

Avec :

M_0 : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

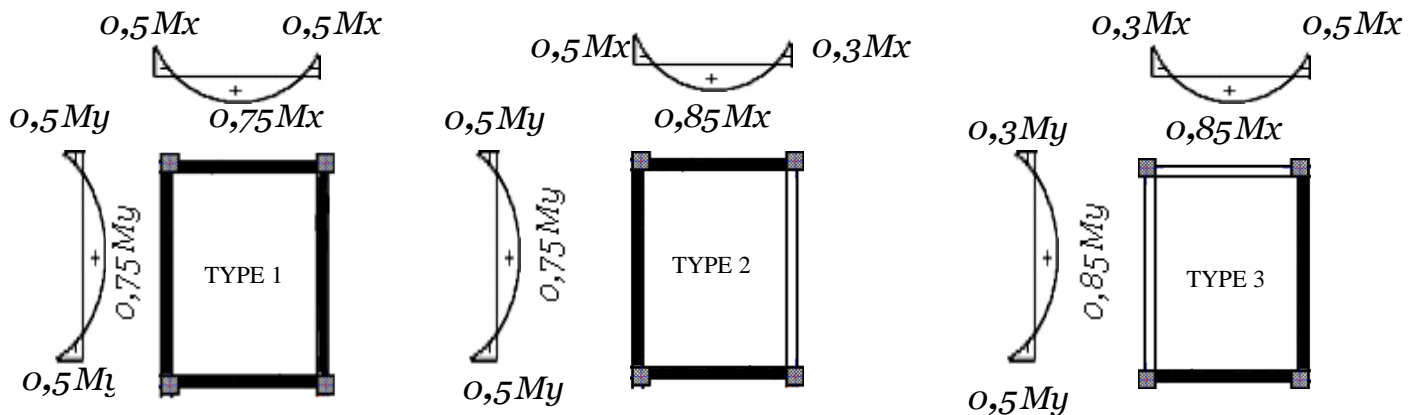


Fig.III.14 : Schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments fléchissant.

3.2. Calcul des moments fléchissant :

$L_x = 4,20 \text{ m}$; $L_y = 5,68 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4 \rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens .

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{575} = 0,74 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times \bar{q}^u \times l_x^2 = 0,0634 \times 1055,25 \times 4,20^2 = 1180,17 \text{ daN.m}$$

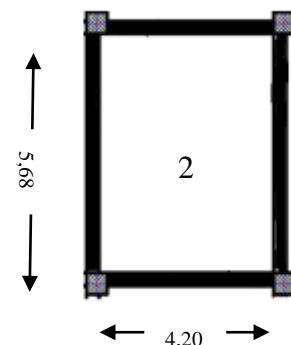
$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,494 \times 1180,17 = 583 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{0x} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1180,17 = 885,12 \text{ daN.m}$$

$$M_{0y} = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 583 = 437,25 \text{ daN.m}$$

B. en appuis



- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1180,17 = -590,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 583 = -291,50 \text{ daN.m}$$

- Appui de rive

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1180,17 = -590,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 583 = -291,50 \text{ daN.m}$$

b. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{575} = 0,74 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \times \bar{q}^s \times l_x^2 = 0,0696 \times 765 \times 4,20^2 = 939,22 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0,632 \times 939,22 = 593,59 \text{ daN.m}$$

1) en travée :

$$M_{0x} = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 939,22 = 704,42 \text{ daN.m}$$

$$M_{0y} = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 593,59 = 445,19 \text{ daN.m}$$

2) en appuis :**- Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 939,22 = -469,61 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 593,59 = -296,79 \text{ daN.m}$$

- Appui de rive :

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 939,22 = -469,61 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 593,59 = -296,79 \text{ daN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.22 : Tableaux des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher haut du RDC

Type	Panneau x	Longueur		Sens	Rapp ort L_x/L_y	Appui s sur	ELU (v = 0)					ELS (v = 0,2)				
		l [m]					μ	M_{0x} et M_{0y} [daN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0x} et M_{0y} [daN.m]	En appui		En travée
		M_g [daN.m]	M_d [daN.m]						M_t [daN.m]	M_g [daN.m]	M_d [daN.m]			M_t [daN.m]		
1	1	L_x	3,60	X-X	0,63	4 Appuis	0,0772	1055,79	527,90	527,90	791,84	0,0825	817,94	408,97	408,97	613,45
		L_y	5,68	Y-Y			0,343	362,14	181,07	181,07	271,60	0,5080	415,51	207,76	207,76	311,63
	2	L_x	4,20	X-X	0,74	4 Appuis	0,0634	1180,17	590,08	590,08	885,12	0,0696	939,22	469,61	469,61	704,42
		L_y	5,68	Y-Y			0,494	583	291,50	291,50	437,25	0,6320	593,59	296,79	296,79	445,19
	3	L_x	2,39	X-X	0,42	4 Appuis	0,1062	640,14	320,07	320,07	480,11	0,1086	474,56	237,28	237,28	355,92
		L_y	5,68	Y-Y			0,250	160,04	80,02	80,02	120,03	0,3090	146,64	73,32	73,32	109,98
	4	L_x	3,45	Y-Y	0,96	4 Appuis	0,0401	503,66	251,83	251,83	377,75	0,0475	432,51	216,25	216,25	324,38
		L_y	3,60	X-X			0,911	458,83	229,42	229,42	344,13	0,9390	406,12	203,06	203,06	304,59
	5	L_x	3,45	Y-Y	0,82	4 Appuis	0,0542	680,76	340,38	340,38	510,57	0,0610	555,43	277,72	277,72	416,47
		L_y	4,20	X-X			0,631	429,56	214,78	214,78	322,17	0,7370	409,35	204,68	204,68	307,01
	6	L_x	2,39	X-X	0,69	4 Appuis	0,0695	418,92	209,46	209,46	314,19	0,0754	329,48	164,74	164,74	247,11
		L_y	3,45	Y-Y			0,422	176,79	88,39	88,39	132,59	0,5740	189,12	94,56	94,56	141,84
	7	L_x	2,39	Y-Y	0,66	4 Appuis	0,0733	441,83	220,91	220,91	331,37	0,0789	344,77	172,39	172,39	258,58
		L_y	3,60	X-X			0,382	168,78	84,39	84,39	126,58	0,5410	186,52	93,26	93,26	139,89
	8	L_x	3,60	X-X	0,86	4 Appuis	0,0498	681,07	340,53	340,53	510,80	0,0569	564,13	282,06	282,06	423,10
		L_y	4,20	Y-Y			0,693	471,98	235,99	235,99	353,98	0,791	446,23	223,11	223,11	334,67

9	L_x	3,35	X-X	0,80	4 Appuis	0,0565	669,10	334,55	334,55	501,83	0,0632	542,59	271,29	271,29	406,94
	L_y	4,20	Y-Y			0,595	398,12	199,06	199,06	298,59	0,710	385,24	192,62	192,62	288,93
10	L_x	3,50	X-X	1	4 Appuis	0,0368	475,71	237,85	237,85	356,78	0,0442	414,21	207,10	207,10	310,66
	L_y	3,50	Y-Y			1	475,71	237,85	237,85	356,78	1	414,21	207,10	207,10	310,66
11	L_x	3,60	Y-Y	0,86	4 Appuis	0,0498	927,01	463,50	463,50	695,26	0,0569	767,84	383,92	383,92	575,88
	L_y	4,20	X-X			0,693	642,42	321,21	321,21	481,81	0,791	607,36	303,68	303,68	455,52
12	L_x	2,39	X-X	0,66	4 Appuis	0,0733	441,83	220,91	220,91	331,37	0,0789	344,77	172,39	172,39	258,58
	L_y	3,60	Y-Y			0,382	168,78	84,39	84,39	126,58	0,541	186,52	93,26	93,26	139,89
13	L_x	3,35	X-X	0,93	4 Appuis	0,0428	506,86	253,43	253,43	380,15	0,0500	429,26	214,63	214,63	321,95
	L_y	3,60	Y-Y			0,841	426,27	213,13	213,13	319,70	0,891	382,47	191,24	191,24	286,85
14	L_x	3,60	Y-Y	0,89	4 Appuis	0,0468	640,04	320,02	320,02	480,03	0,0539	534,39	267,19	267,19	400,79
	L_y	4,05	X-X			0,759	485,79	242,89	242,89	364,34	0,832	444,61	222,30	222,30	333,46

Panneau x	Longueur		sens	Rappor t L_x/L_y	Appuis sur	ELU ($v = 0$)					ELS ($v = 0,2$)				
	l [m]					μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée
			M_g [daN.m]	M_d [daN.m]				M_t [daN.m]	M_g [daN.m]	M_d [daN.m]			M_t [daN.m]		
15	L_x	3,90	Y-Y	0,93	4 Appuis	0,0428	686,96	343,48	343,48	515,22	0,0500	581,78	290,89	290,89	436,34
	L_y	4,20	X-X			0,8410	577,73	288,86	173,32	491,07	0,8910	518,37	259,18	155,51	440,61
16	L_x	3,90	Y-Y	0,94	4 Appuis	0,0419	672,51	336,25	201,75	571,63	0,0491	571,31	285,66	171,39	485,61
	L_y	4,14	X-X			0,8640	581,05	290,52	290,52	435,79	0,9060	517,61	258,80	258,80	388,21
17	L_x	1,60	X-X	0,41	4 Appuis	0,1078	291,22	145,61	87,36	247,53	0,1100	215,42	107,71	64,63	183,11
	L_y	3,90	Y-Y			0,2500	72,80	36,40	36,40	54,60	0,3010	64,84	32,42	32,42	48,63
18	L_x	3,90	Y-Y	0,96	4 Appuis	0,0401	643,62	321,81	193,09	547,08	0,0475	552,69	276,35	165,81	469,79
	L_y	4,05	X-X			0,9110	586,34	293,17	293,17	439,75	0,9390	518,98	259,49	259,49	389,23
19	L_x	2,95	X-X	0,82	4 Appuis	0,0542	497,74	248,87	149,32	423,08	0,0610	406,10	203,05	121,83	345,19
	L_y	3,60	Y-Y			0,6310	314,07	157,04	157,04	235,55	0,7370	299,30	149,65	149,65	224,47
20	L_x	3,90	X-X	0,93	4 Appuis	0,0428	686,96	343,48	343,48	515,22	0,0500	581,78	290,89	290,89	436,34
	L_y	4,20	Y-Y			0,8410	577,73	288,86	173,32	491,07	0,8910	518,37	259,18	155,51	440,61
21	L_x	3,90	X-X	0,94	4 Appuis	0,0419	672,51	336,25	336,25	504,38	0,0491	571,31	285,66	285,66	428,48
	L_y	4,14	Y-Y			0,8640	581,05	290,52	174,31	493,89	0,9060	517,61	258,80	155,28	439,97
22	L_x	1,70	X-X	0,44	4 Appuis	0,1032	314,73	157,36	157,36	236,04	0,1059	234,13	117,06	117,06	175,60
	L_y	3,90	Y-Y			0,2500	78,68	39,34	23,60	66,88	0,3500	81,95	40,97	24,58	69,65
23	L_x	3,90	X-X	0,69	4 Appuis	0,0695	1115,50	557,75	334,65	948,17	0,0754	877,33	438,66	263,20	745,73
	L_y	5,68	Y-Y			0,4220	470,74	235,37	235,37	353,06	0,5740	503,59	251,79	251,79	377,69

24	L_x	2,75	Y-Y	0,76	4 Appuis	0,0610	486,80	243,40	146,04	413,78	0,0674	389,93	194,97	116,98	331,44
	L_y	3,60	X-X			0,5250	255,57	127,79	127,79	191,61	0,6570	256,18	128,09	128,09	192,14
25	L_x	2,75	Y-Y	0,65	4 Appuis	0,0746	595,33	297,67	297,67	446,50	0,0801	463,40	231,70	231,70	347,55
	L_y	4,20	X-X			0,3690	219,68	109,84	65,90	186,73	0,5300	245,60	122,80	73,68	208,76
26	L_x	2,39	X-X	0,87	4 Appuis	0,0488	294,15	147,08	88,25	250,03	0,0559	244,27	122,13	73,28	207,63
	L_y	2,75	Y-Y			0,7210	212,08	106,04	106,04	159,06	0,8040	196,39	98,20	98,20	147,29
27	L_x	3,45	X-X	0,61	4 Appuis	0,0798	1002,30	501,15	300,69	851,95	0,0849	773,05	386,52	231,91	657,09
	L_y	5,68	Y-Y			0,3170	317,73	158,86	158,86	238,30	0,4870	376,48	188,24	188,24	282,36
28	L_x	3,45	X-X	1	4 Appuis	0,0368	462,21	231,11	138,66	392,88	0,0442	402,46	201,23	120,74	342,09
	L_y	3,45	Y-Y			1	462,21	231,11	213,11	346,66	1	402,46	201,23	201,23	301,84
29	L_x	2,39	Y-Y	0,69	4 Appuis	0,0695	694,08	347,04	208,22	589,97	0,0475	596,03	298,01	178,81	506,62
	L_y	3,45	X-X			0,4220	632,31	316,15	316,15	474,23	0,9390	559,67	279,83	279,83	419,75
30	L_x	4,05	X-X	0,96	4 Appuis	0,0401	694,08	347,04	208,22	589,97	0,0475	596,03	298,01	178,81	506,62
	L_y	4,20	Y-Y			0,9110	632,31	316,15	316,15	474,23	0,9390	559,67	279,83	279,83	419,75
31	L_x	2,39	Y-Y	0,57	4 Appuis	0,0852	513,56	256,78	256,78	385,17	0,0897	391,97	195,98	195,98	293,98
	L_y	4,20	X-X			0,2660	136,61	68,30	68,30	102,46	0,4420	173,25	86,62	86,62	129,94
32	L_x	2,39	X-X	1	4 Appuis	0,0368	221,82	110,91	110,91	166,36	0,0442	193,14	96,57	96,57	144,86
	L_y	2,39	Y-Y			1	221,82	110,91	110,91	166,36	1	193,14	96,57	96,57	144,86

Type	Panneaux	Longueur		sens	Rapport	Appuis sur	ELU ($v = 0$)					ELS ($v = 0,2$)				
		l [m]	L_x/L_y				μ	M_{o_x} et M_{o_y} [daN.m]	En appui		En travée	μ	M_{o_x} et M_{o_y} [daN.m]	En appui		En travée
				M_g [daN.m]	M_d [daN.m]				M_t [daN.m]	M_g [daN.m]				M_d [daN.m]	M_t [daN.m]	
3	33	L_x	2,95	X-X	0,76	4 Appuis	0,0610	560,18	280,09	168,05	476,15	0,0674	448,71	224,35	134,61	381,40
		L_y	3,90	Y-Y			0,5250	294,10	147,05	88,23	249,98	0,6570	294,80	147,40	88,44	250,58
	34	L_x	2,95	X-X	0,70	4 Appuis	0,0683	627,22	313,61	188,17	533,14	0,0743	494,65	247,32	148,39	420,45
		L_y	4,20	Y-Y			0,4360	273,47	136,73	82,04	232,45	0,5850	289,37	144,68	86,81	245,96
	35	L_x	2,75	Y-Y	0,71	4 Appuis	0,0670	534,68	267,34	160,40	454,48	0,0731	422,91	211,45	126,87	359,47
		L_y	3,90	X-X			0,4500	240,61	120,30	72,18	204,52	0,5960	252,05	126,03	75,62	214,24
	36	L_x	2,75	Y-Y	0,80	4 Appuis	0,0565	450,89	225,44	135,27	383,26	0,0632	365,63	182,82	109,69	310,79
		L_y	3,45	X-X			0,5950	268,28	134,14	80,48	228,04	0,7100	259,60	129,80	77,88	220,66

Remarque :

Le moment des panneaux de formes irrégulières sont donnés par le logiciel ETABS, on adoptera le ferrailage du panneau rectangulaire le plus sollicité (5,68×4,20) m.

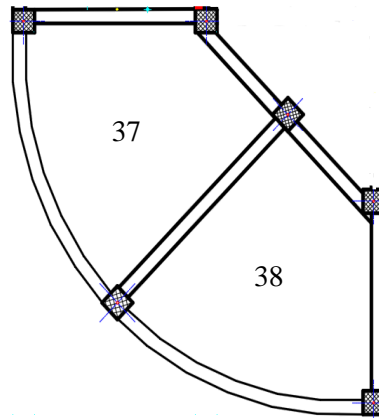


Fig.III.15 : panneaux de forme irrégulière

Tableau III.23 : Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme irrégulière

		M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
Panneau 37	ELU	864,95	508,80
	ELS	668,37	404,92
Panneau 38	ELU	815,84	479,91
	ELS	655,73	385,72

3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

A. En travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{tx}^u = 9481,7 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9481,7}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,0318$$

$$\mu = 0,0318 < \mu_L = 0,392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0404$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9481,7}{348 \times 0,984 \times 14,5} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,91 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^s = 7457,3 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec A_{tr}
 - Acier FeE400
 - Fissuration peu nuisible
- $$\rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{9481,7}{7457,3} = 1,271$$

$$\alpha = 0,0507 < 0,385$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{au} = 5900,8 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5900,8}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,0198$$

$$\mu = 0,0198 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A \text{ N'existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5900,8}{348 \times 0,98 \times 14,5} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^s = 4696,1 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire avec } A_a^u \\ \text{➤ Acier FeE400} \\ \text{➤ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5900,8}{4696,1} = 1,256$$

$$\alpha = 0,0313 < 0,378$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens Y-Y :**A. En travée**➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{ty}^u = 5152,2 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{5152,2}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A \text{ N'existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5152,2}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ty}^s = 5785,8 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire avec } A_{\text{st}} \\ \text{➤ Acier FeE400} \\ \text{➤ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{5152,2}{5785,8} = 0,89$$

$$\alpha = 0,0274 < 0,195$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ay}^u = 3434,8 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3434,8}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,0133$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3434,8}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des Armatures :

$$5T10/ml \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^s = 2967,9 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{3434,8}{2967,9} = 1,157$$

$$\alpha = 0,018 < 0,328$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Détermination de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} ;$$

$$T_{\max}^u = ?$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow T_x^u = 1631,40 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow T_y^u = 688,25 \text{ daN}$$

$$T_{\max}^u = \max(T_x^u; T_y^u) = 1631,40 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{16314}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.5. Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire :

(Pour le panneau le plus défavorable n°12)

- La vérification de flèche se fait sous la combinaison (G + P).
- Les flèches sont calculées en utilisant les méthodes d'R.D.M. en faisant certaines modifications pour prendre en compte les fissures dans les zones tendues.

Pour un hourdis (dalle pleine) portant sur quatre côtés ; la vérification de flèche n'est pas nécessaire si :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (f_e \text{ en MPa})$$

M_x : moment pour une bande de 1 m de largeur d'une dalle reposant simplement sur son pourtour.

M_{tx} : moment en travée prenant en compte l'effet de l'encastrement ou de la continuité.

N.B : les moments M_{tx} et M_x sont les moments de service

$$\frac{16}{420} = 0,038 > \frac{704,42}{20 \times 939,22} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.6 Schéma de ferrailage :

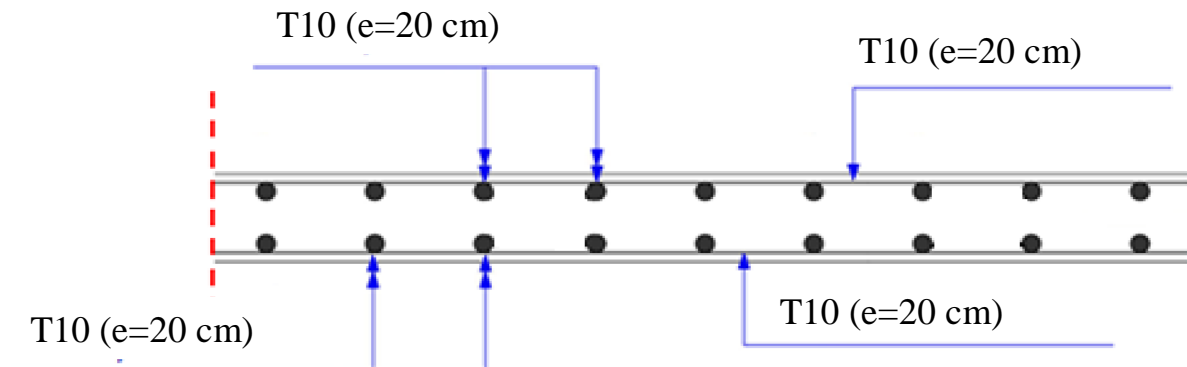


Fig. III.16 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

1. Etude de l'escalier :

L'escalier est un élément indépendant et important dans une structure, Il est constitué d'une suite de marches permettant l'accès vertical entre les niveaux successives.

il est soumis à des forces diverses (poids propre, surcharges...) et conçu d'une façon à être parcouru par les utilisateurs d'une manière confortable avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

1.1. Type d'escalier :

Dans notre structure, le type d'escalier utilisé est un escalier à deux volées identiques avec un palier intermédiaire

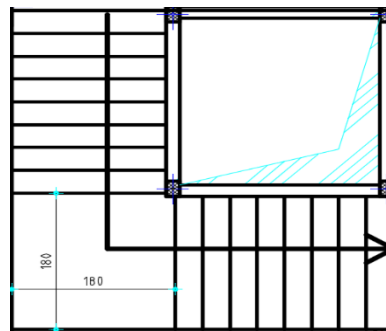


Fig.IV.1. : vue en plan de l'escalier.

1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule suivante de « BLONDEL » :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- h** : La hauteur de la marche en (cm) ;
- g** : Le giron en (cm) (Largeur de la marche).

$$g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n: \text{nombre de contre marches.} \\ n - 1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H}{n}$$

en Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0 \dots\dots(2)$$

- Escaliers étages courants :

Volée (1) :

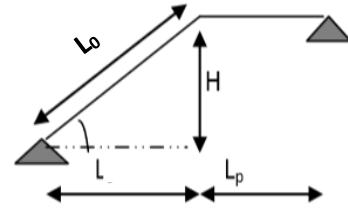
L : la projection horizontale de la volée.

H : hauteur de la volée.

$$L=2,40\text{m}$$

$$H=1,53\text{m}$$

$$L_p=1,80\text{m}$$



En Remplaçant dans (2) on trouve :

$$(2)=0,64 \times n^2 - (0,64 + 2 \times 1,53 + 2,40) \times n + 2 \times 1,53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$n=9$$

$$n-1=8$$

Donc :

$$h=\frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g=\frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

- **détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \tan \alpha = \frac{170}{300} \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,87} = 276 + 180 = 456\text{cm}$$

- **Epaisseur du palier et de la paillasse :**

$$\frac{456}{30} \leq e \leq \frac{456}{20}$$

$$15,2 \leq e \leq 22,8 \quad \text{soit } e = 16$$

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif du nombre de marches et contre marches.

Étage	Hauteur H (m)	Formule	Nombre des contre marches N_c			Nombre de marche n	
			Total H/h	Volée 1 $N_c/2$	Volée 2 $N_c/2$	Volée 1 $N_c/2 - 1$	Volée 2 $N_c/2 - 1$
RDC → 9 ^{ème} étage	3,06	Valeur	18	9	9	8	8
S-sol	3,40		20	10	10	9	9

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif de l'épaisseur de la paillasse et l'épaisseur du palier.

Étage	N_c	Formule	L'inclinaison de la paillasse α [Deg]	Longueur de la paillasse L_0 [m]	L'épaisseur de la paillasse e [cm]	L'épaisseur du palier e [cm]
RDC → 9 ^{ème} Étage	9	Valeur	$\text{Arctan}(h/g)$	$(N_c \times h) / \text{Sin}(\alpha)$	$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$	$e_{\text{paillasse}}$
S-sol	10		29,54	4,56	16	16
			32,07	4,63	16	16

1.3. Descente de charges :

➤ **Paillasse :**

→ **Charges permanentes :**

1. Revêtement horizontal (carrelage ; mortier de pose ; sable) = **104 daN/m²**
 2. Revêtement vertical (**104 daN/m²** × $\frac{h}{g}$) = **59 daN/m²**
 3. Poids propre des marches (**2200** × $\frac{h}{2}$) = **187 daN/m²**
 4. Poids propre de la paillasse (**2500** × $\frac{e_{\text{paillasse}}}{\text{Cos}(\alpha)}$) = **460 daN/m²**
 5. Enduit au ciment (**1,5 cm**) (**1800** × $\frac{0,015}{\text{Cos}(\alpha)}$) = **31 daN/m²**
- **G = 841 daN/m²**

→ **Charges d'exploitation :**

Q = 250 daN/m²

➤ **Palier :**

→ **Charges permanentes :**

1. Revêtement horizontal = **104 daN/m²**
 4. Poids propre du palier (**2500** × e_{palier}) = **400 daN/m²**
 5. Enduit au ciment (**1,5 cm**) (**1800** × **0,015**) = **27 daN/m²**
- **G = 531 daN/m²**

→ Charges d'exploitation :

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

1.4. Combinaisons fondamentales :

Tableau IV.3 : Tableau des combinaisons fondamentales.

Élément	Charges [daN/m ²]		Combinaison d'action			Pour une bande de 1 m de largeur			
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/m]	
ELU	Paillasse	841	250	\bar{q}_2^u	1,35 G + 1,5 Q	1510,35	\bar{q}_2^u	$\bar{q}_2^u \times 1$	1510,35
	Palier	531		\bar{q}_1^u		1091,85	\bar{q}_1^u	$\bar{q}_1^u \times 1$	1091,85
ELS	Paillasse	841	250	\bar{q}_2^s	G + Q	1091	\bar{q}_2^s	$\bar{q}_2^s \times 1$	1091
	Palier	531		\bar{q}_1^s		781	\bar{q}_1^s	$\bar{q}_1^s \times 1$	781

1.5. Étude de l'élément 1 (Paillasse + palier) :

1.5.1. Calcul des sollicitations :

a. Escalier étage courant :

➤ Schéma statique :

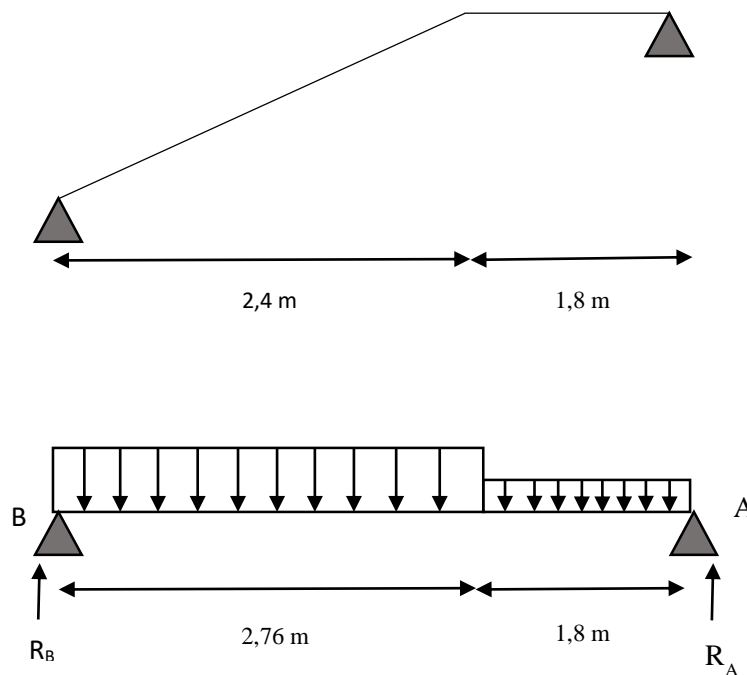


Fig.IV.2 : Schéma statique du type d'escalier.

➤ **Calcul des Réactions :**

Tableau IV. 4 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

Formule		R_A [daN]	R_B [daN]	Vérification
		$\sum F_{/B} = 0$	$\sum F_{/A} = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	2838,98	3294,92	Condition vérifiée
	ELS	2039,61	2377,35	Condition vérifiée

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,8$ m

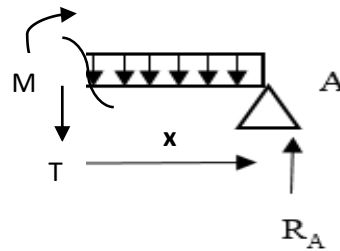


Fig.IV.3 : Schéma statique de la section 1-1.

Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.

		Formule	Valeur	
			Pour $x = 0$	Pour $x = 1,8$ m
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \times x^2 / 2$	0	3341,37
	ELS		0	2406,08
T (x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 x$	2838,98	873,65
	ELS		2039,61	633,81

Section 2-2 : $1,8 \text{ m} \leq x \leq 4,56$ m

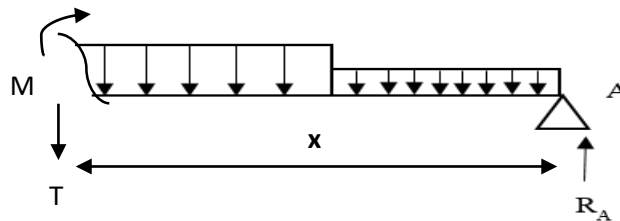


Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 2-2.

Tableau IV.6 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.

		Formule	Valeur	
			Pour x = 1,8 m	Pour x = 4,56 m
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - 1,8 \left(x - \frac{1,8}{2}\right) q_1 - \frac{(x-1,8)^2}{2} q_2$	3341,37	0
	ELS		2406,08	0
T (x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 \times 1,8 - q_2(x - 1,8)$	873,65	-3294,92
	ELS		633,81	-2377,35

➤ **Calcul des moments fléchissant maximaux :**

$$M_{max} = R_A x - \left(q_1 \frac{x^2}{2}\right)$$

Tableau IV.7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

		x_m [m]		$M(x_m) / M_{max}$ [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
		Formule	Valeur			
ELU	$T(x_m)=0$ ↓		2,60	3690,89	2952,72	-738,18
ELS	$R_A - q_1 x_m=0$			2663,21	2130,45	-532,64

➤ **Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :**

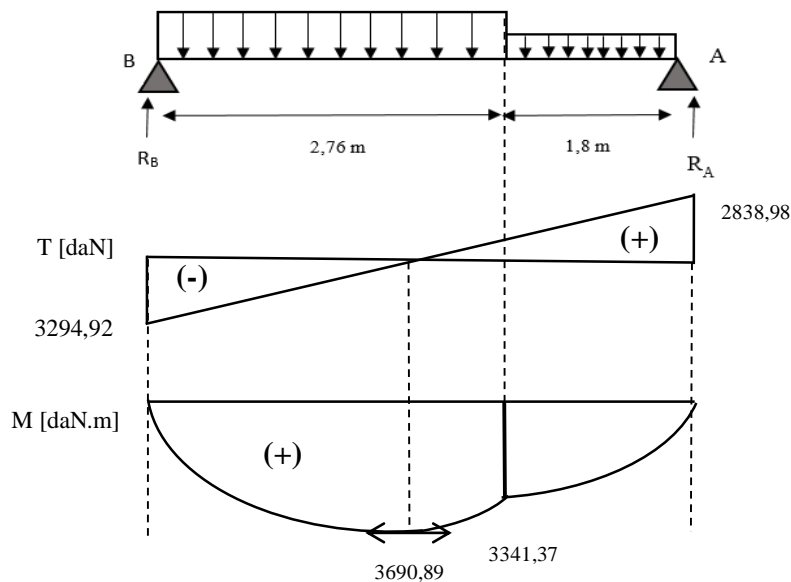


Fig.IV.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

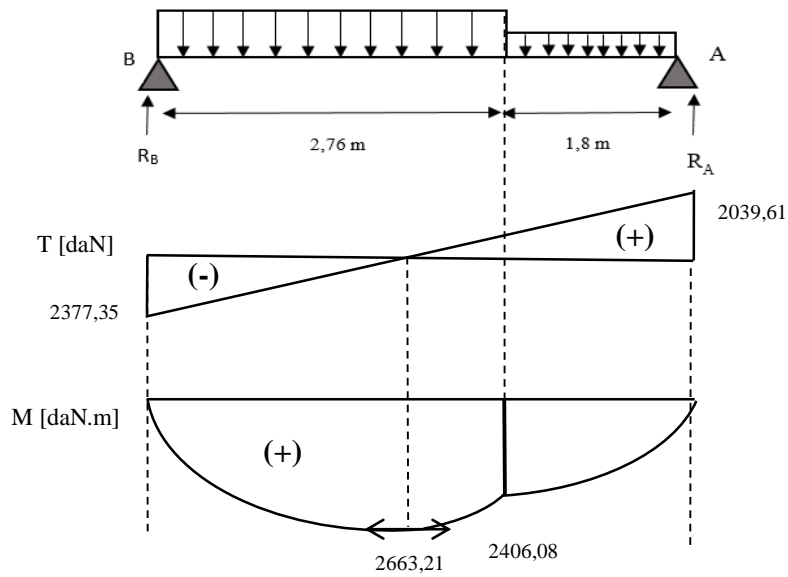


Fig.IV.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

b. Escalier sous-sol :

➤ **Schéma statique :**

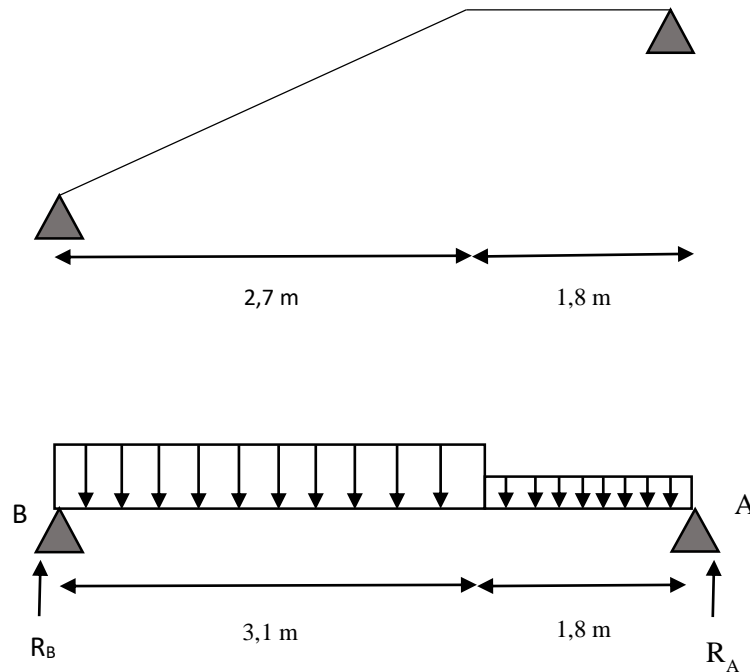


Fig.IV.7 : Schéma statique du type d'escalier.

➤ **Calcul des Réactions :**

Tableau IV.8 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

		R_A [daN]	R_B [daN]	Vérification
Formule		$\sum M_{/B} = 0$	$\sum M_{/A} = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	3085,42	3562	Condition vérifiée
	ELS	2217,44	2570,46	Condition vérifiée

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tableau IV.9 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants.

Section		1-1		2-2
Pour $x =$		0	1,8 m	4,9 m
M (x) [daN.m]	ELU	0	3784,96	0
	ELS	0	2726,17	0
T (x) [daN]	ELU	3085,42	1120,09	-3562,00
	ELS	2217,44	811,64	-2570,46

➤ **Calcul des moments fléchissant maximaux :**

$$M_{max} = R_A x - (q_1 \frac{x^2}{2})$$

Tableau IV.10 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

	x_m [m]	$M(x_m) / M_{max}$ [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
			$0,8 M_{max}$	$-0,2 M_{max}$
ELU	2,83	4359,48	3487,58	-871,89
ELS		3147,88	2518,30	-629,58

1.5.2. Calcul du ferrailage :

- Escalier étage courant :

$$h=3,06 \text{ m}$$

A. En travée

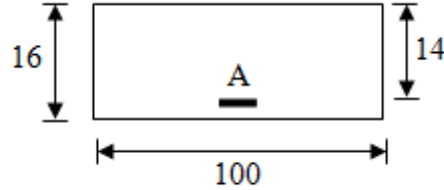


Figure IV.8 : Section de calcul.

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 2952,72 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29527,2}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,106$$

$$\mu = 0,106 < \mu_L = 0,392$$

$$\hat{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,140$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,944$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29527,2}{348 \times 0,944 \times 14} = 6,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 6,42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 6T12 → $A=6,79\text{cm}^2$

T12 → $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$M_t^{\text{ser}} = 2130,45 \text{ daN.m}$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire avec A_{c}^{c}

➤ Acier FeE400

➤ Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\text{c}}^{\text{c}} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{2952,72}{2130,45} = 1,39$$

$\alpha = 0,140 < 0,445$ le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t^u}{4} \rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T10 → $A= 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T8 → $e = 25 \text{ cm}$

B. En appuis

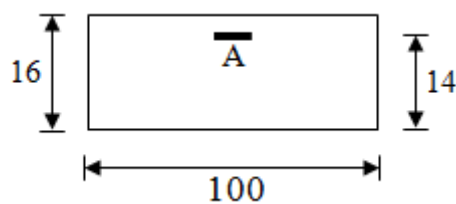


Figure IV.9 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$M_a^u = -738,18 \text{ daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7381,8}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392$$

$$\hat{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,987$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7381,8}{348 \times 0,987 \times 14} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_a^u = 1,69 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T12 \rightarrow A = 5,65 cm²/ml

T12 \rightarrow e = 20 cm

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{\text{ser}} = -532,64 \text{ daN.m}$$

- | | | |
|--|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ➤ Flexion simple ➤ Section rectangulaire avec $\hat{A}N$ ➤ Acier FeE400 ➤ Fissuration peu nuisible | } | $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ |
|--|---|--|

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{738,18}{532,64} = 1,386$$

$\alpha = 0,033 < 0,443$ le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a^u}{4} \rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T10 \rightarrow $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T10 \rightarrow $e = 25 \text{ cm}$

Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{\max}^u = 3294,92 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d}$$

$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Schéma de ferrailage de l'escalier

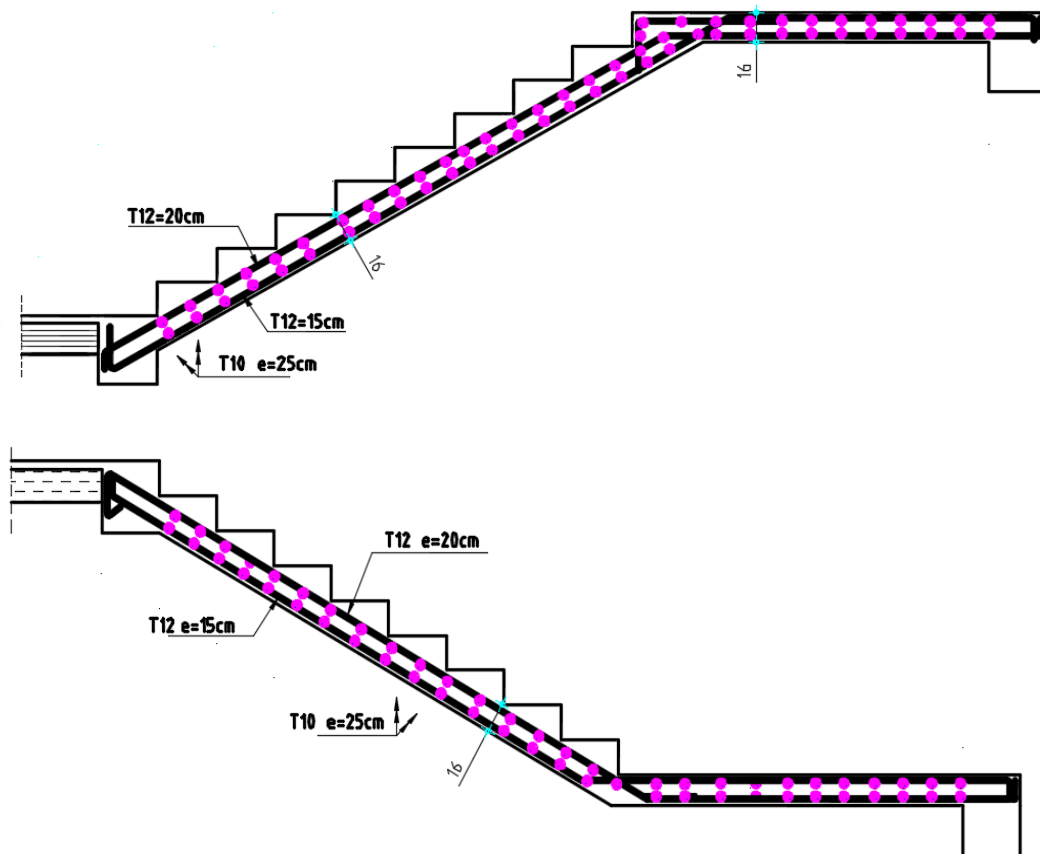


Fig.IV.10 : schéma ferrailage de l'escalier.

1.6 .Étude de La poutre brisée au point A :

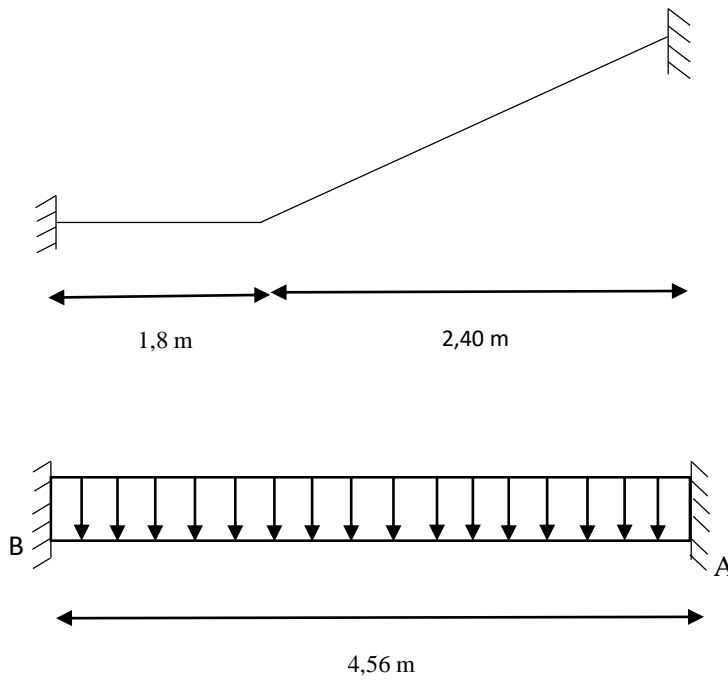


Fig.IV.11 : Schéma statique de la poutre brisée.

1.6.1 .Pré-dimensionnement de la poutre brisée :

→ Critère de la flèche d'après le BAEL 91 :

Tableau IV.11 : Dimension de la section de la poutre brisée

	h [cm]	b [cm]	Section adoptée [cm ²]
Formule	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$	30×40
Valeur	40	30	

→ Vérification selon le RPA99, V2003

Tableau IV.12 : Tableau de vérification des conditions du RPA99, V.2003.

b ≥ 20 cm	h ≥ 30 cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	Conclusion
✓	✓	✓	Condition vérifiée

1.6.2 Calcul des sollicitations :

Evaluation des charges :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times L_2 + q_1 \times L_1}{L_2 + L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses.

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

✓ Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0,30 \times 0,45 \times 2500 = 300 \text{ daN/ml}$$

✓ Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$

$$\text{Poids du mur : } G_{mur} = 162 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre : } h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m} \rightarrow g_{mur} = 162 \times \frac{2,66}{2} = 215,46 \text{ daN/ml}$$

Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$q_{1u} = R_A^u = 2838,98 \text{ daN/m}$$

$$g_p = 1,35 \times 300 = 405 \text{ daN/ml}$$

$$g_{mur} = 1,35 \times 215,46 = 290,87 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = \frac{8 \times 2838,98 \times 1,80}{2,76} = 14812,07 \text{ daN/ml} \quad (n: \text{nombre des marches})$$

$$q_{eq}^u = \frac{(14812,07 \times 1,80) + (2838,98 \times 2,76)}{1,80 + 2,76} + (405 + 290,87) = 8261,07 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{8261,07 \times 4,56^2}{8} = 21472,17 \text{ daN.m}$$

- En travée:

$$M_t^u = 0,8 \times M_0^u = 17177,73 \text{ daN.m}$$

- En appui:

$$M_a^u = -0,2 \times M_0^u = -4294,43 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$q_{1s} = R_A^s = 2039,61 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2s} = \frac{n \times q_s \times l}{L} = \frac{8 \times 2039,61 \times 1,80}{2,76} = 10641,44 \text{ daN/ml} \quad (n: \text{ nombres des marches})$$

$$q_{eq}^s = \frac{(10641,44 \times 2,76) + (2039,61 \times 1,80)}{2,76 + 1,80} + (300 + 215,456) = 7761,44 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{7761,44 \times 4,56^2}{8} = 20173,53 \text{ daN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t^s = 0,8 \times M_0^u = 16138,82 \text{ daN.m}$$

- **En appui:**

$$M_a^s = -0,2 \times M_0^u = -4034,70 \text{ daN.m}$$

1.6.3 Calcul du ferrailage :

A. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_a^u = -4294,43 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42944,3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,077 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \rightarrow \beta = 0,959$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42944,3}{348 \times 0,959 \times 36} = 3,57 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures : 3T14 → A = 4,62 cm²/ml

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$M_a^s = -4034,70 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec A_{st}
 - Acier FeE400
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4294,43}{4034,70} = 1,06$$

$$\alpha = 0,10 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \text{ le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

B. En travée :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 17177,73 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17177,73}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,03 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \rightarrow \beta = 0,984$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17177,73}{348 \times 0,984 \times 36} = 13,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 13,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } 8T16 \rightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$M_t^s = 16138,82 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec A_{st}
 - Acier FeE400
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17177,73}{16138,82} = 1,06$$

$$\alpha = 0,47 \leq \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,282 \text{ le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

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

$$T_u^{\max} = \frac{q_{eq} \times L}{2} = \frac{8261,07 \times 4,56}{2} = 18835,23 \text{ daN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 18835,23 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 16,96 \geq \frac{1,15}{400} \left(18835,23 - \frac{17177,73}{0,9 \times 36} \right) \times 10^{-2} = 0,38 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

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

D'après le C.B.A.93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \rightarrow \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18835,23}{30 \times 36 \times 100} = 0,17 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

c) Section et écartement des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \quad [\text{C.B.A.93}]$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (Flexion simple)} \\ \alpha = 90 \end{array} \right.$$

Tableau III.13 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

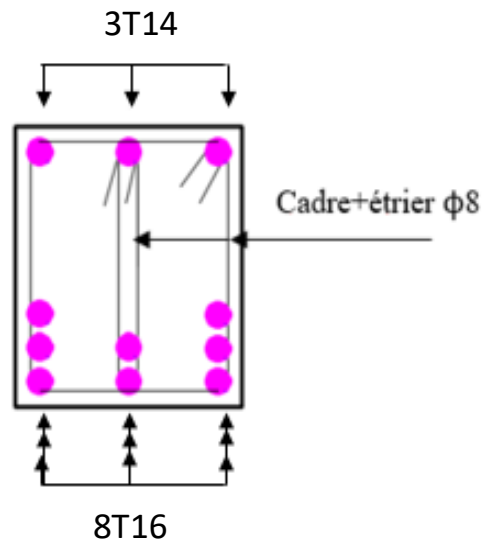
Contrainte	τ_u [MPa]	0,17
Espacement [cm]	$\delta_{t_1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}$	23,42
	$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b \times \sin \alpha}$	19,77
	$\delta_{t_3} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$	32,4
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t_1} ; \delta_{t_2} ; \delta_{t_3})$	19,77
Conclusion		$S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.1 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] :

- a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{350} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition vérifier.
- b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\text{ service}}}{M_{0\text{ service}}} \rightarrow \frac{40}{350} = 0,11 > \frac{1}{10} \times \frac{16138,82}{20173,53} = 0,07 \rightarrow$ condition vérifier.
- c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{Fe} \rightarrow \frac{16,96}{30 \times 36} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ condition vérifier.

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

1.6.4. Schéma de ferrailage :



FigIV.12 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

2. L'acrotère :

L'acrotère est un couronnement en béton armé, situé en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

Pour notre terrasse (terrasse inaccessible) ; on adoptera pour l'acrotère les dimensions suivantes (**voir Fig.IV.12**).

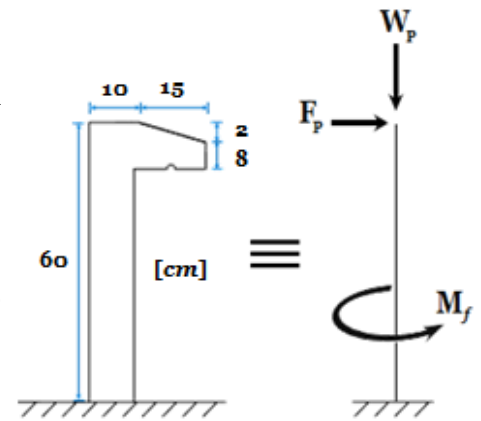


Fig.IV.13 : Schéma statique et dimensions d'acrotère.

2.1. Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents et séisme F_p) qui créent un moment de renversement M_f donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

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.

Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{(0,02 \times 0,15)}{2} + (0,08 \times 0,15) + (0,60 \times 0,10) \right] \times 1 \text{ m}$$

$$W_p = 183,75 \text{ daN}$$

La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

2.1.1. Détermination des sollicitations

→ Effort normal et moment fléchissant

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

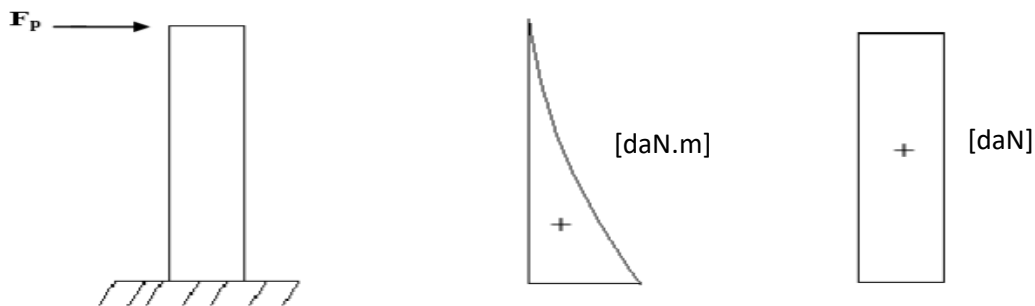


Fig.IV.14 : diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.

2.1.2. Détermination des armatures

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ État limite ultime (ELU) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

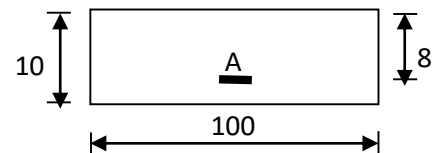


Fig.IV.15 : section de calcul

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
 Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

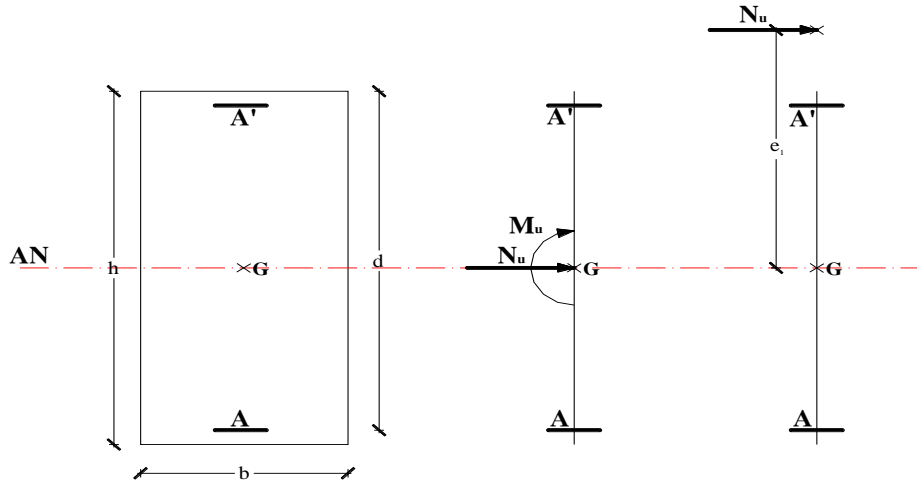


Fig. IV.16 : Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$M_u = 86.82 \text{ daN.m}$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,2}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,009$$

$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392$

$\hat{A}N'$ existe pas et ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,001$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,99$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,2}{348 \times 0,99 \times 8} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,32 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

condition de non fragilité [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$(e \leq \min(25; 2\emptyset) \text{ cm})$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$5T8 \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

→Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$.

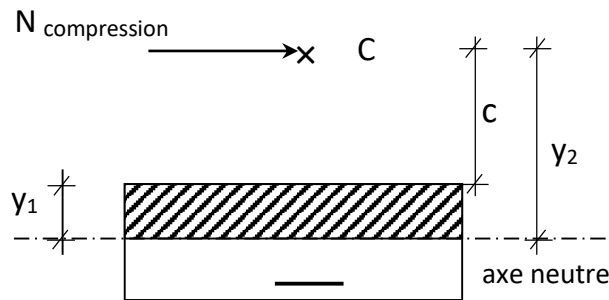


Fig.IV.17 : Position de centre de pression.

C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

Calcul des contraintes

y_2 est racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90\dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90\dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } \dot{A} = 0$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24) = -1614,82 \rightarrow p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2 = 24026,11 \rightarrow q = 24026,11$$

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 - 1614,82 y_2 + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \rightarrow \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23})$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46,19 \text{ cm} \rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm} \\ y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19,30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2,89 \leq 10 \rightarrow y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (8 - 2,89) = 12,26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,68 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

2.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\max}^u = 1,5 \times F_p \rightarrow T_{\max}^u = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

2.3. Dessin de ferrailage :

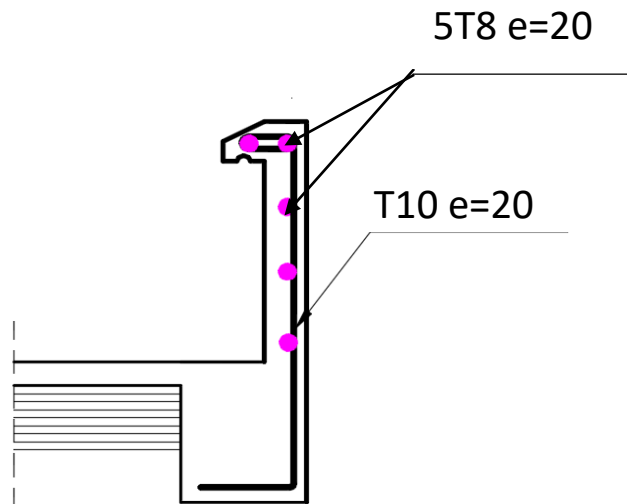


Fig.IV.18 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

3. Balcon :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

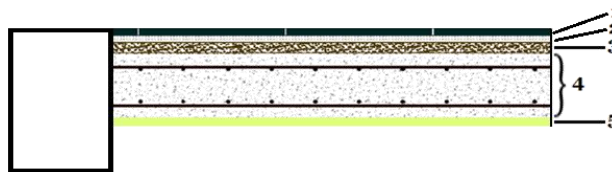


Fig. IV.19 : Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine d'étage courant.

Epaisseur de balcon

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Condition de rigidité : $e \geq \frac{1}{10} = \frac{155}{10} = 15,5 \text{ cm}$.

On prend $e = 16 \text{ cm}$.

3.1. Descente de charges du balcon :

→ Charges permanentes :

1. Carrelage (2 cm) $0,02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
2. Mortier de pose (2 cm) $0,02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
3. Lit de sable (2 cm) $0,02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
4. Dalle pleine (e = 16 cm) $0,16 \times 2500 = 400 \text{ daN/m}^2$
5. Enduit plâtre (2 cm) $0,02 \times 1000 = 20 \text{ daN/m}^2$

$$\longrightarrow G = 540 \text{ daN/m}^2$$

→ Charges d'exploitation :

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 540 \times 1,00 = 540 \text{ daN/ml}$

a. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1,20\text{m} \rightarrow P = 144 \times 1,20 = 172,8 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1,20\text{m} \rightarrow P = 144 \times 1,20 = 172,8 \text{ daN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation → $Q = 350 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{Q} = Q \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible → $a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

$$c = a + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

3.2. Hauteur utile

$$d = h_d - c = 16 - 1,5 = 14,5 \rightarrow d = 14,5 \text{ cm}$$

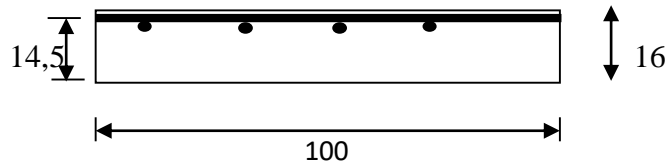


Fig. IV.20 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.

3.3. Calcul du moment fléchissant :

Sens x-x

➤ **ELU :**

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 540) + (1,5 \times 350)] \frac{1,55^2}{2} - 1,35 \times 172,8 \times 1,55 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -1144,78 \text{ daN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -[540 + 350] \frac{1,55^2}{2} - 172,8 \times 1,55 \times 1 \text{ m} \rightarrow M_{ser} = -801,27 \text{ daN.m}$$

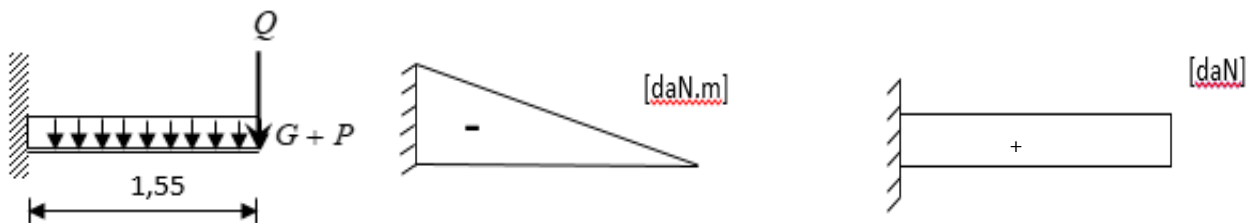


Fig.IV.21 : diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants du balcon.

3.4. Calcul du ferrailage :

➤ ELU

$$M_u = -1144,78 \text{ daN.m}$$

Fig.20 : diagramme des moments flechissant et efforts tranchants du balcon.

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11447,8}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{ÁN} \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,98$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{11447,8}{348 \times 0,98 \times 14,5} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A = 2,31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$5T12/\text{ml} \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ ELS

$$M_s = -801,27 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire} \\ \text{➤ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11447,8}{8012,7} = 1,42$$

$$\alpha \leq \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

➤ Conclusion

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σ_s

les armatures calculées à ELU seront maintenues

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

3.5. Calcul des armatures transversales :

$$T_{\max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m}$$

$$T_{\max}^u = (1,35 \times 540 + 1,5 \times 350) \times 1,55 + 1,35 \times 172,8 \rightarrow T_{\max}^u = 2176,98 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{2176,98}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,15$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

3.6. Vérification de la fleche :

➤ Condition de la fleche (B.7.5 BAEL 1)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Verification si la fleche est necessaire

$$\frac{16}{155} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,10 > 0,05 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{4,52}{100 \times 14,5} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

conclusion

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

Pour eviter un moment de torsion imporatant, on utilisera un contre poids.

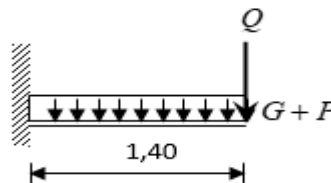
Calcul du contre poids

$$G_{\text{balcon}} = 0,16 \times 1,55 \times 2500 \times 1 = 620 \text{ daN}$$

$$G_{\text{contre poids}} = 0,20 \times X \times 2500 \times 1 = 500X \text{ daN}$$

Pour assurer l'équilibre : $G_{\text{contre poids}} = 60\% G_{\text{balcon}}$

$$500X = 0,6 \times 620 \rightarrow X = 0,74\text{m}$$



$$\rightarrow L = 1,40\text{m}$$

➤ Charges permanentes $G_T = 540 \text{ daN/m}^2$

➤ Charges d'exploitations $Q_T = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_1 \times 1,00 = 5,4 \times 1,00 = 540 \text{ daN/ml}$

a. Calcul de la charge due au poids du mur

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2$$

Hauteur du mur : $h = 1,20\text{m} \rightarrow P = 144 \times 1,00 = 172,8 \text{ daN/ml}$

b. Surcharges d'exploitation

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\rightarrow a = 1\text{cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

Moment fléchissant :

➤ Sens x-x

➤ ELU :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 540) + (1,5 \times 350)] \frac{1,40^2}{2} - 1,35 \times 172,8 \times 1,40 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -902,33 \text{ daN.m}$$

➤ ELS :

$$M_{\text{ser}} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[540 + 350] \frac{1,40^2}{2} - 172,8 \times 1,40 \times 1 \text{ m} \rightarrow M_{\text{ser}} = -630,28 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage

On prend le même ferrailage que le balcon de 1,55m

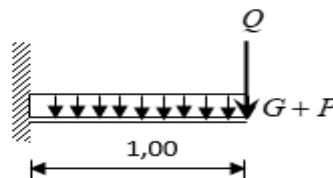
Calcul du contre poids

$$G_{\text{balcon}} = 0,16 \times 1,40 \times 2500 \times 1 = 560 \text{ daN}$$

$$G_{\text{contre poids}} = 0,20 \times X \times 2500 \times 1 = 500X \text{ daN}$$

Pour assurer l'équilibre : $G_{\text{contre poids}} = 60\% G_{\text{balcon}}$

$$500X = 0,6 \times 560 \rightarrow X = 0,67 \text{ m}$$



$$\rightarrow L = 1,00 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

- Charges permanentes $G_T=540 \text{ daN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=350 \text{ daN/ m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_1 \times 1,00 = 5,4 \times 1,00 = 540 \text{ daN/m}$

➤ Moment fléchissant

Sens x-x

➤ ELU

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 540) + (1,5 \times 350)] \frac{1,00^2}{2} - 1,35 \times 172,8 \times 1,00 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -393,72 \text{ daN.m}$$

➤ ELS

$$M_{\text{ser}} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[540 + 350] \frac{1,00^2}{2} - 172,8 \times 1,00 \times 1 \text{ m} \rightarrow M_{\text{ser}} = -272,2 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage

➤ ELU

$$M_u = -393,72 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3937,2}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{ÁN' existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,99$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3937,2}{348 \times 0,99 \times 14,5} = 0,78 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$5T12/ml \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ ELS

$$M_s = -282,2 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire} \\ \text{➤ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b0,6} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4072,2}{2822} = 1,44$$

$$\alpha \leq \frac{1,44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } \sigma_b \leq \sigma_{b0,6} = 15 \text{ Mpa} \\ \text{➤ Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{➤ Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \text{les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

Calcul des armatures transversales

$$T_{max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m}$$

$$T_{max}^u = (1,35 \times 540 + 1,5 \times 350) \times 1,00 + 1,35 \times 172,8 \rightarrow T_{max}^u = 1487,28 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{1487,28}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,10$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu prejudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$ } les armatures transversales ne sont pas nécessaires
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Verication de la fleche

➤ **Conditione la fleche (B.7.5 BAEL 1)**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Verification si la fleche est necessaire :**

$$\frac{16}{155} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,10 > 0,05 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{4,52}{100 \times 14,5} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

➤ **conclusion**

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

3.7. Schéma de ferrailage des balcons

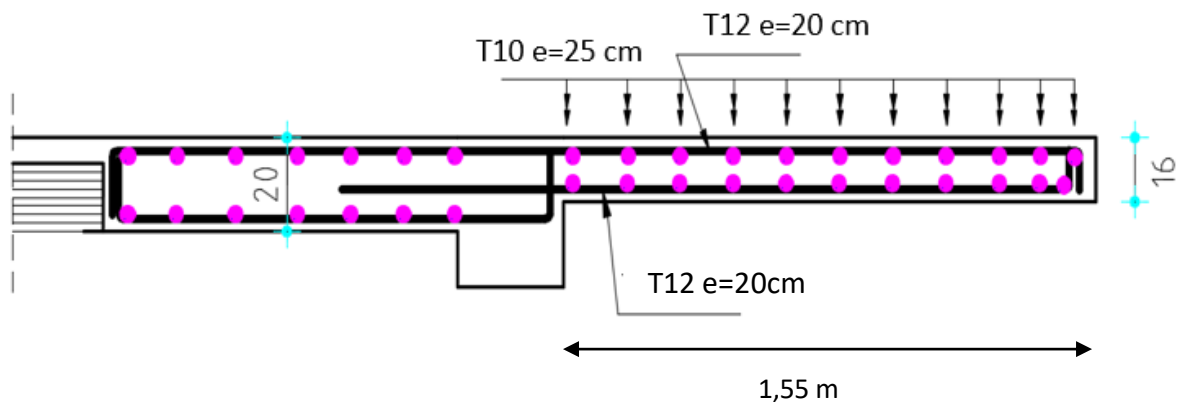


Fig.IV.22 : schéma de ferrailage du balcon avec contre poids.

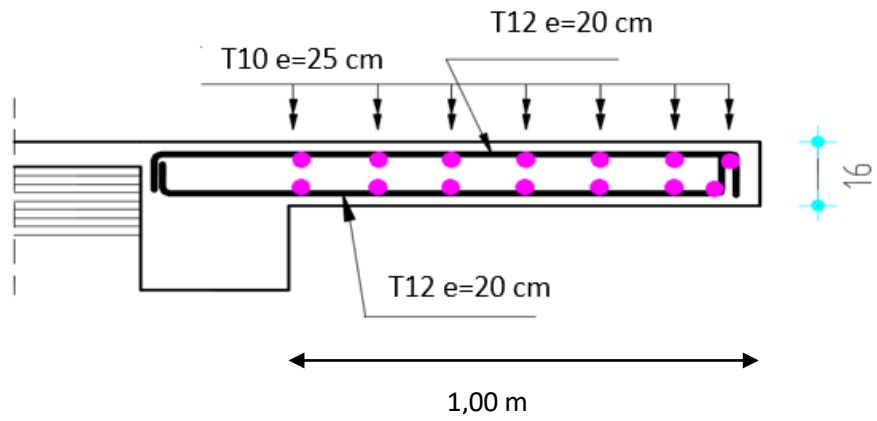


Fig.IV.23 : schéma de ferrailage du balcon.

Chapitre V

Etude sismique

1. Introduction :

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, de ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de l'étude est de définir un modèle qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les Règles Parasismiques Algériennes **[RPA99/ V2003]**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

2. Étude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

2.1. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (**3D**) encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) selon l'Article 4.3.2 du **[RPA99, V2003]**.

2.2. Présentation du logiciel :

« ETABS » est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position (vérifier la structure).

→ Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ ...)

2.3. Étapes de modélisation :

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m ... etc.) ;
- Création graphique du modèle (**voir figure V.1**) :
 - Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau (le béton) utilisé (voir chapitre I) ;
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure :
 - La section des éléments et leur caractéristique (**voir chapitre II**).
- On introduit les conditions aux limites.

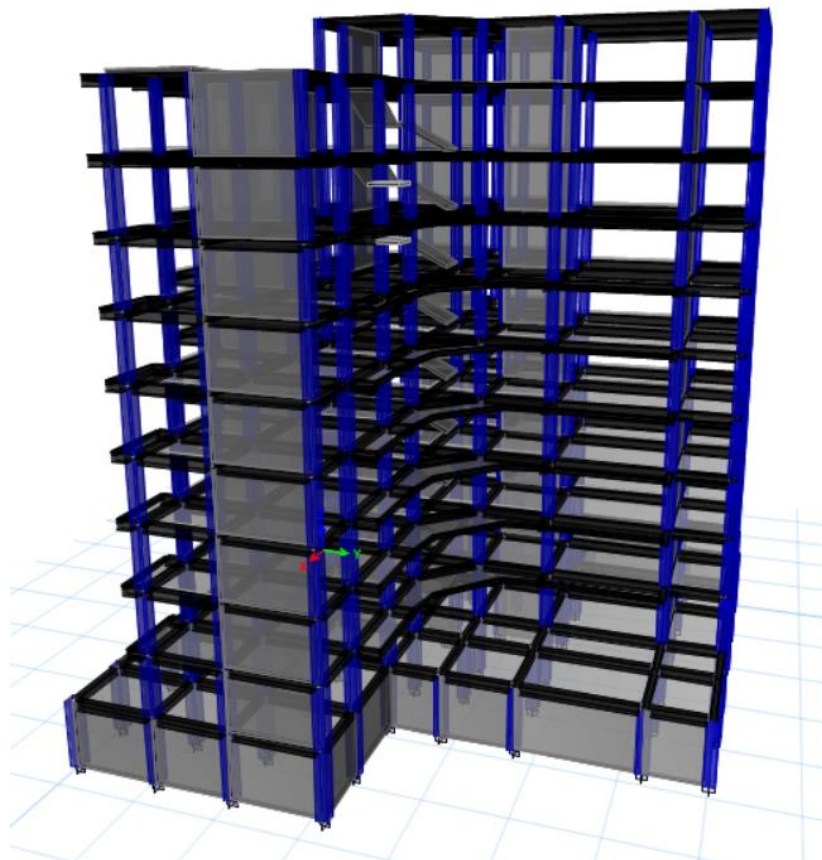


Fig.V.1 : Modélisation de la structure.

- Détermination des charges ; pour notre cas, on a trois type de charges :
- Charge permanente **G** représente le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol ;
 - Charges d'exploitation **Q** distribuées par les planchers aux poutres ;
 - Les forces sismiques **E** contiennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

Détermination des combinaisons de charges :

$$1,35G+1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELU)}$$

$$0,8G+E$$

$$0,8G-E$$

$$G+Q+E$$

$$G+Q-E$$

- Vérification des erreurs ;
 → Lancement de l'analyse ;
 → Interprétation des résultats.

3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Selon l'article 4.1.1/ RPA99, V2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99, V2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone [Tableau 4-1 du RPA99, V2003] ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité [Tableau 4-4 du RPA99, V2003] ;

R : Coefficient de comportement global de la structure [Tableau 4-3 du RPA99, V2003] ;

W : Poids de la structure.

b. Condition d'application : [Article 4.1.2 / RPA99, V2003]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1^{ère} condition : [Article 4.1.2.a / RPA99, V2003]

→ Régularité en plan : [Article 3.5.1.a / RPA99, V2003]

La structure est irrégulière en plan ... Condition non vérifiée.

→ Régularité en élévation : [Article 3.5.1.b / RPA99, V2003]

La structure est régulière en élévation ... Condition non vérifiée.

- La hauteur de la structure $h = 34,6$ m est inférieure à la hauteur 65 m en zone IIa ... Condition vérifiée.

2^{ème} condition : [Article 4.1.2.b / RPA99, V2003]

→ Outre ces conditions, la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupe d'usage **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

La hauteur de la structure est : $h = 34,6$ m > 23 m ... Condition non vérifiée.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

a. Principe de la méthode : [Article 4.3.1 / RPA99, V2003]

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad [\text{Article 4-14 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol (**N = 10 niveaux**) ;

T_K : La période du mode **K**.

D'où :

$$K \geq 3\sqrt{10} \rightarrow K \geq 10 \text{ modes} \quad \text{et} \quad T_K = 0,05 \leq 0,20 \text{ sec}$$

Nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 20 pour que la somme des masses modales effectives soit égale à 90% dans les deux sens.

• Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le [RPA99, V2003] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "**V_t**" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "**V**" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0,8V**, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ... etc.) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

→ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad [\text{Article 4-1 / RPA99, V2003}].$$

1) Coefficient d'accélération de zone A :

Ce coefficient est donné par le [Tableau 4.1/ RPA99, V2003] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa (Wilaya de Mostaganem)} \\ \text{Groupe d'usage : 2 (Ouvrage courant ou importance moyenne)} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15.$$

2) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow T_2 < T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} \rightarrow T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Article 4-2 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site [Tableau 4-7 du RPA99, V2003] ;

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad [\text{Article 4.3 / RPA99, V2003}].$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [Tableau 4-2 du RPA99, V2003]. Pour notre structure on a un portique en béton armé avec un remplissage dense $\rightarrow \xi = 7\%$.

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,88 \geq 0,7 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On a aussi : Site meuble (S_3) $\rightarrow T_2 = 0,50 \text{ sec.}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T_a = C_T h_N^{3/4} \quad [\text{Formule 4.6 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) qui est égale à **34,6 m** ;

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage [Tableau 4-6 du RPA99, V2003].

Le système de contreventement de notre structure est un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\rightarrow C_T = 0,050$.

D'où : $T_a = 0,05 \times 34,6^{3/4} = 0,70$ s

Dans les cas N° 3 et 4 du [Tableau 4-6 du RPA99, V2003], on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_b = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad [\text{Article 4.7 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée en (m).

On a : $D_x = 27$ m et $D_y = 28,53$ m

D'où : $T_{b_x} = 0,09 \times 34,6 / \sqrt{27} = 0,59$ s et $T_{b_y} = 0,09 \times 34,6 / \sqrt{28,53} = 0,57$ s

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par l'article (4.6) et (4.7).

- Pour le sens longitudinal (sens x-x) :

$$T_x = \min(T_a ; T_{b_x}) = \min(0,70 ; 0,59) = 0,59 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} < T_x = 0,59 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} = 1,97$$

- Pour le sens transversal (sens y-y) :

$$T_y = \min(T_a ; T_{b_y}) = \min(0,70 ; 0,57) = 0,57 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} < T_y = 0,57 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} = 2,01$$

3) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\rightarrow R = 4$ [Tableau 4-3 du RPA99, V2003].

4) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité Q de la structure est en fonction de :

- \rightarrow La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- \rightarrow La régularité en plan et en élévation ;
- \rightarrow La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [\text{Article 4.4 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée par le [Tableau 4-4 du RPA99, V2003].

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	P_{q_x}	P_{q_y}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,05
2. Redondance en plan.	0,05	0,05
3. Régularité en plan.	0,05	0,05
4. Régularité en élévation.	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,1	0,1

Avec :

$$P_q = 0,05 \text{ ou } 0,10 \rightarrow \text{Non observée}, P_q = 0 \rightarrow \text{Observée}$$

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{q_x} = 1 + 0,35 = 1,35, \quad Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{q_y} = 1 + 0,35 = 1,35$$

5) Calcul du poids de la structure W :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \quad [\text{Article 4-5 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher « i » ;

W_{G_i} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Q_i} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés [Tableau 4-5 du RPA99, V2003] → $\beta = 0,2$.

Remarque : Le poids total de la structure est donné par le logiciel ETABS.

➤ Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article 4.3.3 / RPA 99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 < T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 < T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Formule 4.13 / RPA99, V2003}]$$

→ Représentation graphique du spectre de réponse

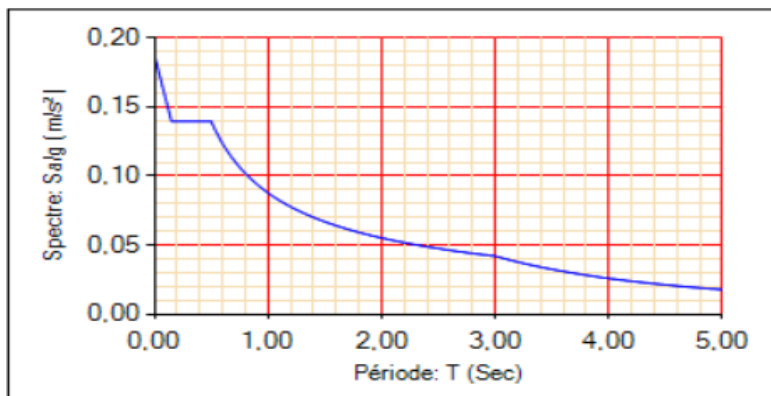


Fig.V.2 : Spectre de réponse.

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale en (m/s^2) ;
 T : Période fondamentale de la structure en (s).

4. Résultats de l'analyse dynamique :

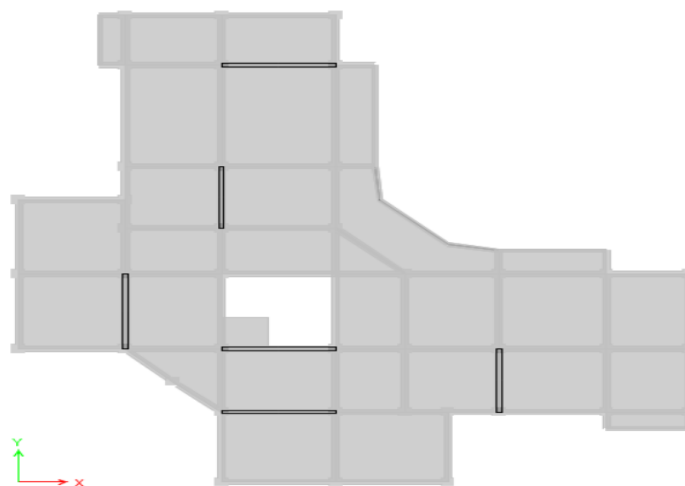


Fig.V.3 : Disposition des voiles.

→ **Caractéristiques dynamique propres :****Tableau V.2 : Période et facteurs de participation massique.**

Mode	Période sec	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,722	49,91	3,37	Translation x	49,91	3,37
2	0,567	5,91	48,14	Translation y	55,83	51,51
3	0,512	2,08	6,89	Torsion	57,91	58,4
4	0,175	14,28	1,97	-	72,19	60,37
5	0,155	3,06	11,22	-	75,25	71,59
6	0,12	0,28	2,78	-	75,52	74,37
7	0,079	6,91	2,14	-	82,44	76,51
8	0,074	2,9	5,71	-	85,34	82,23
9	0,055	0,16	0,11	-	85,5	82,34
10	0,05	5,96	1,89	-	91,46	84,23
11	0,048	2,08	5,01	-	93,54	89,24
12	0,04	0,08	0,09	-	93,62	89,33
13	0,038	4,18	0	-	97,8	89,33
14	0,034	0,04	3,04	-	97,84	92,37
15	0,034	0,03	0,22	-	97,87	92,58
16	0,033	0,02	0	-	98,07	92,58
17	0,032	0,07	0,02	-	98,14	92,6
18	0,032	0,01	0	-	98,15	92,6
19	0,032	0,06	0	-	98,2	92,6
20	0,031	0,01	0,03	-	98,21	92,63

→ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,722$ s ;
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 10^{ème} mode dans le sens x.

→ **Vérification de la période : [Article A.4.2.4.4 / RPA99, V2003]**

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%**.

$$T_{\text{dynamique}} = 0,72 \text{ s} < 1,3 T_{\text{statique}} = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ **La résultante des forces sismiques : [Article 4.3.6 / RPA99, V2003]**

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\text{Soit : } V_{\text{statique}} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du calcul de la force sismique statique.

A	D		Q		R	W [KN]	V _{statique} [KN]	
	D _x	D _y	Q _x	Q _y			V _{statique,x}	V _{statique,y}
0,15	1,97	2,01	1,35	1,35	4	42816,9007	4280,14	4359,51

D'après le fichier des résultats donnés par le logiciel **ETABS** on a :

Tableau V.4 : Tableau de vérification de la résultante des forces sismiques.

	0,80V _{statique} [KN]	V _{dynamique} [KN]	V _{dynamique} ≥ 0,80 V _{statique}
Sens X-X	3424,11	3598,02	Condition vérifiée
Sens Y-Y	3487,60	3617,49	Condition vérifiée

→ **Calcul et vérification des déplacements : [Article 4.4.3 / RPA99, V2003]**

La vérification des déplacements latéraux inter étages est l'un des vérifications préconisées par le RPA99. En effet l'inégalité ci-dessous doit obligatoirement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

On a :

$$\begin{cases} \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{avec} \quad \delta_K^x = R \delta_{eK}^x \\ \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y & \text{avec} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \end{cases} \quad \text{[Formule 4.19 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

Δ_K : Correspond au déplacement relatif au niveau **K** par rapport au niveau **K-1** (Δ_K^x dans le sens x-x et Δ_K^y dans le sens y-y) ;

δ_{eK} : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **K** obtenu par ETABS ;

R : Coefficient de comportement de la structure [Tableau 4-3 du RPA99, V2003] ;

$\bar{\Delta}$: Déplacement relatif admissible égale à **0,01 h_K** [Article 5.10 / RPA99, V2003] ;

h_e : La hauteur de l'étage en [m].

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V.5 : Déplacement relatif de tous les niveaux.

Niv	h _K [cm]	Δ̄ [cm]	δ _K [cm]		Δ _K [cm]		Δ _K < Δ̄	
			δ _K ^x	δ _K ^y	Δ _K ^x	Δ _K ^y	Sens X	Sens-Y
Sous-Sol	340	3,40	0,05	0,05	0,05	0,15	CV	CV
RDC	306	3,06	0,17	0,15	0,13	0,16	CV	CV
1 ^{er} Étage	306	3,06	0,36	0,28	0,19	0,16	CV	CV
2 ^{ème} Étage	306	3,06	0,59	0,44	0,23	0,17	CV	CV
3 ^{ème} Étage	306	3,06	0,85	0,60	0,27	0,18	CV	CV
4 ^{ème} Étage	306	3,06	1,14	0,78	0,29	0,18	CV	CV
5 ^{ème} Étage	306	3,06	1,44	0,96	0,30	0,17	CV	CV
6 ^{ème} Étage	306	3,06	1,74	1,13	0,30	0,16	CV	CV
7 ^{ème} Étage	306	3,06	2,04	1,29	0,30	0,13	CV	CV
8 ^{ème} Étage	306	3,06	2,34	1,45	0,29	0,09	CV	CV
9 ^{ème} Étage	306	3,06	2,63	1,60	0,29	0,05	CV	CV

→ **Constatations :**

On constate que pour les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles.

→ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [Article A.5.9 / RPA99, V2003]**

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec:

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta W_{q_i}) \quad \text{et} \quad V_K = \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{---->} \quad F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

Δ_K : Correspond au déplacement relatif au niveau **K** par rapport au niveau **K-1** (Δ_K^x dans le sens x-x et Δ_K^y dans le sens y-y) ;

h_K : Hauteur du niveau k ;

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k ;

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

Avec aussi :

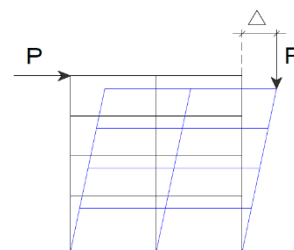


Fig.V.4 : l'effet P.Δ.

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0,07 T.V & \text{Si } T > 0,7 \text{ s} \end{cases} \text{ [Formule 4.2.5 / RPA99, V2003].}$$

On a $T = 0,59 \text{ s} < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

Remarque :

→ Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$;

→ Si $\theta_K > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats obtenus depuis le logiciel **ETABS** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'effet $P-\Delta$.

Niv	h_K [cm]	P_K [KN]	V_K [KN]		Δ [m]		θ		$\theta \leq 0,10$	
			x	y	x	y	x	y	x	y
S-Sol	340	8655,03	10964,49	11167,81	0,05	0,15	0,0001	0,0001	CV	CV
RDC	306	3479,06	10452,71	10646,54	0,13	0,16	0,0001	0,0001	CV	CV
1 ^{er} Étage	306	3489,06	10061,84	10248,42	0,19	0,16	0,0002	0,0001	CV	CV
2 ^{ème} Étage	306	3489,06	9484,18	9660,04	0,23	0,17	0,0003	0,0002	CV	CV
3 ^{ème} Étage	306	3489,06	8720,83	8882,53	0,27	0,18	0,0003	0,0002	CV	CV
4 ^{ème} Étage	306	3343,71	7771,79	7915,91	0,29	0,18	0,0004	0,0002	CV	CV
5 ^{ème} Étage	306	3353,70	6684,36	6808,30	0,30	0,17	0,0005	0,0003	CV	CV
6 ^{ème} Étage	306	3353,70	5415,19	5515,60	0,30	0,16	0,0006	0,0003	CV	CV
7 ^{ème} Étage	306	3108,90	3967,55	4041,12	0,30	0,13	0,0008	0,0004	CV	CV
8 ^{ème} Étage	306	2868,62	2460,12	2505,74	0,29	0,09	0,0011	0,0006	CV	CV
9 ^{ème} Étage	306	1550,03	916,54	933,54	0,29	0,05	0,0016	0,0008	CV	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus la condition $\theta \leq 0,10$ est vérifiée dans tous les niveaux ce qui veut dire que l'effet $P-\Delta$ est négligeable dans les deux directions.

Chapitre VI

Etude des portiques

1. Introduction :

Les principaux éléments sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques tel que les éléments verticaux (poteaux, voiles) et les éléments horizontaux (poutres), l'assemblage de ces éléments constitue l'ossature d'un bâtiment.

1.1. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé non exposés aux intempéries, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est à la flexion simple étant donné qu'ils subissent des efforts normaux très faibles.

1.1.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les actions sont notées comme suit :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Charges sismiques.

B.A.E.L 91 : Combinaisons fondamentales (situation durable) et transitoires :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ E.L.U

$G+Q \rightarrow$ E.L.S

RPA99 (version 2003) :

$G+Q \pm E \rightarrow$ Accidentelles

$0,8G \pm E \rightarrow$ Accidentelles

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **ETABS**.

Tableau VI.1 : Tableau des différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	σ_b [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15		18,48	1		400

1.1.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

→ Poutre principale (30×45) cm² ;

→ Poutre secondaire (30×35) cm².

a. Ferrailage réglementaire :

• Recommandation du RPA99, V2003 :

Armatures longitudinales [Article 7.5.2.1 / RPA99,V2003] $\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures minimales : } 0,5\% \times B \text{ en zone IIa.} \\ \text{Armatures maximales } \left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante ;} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right. \\ \text{Longueur de recouvrement est de : } 40\phi \text{ en zone IIa.} \end{array} \right.$

Armatures transversales [Article 7.5.2.2 / RPA99,V2003] → Armatures minimales : $A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b$

Avec :

B : Section de la poutre en (cm²) ;

b : Largeur de la section en (cm) ;

S : L'espacement des armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

• Recommandation du BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales (armatures tendues) en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_c} \times b \times d$$

b. Les sollicitations des poutres :

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel ETABS, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Section	Poutre principale (30 × 45) cm ²			Poutre secondaire (30 × 35) cm ²		
	M _t [KN.ml]	M _a [KN.ml]	T [KN]	M _t [KN.ml]	M _a [KN.ml]	T [KN]
État limite ultime	70,01	-106,25	110,34	40,86	-44,07	65,14
État limite de service	51,18	-77,68		32,149	-35,75	
Situation accidentelle	101,85	-105,885		53,15	- 61,25	

c. Application des conditions imposées :

Tableau VI.3 : Tableau d'application des conditions imposées par le RPA99, V2003 et le BAEL91

Donner					Formule	RPA99, V2003	BAEL 91
b [cm]	h [cm]	c [cm]	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]		$0,005 \times b \times h$	$0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$
30	45	4,5	25	400	Poutre principale	6,75	1,47
30	35	3,5			Poutre secondaire		

d. Calcul du ferrailage :

→ Poutre principale :

A. En travée

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 70010 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{70010}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,100$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,100 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\hat{A} \text{ N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,132$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,947$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{70010}{348 \times 0,947 \times 40,5} = 5,25 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{\text{ser}} = 51180 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix}} \right\} \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{70010}{51180} = 1,368$$

$$\alpha = 0,132 < 0,434$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Situation accidentelle (ACC)

$$M_t^{Acc} = 101850 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{101850}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,112$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15$$

$$\mu = 0,112 < \mu_L = 0,379$$

$$\text{Á n'existe pas et ; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \delta_s = 1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,149$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,940$$

Détermination des armatures

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{101850}{400 \times 0,940 \times 40,5} = 6,69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 6,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures } 3T12+3T14 \longrightarrow A = 8,01 \text{ cm}^2$$

B. En appuis➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_a^u = 106250 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{106250}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,152$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 40,5$$

$$\mu = 0,152 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{À N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,207$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,917$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{106250}{348 \times 0,917 \times 40,5} = 8,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = 77680 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire avec $A \neq \emptyset$

➤ Fissuration peu nuisible

$$\rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{106250}{77680} = 1,367$$

$$\alpha = 0,207 < 1,367$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

➤ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a^{\text{Acc}} = 105885 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{105885}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,166$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15$$

$$\mu = 0,163 < \mu_L = 0,379 \rightarrow A \text{ n'existe pas ; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,228$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,909$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{105885}{400 \times 0,909 \times 40,5} = 7,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 8,25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 6T14 $\rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\text{Vérifier si : } T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Tableau VI.4 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Type des poutres	T_u^{\max} [N]	Contrainte	a [cm]	T_a [N]	Conclusion
		Formule	0,9 d	$0,267 \times a \times b \times f_{c28}$	
PP	110340	Valeur	36,45	729911,25	L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis
PS	65140		28,35	567708,75	

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$\text{Vérifier si : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau VI.5 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Type des poutres	T_u^{max} [N]	Contrainte	A_l [cm ²]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule		$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$	
PP	110340	Valeur	8,22	3,26	L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales
PS	65140		5,17	1,93	

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

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [Article A 5.1.21 / BAEL91]

Tableau VI.6 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Type des poutres	T_u^{max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule	$\frac{T_u^{max}}{b \times d}$	$\min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$	
PP	110340	Valeur	0,91	3,33	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\rightarrow \alpha = 90^\circ$
PS	65140		0,69		

Section des armatures transversales A_t [Article A 7.2.2 / BAEL91] :

Tableau VI.7 : Tableau de la section des armatures transversales.

Type des poutres	Donner			Φ_t [mm]		Choix d'armatures	
	b [mm]	h [mm]	Φ_{min} [mm]	Formule	Valeur	Nuance d'acier	A_t
PP	300	450	12	$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{min} \right)$	1,2	FeE 235	$4\Phi 8$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$
PS	300	350	12		1		$4\Phi 8$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales δ_t :

L'écartement entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

\rightarrow Condition de l'article A 5.1.22 / BAEL91 :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (Flexion simple)} \\ \alpha = 90 \end{cases}$$

Tableau VI.8 : Tableau de l'espacement des armatures transversales selon le BAEL91.

Type des poutres		valeur
Contrainte	τ_u [MPa]	0,91
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}$	53,18
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b \times \sin \alpha}$	61,49
	$\delta_{t3} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$	36,45
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3})$	$\delta_t \leq 36,45$

→ Condition du l'article 7.5.2.2 / RPA99, V2003 :

Tableau VI.9 : Tableau de l'espacement des armatures transversales selon le RPA99, V2003.

	Zone	Formule	Type des poutres	PP	PS
Espacement [cm]	Zone nodale	$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \Phi_{\min}\right)$	Valeur	11,25	8,75
			Choix	10	10
	Zone courante	$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2}$	Valeur	22,5	17,5
			Choix	15	15

Vérification des armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Tableau de vérification des armatures transversales.

	Zone	Formule	PP	PS
$A_{t_{min}}$	Zone nodale	$0,003 \times \delta_t \times b$	0,9	0,9
	Zone courante		1,35	1,35
Condition	Zone nodale	$A_{t_{min}} \leq A_t$	Vérifiée	Vérifiée
	Zone courante		Vérifiée	Vérifiée

Longueur de recouvrement : [Article A 6.1.2.21 / BAEL91]

$$L_r = 40\phi_{\max}$$

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

Type des poutres		A_{\min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Choix A [cm ²]	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutre principale (30x45)	Travées	1,47	6,75	6,69	3T12+3T14	8,01	56
	Appuis			8,25	6T14	9,24	56
Poutre secondaire (30x35)	Travées	1,14	5,25	4,45	3T14	4,62	56
	Appuis			5,18	3T12+3T14	8,01	56

1.1.3 Schéma de ferrailage des poutres :

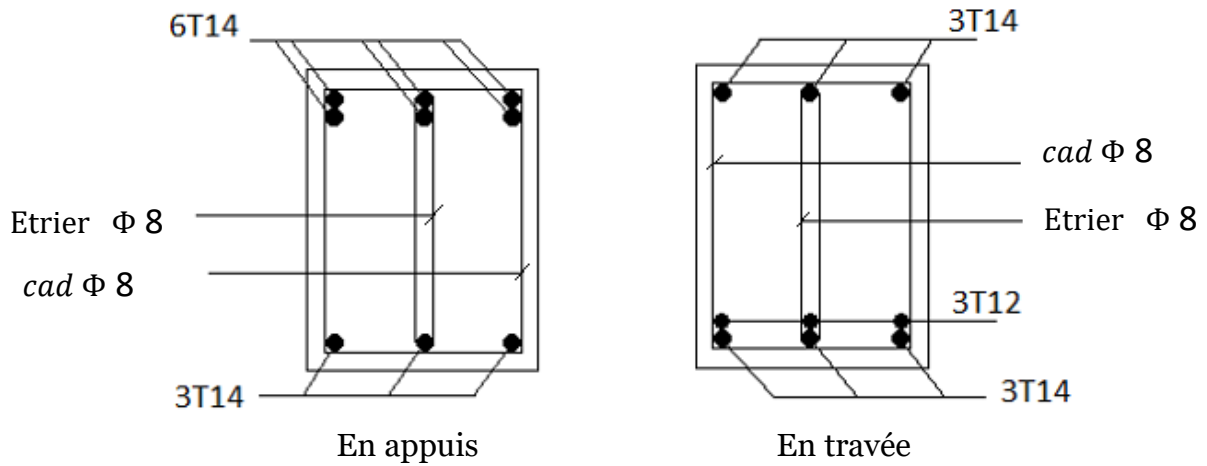


Fig. VI.1 : schéma de ferrailage de la poutre principale (30 × 45)cm²

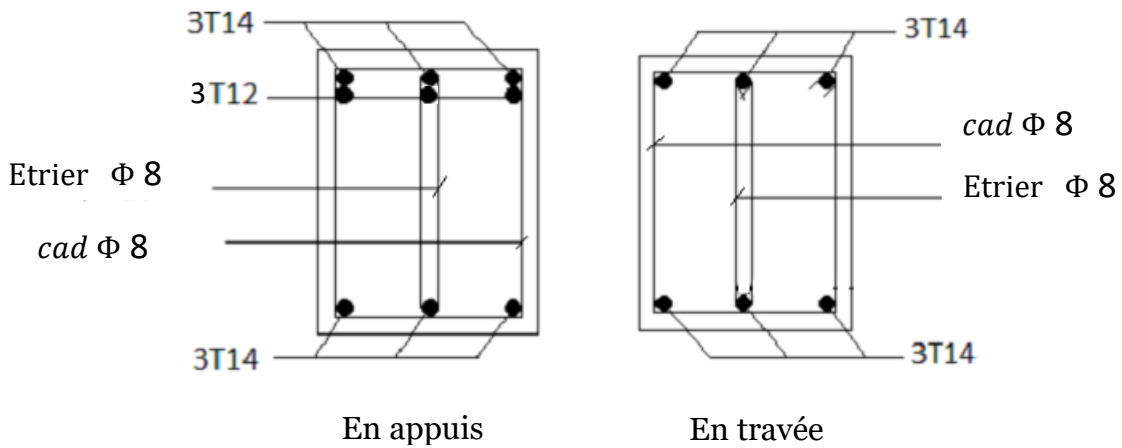


Fig. VI.2 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30 × 35)cm²

1.2. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ... etc.) et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettant à leur tour aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composée ou en compression simple selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_x et M_y).

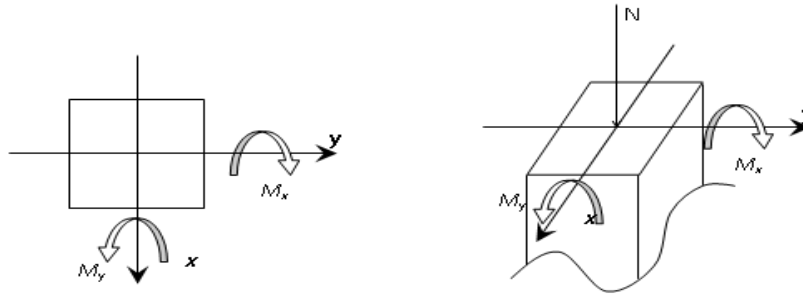


Fig. VI.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Donc trois cas peuvent se présenter, à savoir :

$$\mathbf{1^{er} cas : } N_{\max} \rightarrow (M_{x_{\text{corr}}} ; M_{y_{\text{corr}}}).$$

$$\mathbf{2^{ème} cas : } M_{x_{\max}} \rightarrow N_{\text{corr}} ; M_{y_{\max}} \rightarrow N_{\text{corr}}.$$

$$\mathbf{3^{ème} cas : } N_{\min} \rightarrow (M_{x_{\text{corr}}} ; M_{y_{\text{corr}}}).$$

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le **RPA99, V2003** et le **BAEL91**.

a. Ferrailage réglementaire :

• Recommandation du RPA99, V2003 :

Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (**HA**), droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de $0,8 \% \times B$ en zone IIa ;

- Leur pourcentage maximale sera de $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante ;} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_{l_{max}}$ en zone IIa ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique) ;
- Les longueurs (l') à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2 h.$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h : La hauteur de la poutre en (cm) ;

a, b : Dimensions de la section d'un poteau en (cm) ;

h_e : La hauteur libre entre deux étages en (cm).

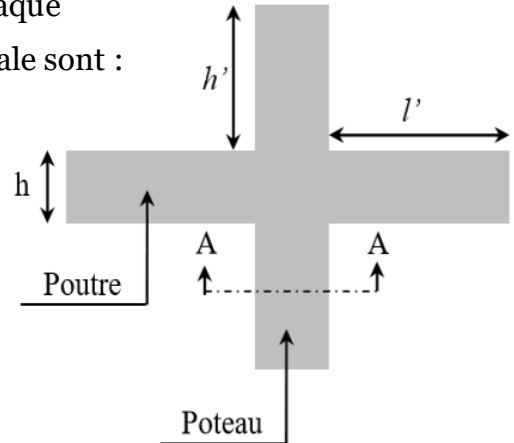


Fig.VI.4 : schéma de la zone nodale du poteau.

Les armatures transversales : [Article 7.4.2.2 / RPA99, V2003]

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad \text{[Formule 7.1 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant en (N) ;

a : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales en (MPa) ;

ρ_a : Coefficient qui dépend de l'élancement géométrique.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,50 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right).$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale $\rightarrow \delta_t \leq \min(10\Phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \text{Zone IIa.}$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) $\rightarrow \delta_t \leq 15\Phi_1 \dots \text{Zone IIa.}$

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit :}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4 \% ; \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \% ; \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

• **Recommandation du BAEL91 :**

Les armatures longitudinales :

La section A_l des armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

- Pour une section entièrement comprimée $\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ paramètre de périmètre ;} \\ \text{[Article A.8.1,21 / BAEL91]} \\ 0,2 \% B \leq A_l \leq 5 \% B. \end{array} \right.$

Avec :

B : La section totale du poteau en (cm²).

- Pour une section entièrement tendue $\rightarrow A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B.$

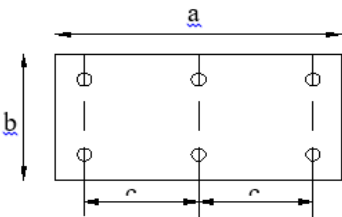


Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures longitudinales d'un poteau.

- Pour les sections rectangulaires :

La distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

b : Le petit côté du rectangle en (cm).

$$\text{- Armatures minimales : } \begin{cases} A_{min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{pour la compression simple ;} \\ A_{min} = 0,23 \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{cases}$$

Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 / BAEL91]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{l_{max}}$$

- L'espacement des armatures transversales est de :

$$\delta_t = \min(\Phi_{l_{min}} ; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm})$$

Avec :

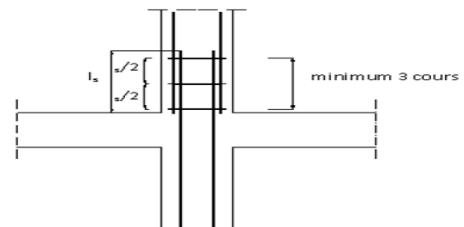


Fig.VI.6 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau en (cm) ;

$\Phi_{l_{min}}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).

- On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.

b. Les sollicitations des poteaux :

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **ETABS**, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux a l'ELU.

Niveaux	Sections [cm ²]	ELU 1,35G+1,5Q		
		N _{max} [KN]	M _{ycorr} [KN.m]	M _{xcorr} [KN.m]
Sous-sol, RDC	(55×55)	2371,76	18,11	21,08
1 ^{er} Étage ↓ 4 ^{ème} Étage	(50×50)	1815,28	34,48	56,03
5 ^{ème} Étage ↓ 7 ^{ème} Étage	(45×45)	929,95	30,61	44,80
8 ^{ème} Étage, 9 ^{ème} Étage	(35×35)	303,64	2,32	12,80

Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux en situation accidentelle.

		(55×55)	(50×50)	(45×45)	(35×35)
G+Q±E 0.8G±E	M_{xmax} (KN.m)	104,47	89,93	78,15	42,92
	N_{corr} (KN)	1296,60	585,58	241,54	105,65
	M_{ymax} (KN.m)	91,34	96,33	86,32	59,04
	N_{corr} (KN)	949,973	292,10	117,36	34,90
	N_{max} (KN)	2189,13	1657,50	773,65	293,60
	M_{ycorr} (KN.m)	31,31	19,99	30,72	22,06
	M_{xcorr} (KN.m)	31,83	22,31	49,79	19,76
	N_{min} (KN)	8,68	6,62	5,03	4,41
	M_{ycorr} (KN.m)	17,82	5,98	3,44	17,83
	M_{xcorr} (KN.m)	25,89	10,14	13,82	0,41

c. Application des conditions imposées :

Tableau VI.14 : Tableau d'application des conditions imposées.

Donnée		Formule		RPA99, V2003	BAEL 91	
b [cm]	h [cm]			0,8 %B	max (0,2 %B ; 8 %(b + h))	
55	55	Poteau	(55×55)	A_{min} [cm²]	24,2	8,8
50	50		(50×50)		20	8
45	45		(45×45)		16,2	7,2
35	35		(35×35)		9,8	5,6

d. Exemple de calcul du ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinales :

1^{er} cas : État limite ultime (ELU) :

Sens y-y

Les sollicitations prises en compte sont :

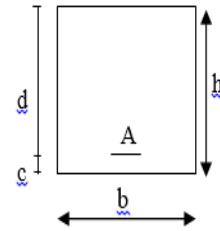


Fig.VI.7 : Section de calcul

Tableau VI.15 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	2371,76	18,11

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifiée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$

Tableau VI.16 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{12}$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	50	0,7	4,58
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

État limite ultime de résistance (ELU) :

Tableau VI.17 : Tableau de calcul des armatures du poteau (55×55) cm² à l'ELU.

Poteau	b [cm]	h [cm]	B [cm ²]	N [N]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	A' ₁ [cm ²]	Conclusion
							$\frac{N-100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$	
(55×55)	55	55	3025	2371760	14,17	348	-55,02	A' ₁ = 0 cm ²

État limite de stabilité de forme (ELSF) :

Vérifier si on a une compression excentrée, en utilisant la condition suivante :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h} \leq \max \left(50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right)$$

Tableau VI.18 : Tableau de vérification de l'existence de la compression excentrée.

Niveau	Poteau	h [cm]	h _K [m]	l _f [m]	e[m]	λ	max (50 ; 67 × $\frac{e}{h}$)
				0,7 × h _K	$\frac{M}{N}$	3,46 × $\frac{l_f}{h}$	
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	3,06	2,142	0,7	13,48	50
Conclusion	Compression excentré → La section sera calculée sous les sollicitations majorées suivantes : $\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 \times N' \\ M'_1 = N'_1 \times (e + e_a) \end{cases}$						

Calcul des sollicitations majorées :

- Calcul de l'excentricité additionnelle e_a :

Tableau VI.19 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.

Niveau	L [cm]	e _a [cm]
		max (2 cm ; $\frac{L}{250}$)
Sous-sol et RDC	306	2

- Calcul du coefficient α :

Tableau VI.20 : Tableau de calcul du coefficient α.

Niveau	e	$\frac{e}{h} \leq 0,75$	α ₁
			1+0,2 ($\frac{\lambda}{35}$) ²
Sous-sol et RDC	0,7	0,013	1,03

Tableau VI.21 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N' ₁ [KN]	M' ₁ [KN.m]
		α ₁ × N'	N' ₁ × (e + e _a)
Sous-sol et RDC	(55×55)	2442,91	65,95

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

Vérifiée si : $e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{2} - c$

Tableau VI.22 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55x55)	55	3	22
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section			

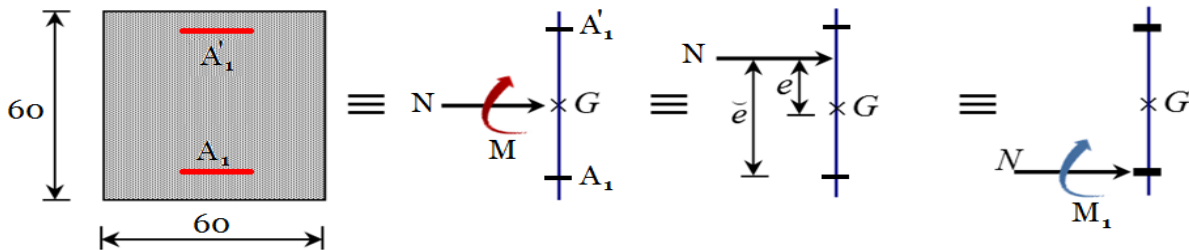


Fig. VI.8 : Position du point d'application de l'effort normal N'_1 (1^{er} cas).

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

Vérifiée si : $\frac{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}{\textcircled{1}} \leq \frac{N'_1(d - c_1) - M'_1}{\textcircled{2}}$

Tableau VI.23 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M'_1 [KN.m]	①	②
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	$N'_1 \times é$	[KN.m]	[KN.m]
Sous-sol et RDC	(55x55)	25	610,75	6035,28	464,13
Constataion	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times \check{e}$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{610750}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,319$

$$\mu = 0,318 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{À } N \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,498$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,800$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{610750}{348 \times 0,800 \times 49,5} = 44,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC_1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 44,32 - \frac{2371760}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.24 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	2371,76	21,08

Position du point d'application de l'effort normale N :

$$\text{Vérifiée si : } e = \frac{M}{N} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{12}$$

Tableau VI.25 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			e = $\frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{12}$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	50	0,88	4,58
Constataion	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

Tableau VI.26 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N'_1 [KN]	M_1 [KN.m]
		$\alpha_1 \times N'$	$N'_1 \times (e + e_a)$
Sous-sol et RDC	(55×55)	2442,91	70,35

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

Vérifiée si : $e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau VI.27 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M_1}{N'_1}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	2,8	22
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section			

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

Vérifiée si : $\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \leq \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$

Tableau VI.28 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M'_1 [KN.m]	① [KN.m]	② [KN.m]
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	$N'_1 \times é$		
Sous-sol et RDC	(55×55)	24,8	605,84	6035,28	469,04
Constataion	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times é$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{605840}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,317$$

$$\mu = 0,318 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{Á } N' \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,493$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,803$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{605840}{348 \times 0,803 \times 49,5} = 43,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 43,80 - \frac{2371760}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2ème cas : Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.29 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		M _{max} [KN.m]	N _{corr} [KN]
Sous-sol et RDC	(55×55)	104,47	1296,60

Position du point d'application de l'effort normale N :

$$\text{Vérifiée si : } e = \frac{M}{N} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{2} - c$$

Tableau VI.30 : Tableau de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			e ₁ = $\frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	8,06	22
Constatation	L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera sans majoration des efforts → N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est une SPC, donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : M_F = N×e			

Tableau VI.31 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N' ₁ [KN]	M ₁ [KN.m]
		α ₁ ×N	N' ₁ ×(e + e _a)
Sous-sol et RDC	(55×55)	1335,50	134,35

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$\text{Vérifiée si : } \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$$

Tableau VI.32 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	① [KN.m]	② [KN.m]
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	N' ₁ × é		
Sous-sol et RDC	(55×55)	30,06	401,45	6035,28	186,17
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M' ₁ = N' ₁ × é				

Calcul des armatures en flexion simple :

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

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{401450}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,161$$

$$\mu = 0,161 < \mu_L = 0,379$$

$$\text{À N' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,221$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{401450}{400 \times 0,912 \times 49,5} = 22,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC_1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 22,23 - \frac{1296600}{100 \times 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.33 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		M _{max} [KN]	N _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	91,34	949,97

Position du point d'application de l'effort normale N :

$$\text{Vérifiée si : } e = \frac{M}{N} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{2} - c$$

Tableau VI.34 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	9,62	22
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\text{Vérifiée si : } \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$$

Tableau VI.35 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	①	②
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	N' ₁ × é	[KN.m]	[KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	31,62	309,39	6035,28	121,14
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M' ₁ = N' ₁ × é				

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{309390}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 < \mu_L = 0,379$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,934$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{309390}{400 \times 0,934 \times 49,5} = 16,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16,73 - \frac{949470}{100 \times 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{ème} cas : Situation accidentelle :

Sens x-x

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.36 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	2189,13	31,83

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifiée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau VI.37 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	1,45	22
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

Vérification si la section est partiellement comprimée :

Vérifiée si : $\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \leq \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$

Tableau VI.38 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	①	②
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	N' ₁ × é	[KN.m]	[KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	23,45	528,75	6035,28	463,36
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M' ₁ = N' ₁ × é				

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{528750}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,212$

$$\mu = 0,212 < \mu_L = 0,379$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,301$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,879$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{528750}{400 \times 0,879 \times 49,5} = 30,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC_1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30,38 - \frac{2189130}{100 \times 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.39 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	2189,13	31,31

Position du point d'application de l'effort normale N :

$$\text{Vérifiée si : } e = \frac{M}{N} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{2} - c$$

Tableau VI.40 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	1,43	22
Constatation	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple			

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\text{Vérifiée si : } \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\textcircled{1}} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1(d - c_1) - M'_1}_{\textcircled{2}}$$

Tableau VI.41 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [KN.m]	①	②
		$e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right)$	N' ₁ × é	[KN.m]	[KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	23,43	528,30	6035,28	463,81
Constatation	① > ② → Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M' ₁ = N' ₁ × é				

Calcul des armatures en flexion simple :**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{528300}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,212$$

$$\mu = 0,212 < \mu_L = 0,379$$

$$\text{À N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,301$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,880$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{528300}{400 \times 0,880 \times 49,5} = 30,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30,32 - \frac{2189130}{100 \times 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

5^{ème} cas : Situation accidentelle :**Sens x-x****Les sollicitations prises en compte sont :****Tableau VI.42** : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{min} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	8,68	25,89

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifiée si : $e = \frac{M}{N} \stackrel{?}{\leq} \frac{h}{2} - c$

Tableau VI.43 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	298	22
Constatation	L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts. N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieur de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$			

Vérification de l'existence de A'

$M_F = N \times e_0$ Avec : $e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 320\text{cm}$.

$M_F = N \times e_0 = 27,78 \text{ kN.m}$

$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27780}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,011$

$\mu = 0,011 < \mu_L = 0,379$

Á N'existe pas et ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,014$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$

$A_1 = \frac{M_F}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27780}{400 \times 0,994 \times 49,5} = 1,41 \text{ cm}^2$.

$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,41 - \frac{8680}{100 \times 400} = 1,19 \rightarrow A_{FC} = 1,19 \text{ cm}^2$

Sens y-y

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau VI.44 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (55×55) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{min} [KN]	M _{corr} [KN.m]
Sous-sol et RDC	(55×55)	8,68	17,82

Position du point d’application de l’effort normale N :

Vérifiée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau VI.45 : Tableau de vérification de la position du point d’application de N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
Sous-sol et RDC	(55×55)	55	205,30	22
Constatation	L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts. N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$			

Vérification de l’existence de A’

$M_F = N \times e_0$ Avec : $e_0 = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 227,3\text{cm}$.

$M_F = N \times e_0 = 19,73 \text{ kN.m}$

$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19730}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,007$

$\mu = 0,007 < \mu_L = 0,379$

Á N'existe pas et ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,008$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19730}{400 \times 0,997 \times 49,5} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1 - \frac{18700}{100 \times 400} = 0,53 \rightarrow A_{FC} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{1ercas}, A_{2eme cas}, A_{3emecas}, A_{4emecas}, A_{5emecas}) = 1,19 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté :

La section adopté pour les poteaux (50×50) cm² est :

$$A = \max(A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{BAEL}) = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 14T16 \rightarrow A = 28,15 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement L_r :

Tableau VI.46 : Tableau de la détermination de la longueur de recouvrement.

Poteau	$\Phi_{l_{max}}$ [mm]	Φ_t [cm]
		$40 \Phi_{l_{max}}$
(55×55)	16	64

• Calcul des armatures transversales :

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

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [Article A 5.1.21 / BAEL91]

Tableau VI.47 : Tableau de vérification si A_t sont \perp à la ligne moyenne.

Poteau	T_u^{max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule	$\frac{T_u^{max}}{b \times d}$	$\min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$	
(55×55)	59488	Valeur	0,22	3,33	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau → $\alpha = 90^\circ$

Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{l_{max}}$$

Tableau VI.48 : Tableau du diamètre des armatures transversales du poteau.

Poteau	$\Phi_{l_{max}}$ [mm]	Φ_t [mm]	Choix d'armatures	
		$\frac{1}{3}\Phi_{l_{max}}$	Nuance d'acier	Φ_t [mm]
(55×55)	16	5,33	FeE 235	8

L'espacement des armatures transversales :**Tableau VI.49** : Tableau de l'espacement des armatures transversales du poteau (55×55) cm².

Poteau	$\Phi_{l_{min}}$ [cm]	$\delta_{t_{cal}}$	Selon le BAEL91 (Zone IIa)	Selon le RPA 99, V2003 (Zone IIa)	
				Zone nodale	Zone courante
			$\min(15\Phi_{l_{min}}; 40 \text{ cm}; b+10 \text{ cm})$	$\min(10\Phi_1; 15 \text{ cm})$	$15\Phi_1$
(55×55)	1,4	Valeur [cm]	21	14	21
		$\delta_{t_{adopté}}$ [cm]	15	10	15

Armatures transversales minimales :**Tableau VI.50** : Tableau des armatures transversales minimales du poteau (55×55) cm².

Poteau	L_f [cm]	λ_g	Formule	A_{min} [cm ²]
(55×55)	$0,7 \times h$	$\frac{L_f}{h}$		$3 < \lambda_g < 5$
	214,2	3,57	3,02	

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

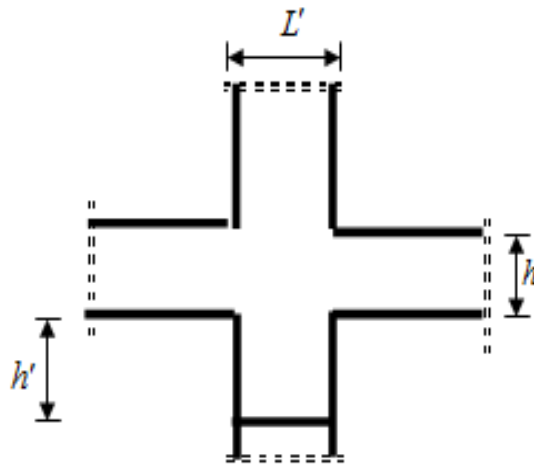


Fig.VI.9 : Zone nodale du poteau.

Tableau VI.51 : Tableau de la détermination de la zone nodale du poteau.

Poteau	h [cm]	L' [cm]	h' [cm]
(55×55)	55	2 h	$\max\left(\frac{h_c}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$
		110	60

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même manière que le poteau précédant « Poteau (55×55) cm² » ; et ce ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.52 : Tableau récapitulatif du choix de ferrailage des poteaux.

Niveau	Poteau	Armature longitudinale						Armature transversale		
		A _{cal} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	A _{max} [cm ²]	Choix d'armatures	L _r [cm]	A _t	Espacement courant [cm]	Espacement nodale [cm]
Sous-sol, RDC	(55×55)	1,19	24,2	8,8	24,2	14T16 A=28,15 cm ²	64	5Φ8	15	10
1 ^{er} Étage ↓ 4 ^{ème} Étage	(50×50)	1,1	20	8	20	8T16 +4T14 A=22,24 cm ²	64	4Φ8	15	10
5 ^{ème} Étage ↓ 7 ^{ème} Étage	(45×45)	2,87	16,2	7,2	16,2	12T14 A=18,47 cm ²	56	4Φ8	15	10
8 ^{ème} Étage, 9 ^{ème} Étage	(35×35)	3,49	9,8	5,6	9,8	4T16+4T14 A=14,20 cm ²	64	4Φ8	15	10

Schéma de ferrailage des poteaux :

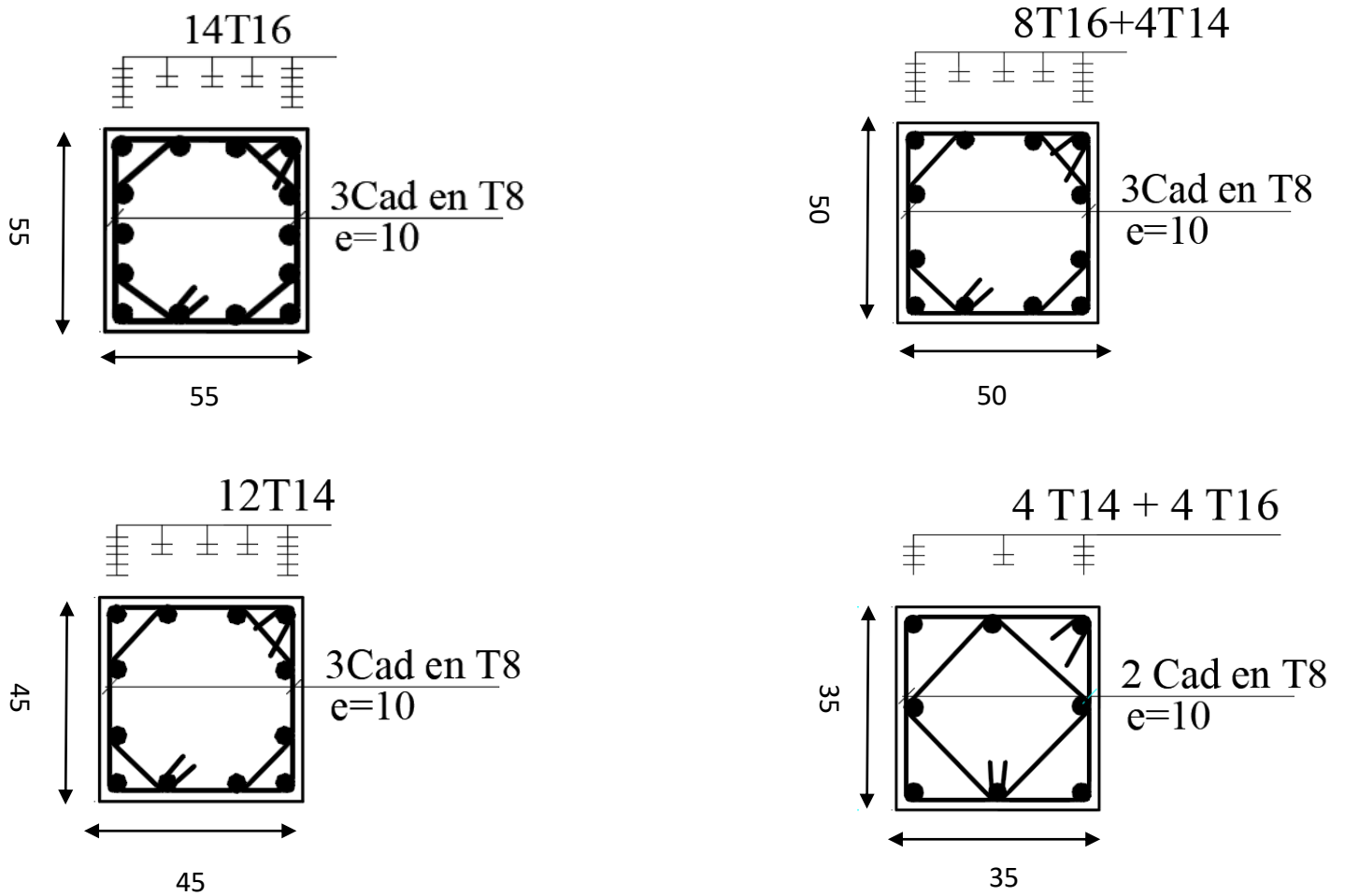


Fig.VI.10 : Schéma de ferrailage des poteaux.

Chapitre VII

Etude des voiles

1. Les voiles :

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Le voile est considéré comme une console encastrée à sa base il est donc calculé en flexion composée avec effort tranchant.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique.

1.1. Voiles de contreventement :

1.1.1. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article 7.7.4/ RPA99, V2003, le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C] si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article 7.7.1/ RPA99, V2003 (voir chapitre II).

Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposés dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

<p>Dans le plan vertical : des aciers verticaux ; Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux ; Aciers transversaux.</p>	}	[Article 7.7.4/ RPA99, V2003].
---	---	--------------------------------

a. Les armatures verticales :

Les voiles seront calculés en flexion composée par la méthode des contraintes sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant (M) et l'effort normal (N). Condition de l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :

→ Les armatures minimales :

- À chacune des extrémités du voile → $A_v \geq 4HA10$;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

→ **Espacement des barres verticales :**

$$S = \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{en zone courante ;}$$

À chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile .Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm);

$$\text{Le diamètre des barres verticales du voile : } \Phi \leq \frac{L}{10}.$$

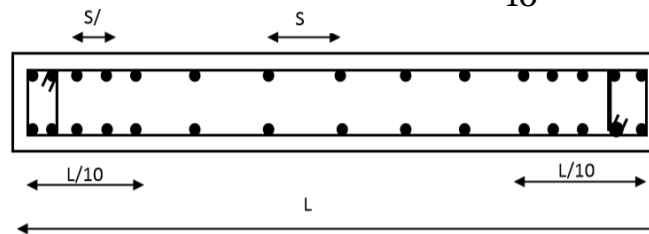


Fig.VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \quad \text{Avec : } k = 1 ; \delta_s = 1.$$

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

- Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si σ_a et σ_b sont des signes opposés on aura une section partiellement comprimée (SPC).

c. Exemple de calcul :

Pour le calcul du ferrailage, on a pris le voile le plus défavorable comme modèle de calcul d'après le logiciel **ETABS** :

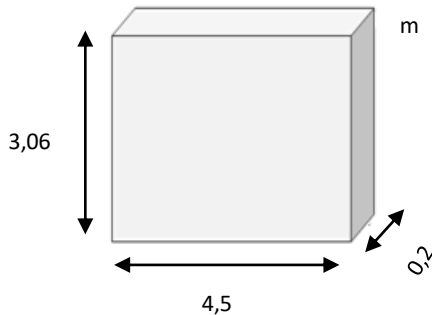


Fig.VII.2 : Schéma du voile de contreventement le plus défavorable.

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions du voile.

L [m]	h [m]	a [m]
4,5	3,06	0,2

Avec :

- L : La longueur du voile de contreventement en (m) ;
- h : La hauteur du voile de contreventement en (m) ;
- a : L'épaisseur du voile de contreventement en (m).

- Les sollicitations de calcul :

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **ETABS**, on obtient les sollicitations suivantes :

→ **1^{er} cas**

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]	T [KN]
1402,95	108,97	27,61

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des coefficients.

I [m ⁴]	Ω [m ²]	v [m]
$\frac{a \times L^3}{12}$	a × L	$\frac{L}{2}$
1,52	0,90	2,25

Avec :

- I : Inertie du voile en (m⁴) ;
- Ω : Surface en plan du voile en (m²) ;
- v : La position de l'axe neutre en (m).

- **détermination des contraintes :**

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile.

σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]
$\frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I}$	$\frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I}$
1,720	1,395

σ_1 et $\sigma_2 > 0$ La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA**

Calcul des armatures verticales

$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$ (A_{\min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m ($L= 1m$)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le diamètre

$$D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D \leq \frac{200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On prend $D= 12 \text{ mm}$

L'espacement :

Selon le BAEL 91 [2] ; on a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \{2 \times a, 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 [1] on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \\ S_t \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \{S_{t_{\text{BAEL}}} ; S_{t_{\text{RPA 99}}}\} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12=5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Calcul des armatures horizontales :

D'après le RPA 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12=5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003[1], dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\Phi6$ par m^2 .

Disposition des armatures :**Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA 99 version 2003 [1].
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

$L = 450 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 45 \text{ cm}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bord libre qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

→ 2^{er} cas

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

M_{max} [KN.m]	N_{corr} [KN]	T [KN]
1383,87	1180,15	619,01

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des coefficients.

I [m ⁴]	Ω [m ²]	v [m]
$\frac{a \times L^3}{12}$	$a \times L$	$\frac{L}{2}$
1,52	0,90	2,25

Armatures verticales :

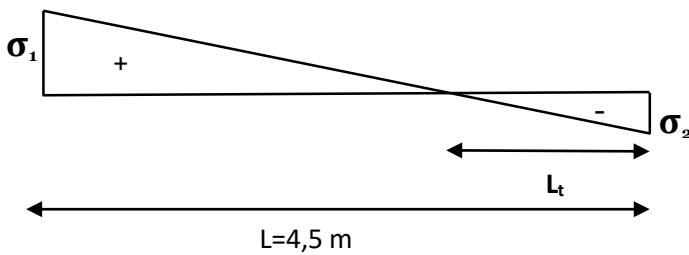


Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des contraintes appliquées sur le voile.

σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]
$\frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I}$	$\frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I}$
3,359	-0,737

Fig.VII.3 : Schéma des contraintes dans les voiles.

Calcul de L_t , L' et d :

Tableau VII.8 : Tableau de calcul de L_t , L' et d .

L_t [m]	L' [m]	d [m]
$L \times \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$	$L - L_t$	$\min \left(\frac{L}{2} ; \frac{2 \times L'}{3} \right)$
0,81	3,69	2,46
Conclusion	$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_2 = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \times v'_1}{I'} = 0$ et $d = L_t$	

Calcul du moment M_1 et effort normale N_1 :**Tableau VII.9 :** Tableau de calcul du moment M_1 et effort normale N_1 .

Γ' [m ⁴]	v'_1 [m]	Ω' [m ²]	N_1 [KN]	M_1 [KN.m]
$\frac{a \times L_t^3}{12}$	$\frac{L_t}{2}$	$a \times L_t$	$\left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$	$\left(\frac{\Gamma'}{2 \times v'_1}\right) \times (\sigma_2 - \sigma'_2)$
0,0089	0,41	0,16	-58,96	7,99

$$e_o = \frac{M_1}{N_1} = -0,136 < \frac{d}{6} = 0,41 \left. \vphantom{\frac{M_1}{N_1}} \right\} \rightarrow \text{Section entièrement tendue (S.E.T).}$$

Tableau VII.10 : Tableau des armatures verticales.

A_s [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s /ml/Face [cm ²]
$A'_s + A''_s$	$\frac{N_1}{f_e}$	$\frac{A_s}{2 \times L_t}$
	1,47	0,91

Armatures minimales exigées par l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :**Tableau VII.11 :** Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003.

b [m]	L_t [m]	A_{RPA} [cm ²]	A_{RPA}/ml/Face [cm ²]
		$0,20\% \times b \times L_t$	$\frac{A_{RPA}}{2 \times L_t}$
0,20	0,81	3,24	2

Avec :

b : L'épaisseur du voile de contreventement en (m) ;**L_t** : La longueur de la section tendue en (m).**Le pourcentage minimal :****Tableau VII12 :** Tableau des armatures minimales exigées par le RPA99, V2003.

b [m]	h [m]	A_{min} [cm ²]	A_{min}/ml/Face [cm ²]
		$0,15\% \times b \times h$	$\frac{A_{min}}{2 \times L_t}$
0,20	4,5	13,5	8,33

Tableau VII.13 : Tableau des armatures.

A_s [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{sv} [cm ²]
			$\max(A_s ; A_{RPA} ; A_{min})$
1,47	3,24	13,5	13,5

Remarque :

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie.

Tableau VII.14 : Tableau de la section d'armature adoptée.

On adopte	
Zone courante	Zone d'about
2× 6T12 A= 6,79 cm ² /ml (e=15 cm)	2× 6T12 A= 6,79 cm ² /ml (e=15 cm)

Espacement des barres verticales S :**Tableau VII.15** : Tableau des espacements des armatures.

	Formule	Valeur [cm]
Zone courante (l'espacement se prend en fonction du nombre de barre)	$S \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$	20
Zone d'about (sur $L/_{10}$ de la largeur du voile)	$S' = \frac{S}{2}$	10

Longueur de recouvrement L_r :**Tableau VII.16** : Tableau de la longueur de recouvrement.

$\Phi_{l_{max}}$ [mm]	L_r [cm]
	$40 \Phi_{l_{max}}$
12	48

Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t,28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} k = 1 ; \\ \delta_s = 1 ; \\ \text{Pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

Tableau VII.17 : Tableau de la longueur de recouvrement.

b [cm]	δ_t [cm]	f_e [MPa]	Formule	τ_u [MPa]	$f_{t_{28}}$ [MPa]	A_t [cm ²]
				$\frac{1,4 \times T_u}{b \times d}$	$0,6+0,06f_{c_{28}}$	$\frac{(b \times \delta_t) \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t_{28}} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}}$
20	20	400	Valeur	1,57	2,1	1,04

Remarque :

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T12/ e = 20cm à chaque nappe pour les armatures parallèles aux parements du voile.

Vérification de la contrainte de cisaillement : [Article 7.7.2/ RPA99, V2003]

La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limitée comme suit :

Tableau VII.18 : Vérification si les armatures transversales sont nécessaires.

T [KN]	Formule	T' [KN]	1 ^{ère} condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		2 ^{ème} condition	Conclusion
			τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]		
		1,4 T	$\frac{T'}{e \times d}$	$\min \left(0,2 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right)$	Il n'y a pas de reprise de bétonnage	Condition vérifiée
619,01	Valeur	866,61	1,57	3,33		Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Schéma de ferrailage du voile de contreventement :

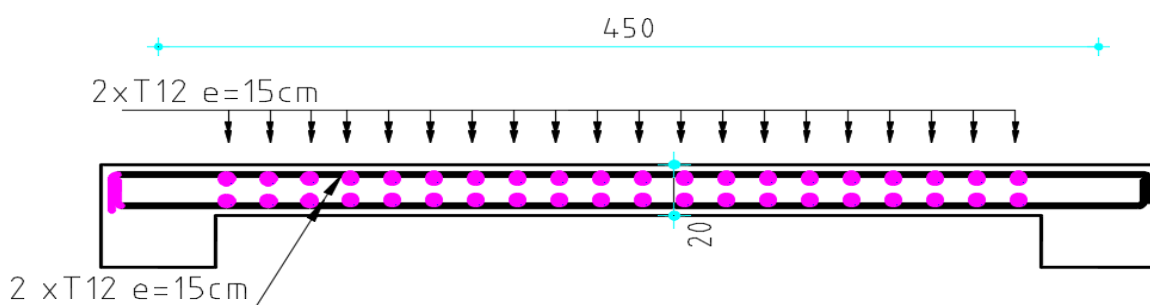


Fig.VII.4 : Schéma de ferrailage du voile.

1.2. Voile périphérique :

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- 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.

1.2.1. Détermination des sollicitations :

a. calcul de l'effort N :

Tableau VII.19 : Tableau de calcul de l'effort normal N.

	V_b [m ³]	P_{Pr} [Kg]	N [KN]						
			ELU	ELS					
l [m]	e [m]	H [m]	h [m]	δ_b [Kg/m ³]	Formule	$l \times e \times h$	$\delta_b \times V_b$	$1,35 \times P_{Pr}$	P_{Pr}
1	0,20	3,40	2,95	2500	Valeur	0,59	1475	19,91	14,75

Avec :

- l : La longueur du voile périphérique (par 1 ml) ;
- H : La hauteur de l'étage en (m) ;
- h : La hauteur du voile périphérique en (m) ;
- e : L'épaisseur du voile périphérique en (m) ;
- δ_b : Masse volumique de béton armée en (Kg/m³) ;
- V_b : Volume du voile périphérique en (m³) ;
- P_{Pr} : Poids propre du voile périphérique en (Kg).

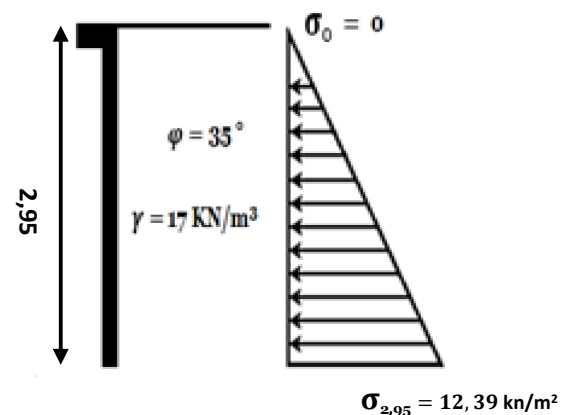


Fig.VII.5 : Schéma des contraintes du voile périphérique.

b. calcul de la poussée des terres q :

Tableau VII.20 : Tableau de calcul de la poussée des terres.

h	φ	γ	K _a	Formule	δ	σ [KN/m ²]		q
						[Deg]	Pour h = 0 m	
2,95	35	1700	0,247	Valeur	$\frac{2}{3}\phi$	K _a × γ × h		$\frac{\sigma_0 + \sigma_{295}}{2}$
					23,33	0	12,39	6,20

Avec :

φ : Angle de frottement interne du sol en (Deg) ;

δ : Angle de frottement mur-sol en (Deg) ;

γ : Poids volumique du sol en (Kg/m³) ;

K_a : Coefficient de la poussée des terres obtenues à partir de la table de Caquot et Kristel ;

σ : La contrainte de la poussée des terres en (KN/m²) ;

q : une charge uniformément répartie en (KN/m²).

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q = 6,20 KN/m².

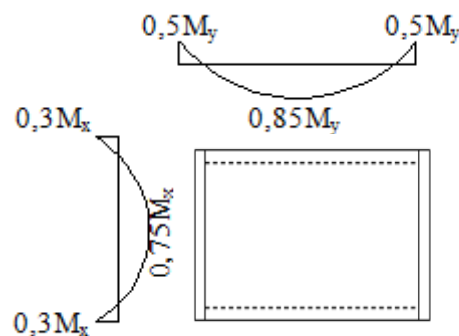


Fig.VII.6 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.

Combinaisons fondamentales :

Tableau VII.21 : Tableau des combinaisons fondamentales.

	\bar{q} [daN/m ²]		q [daN N/m] (pour une bande de 1 de largeur)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Formule	$1,35 \times q$	q	$\bar{q}_u \times 1$	$\bar{q}_s \times 1$
Valeur	837	620	837	620

Calcul des sollicitations :

$$\begin{aligned} \text{État limite ultime (ELU)} : & \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \bar{q} \times l_x^2 & \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u & \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases} \\ \text{–État limite de service (ELS)} : & \begin{cases} M_x^s = \mu_x \times \bar{q} \times l_x^2 & \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_y^s = \mu_y \times M_x^s & \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases} \end{aligned}$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f \left(\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \nu \right) ;$$

$$\text{Coefficient de poisson} : \begin{cases} \nu = 0 & \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} ; \\ \nu = 0,2 & \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS]} . \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x et l_y .

Tableau VII.22 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Longueur		Sens	Rapport	Appuyer	ELU ($\nu = 0$)				ELS ($\nu = 0,2$)			
					μ	M_{ox} et M_{oy} [daN.m]	M_a [daN.m]	M_t [daN.m]	μ	M_{ox} et M_{oy} [daN.m]	M_d [daN.m]	M_t [daN.m]
l_x	2,95	Y	0,66	4 Appuis	0,0733	533,92	266,96	453,83	0,0789	425,71	212,85	361,85
l_y	4,50	X			0,3820	203,96	251,66	427,82	0,5410	230,31	69,09	172,73

Calcul des hauteurs utiles :

On a : $h_o = 20 \text{ cm}$ et $a = 2 \text{ cm}$ (Fissuration préjudiciable)

Tableau VII.23 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

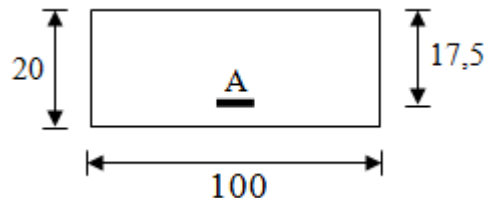
		Formule	Valeur
Diamètre des armatures Φ [cm]		$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$	1
Enrobage C [cm]	Sens x-x	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	2,5
	Sens y-y	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	3,5
Hauteur utile d [cm]	Sens x-x	$d_x = h_d - C_x$	17,5
	Sens y-y	$d_y = h_d - C_y$	16,5

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée)

1.2.2. Calcul du ferrailage :**A. En travées****Sens X-X****Fig.VII.7 :** Section de calcul en travées.**➤ Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{tx}^u = 4278,2 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4278,2}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{AN' existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,996$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4278,2}{348 \times 0,995 \times 17,5} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T10 \rightarrow $A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{ser} = 1727,3 \text{ N.m}$$

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

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,590 = 20,63 \rightarrow E = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \rightarrow I_1 = 12877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1727,3}{12877} = 0,134 \rightarrow K = 0,134$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 0,535 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \rightarrow \sigma_s = 27,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,535 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 27,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Sens Y-Y

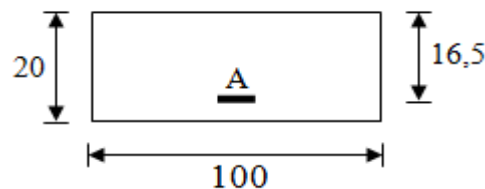


Fig.VII.8 : Section de calcul en travées.

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ty}^u = 4538,3 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4538,3}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,994$$

Détermination des armatures

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4538,3}{348 \times 0,994 \times 16,5} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5T10 \longrightarrow A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 3618,5 \text{ N.m}$$

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

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,590 = 19,45 \rightarrow E = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \rightarrow I_1 = 11335 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{3618,5}{11335} = 0,319 \rightarrow K = 0,319$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 1,231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \rightarrow \sigma_s = 60,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 1,231 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 60,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

B. En appuis

Sens X-X

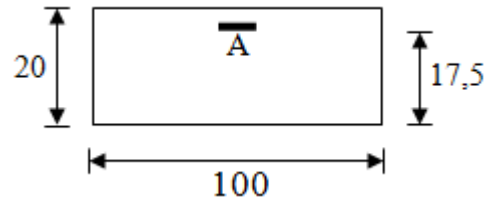


Figure VII.9 : Section de calcul en appuis.

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ax}^u = 2516,6 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2516,6}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_L = 0,392 \rightarrow$$

$$\text{AN}^{\circ} \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,997$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2516,6}{348 \times 0,997 \times 17,5} = 0,41 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T10 \rightarrow A=3,93 cm²/ml

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^{ser} = 690,9 \text{ N.m}$$

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

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,590 = 20,63 \rightarrow E = 20,63$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \rightarrow I_1 = 12877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{690,9}{12877} = 0,054 \rightarrow K = 0,054$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 10,94 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 10,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

Sens Y-Y

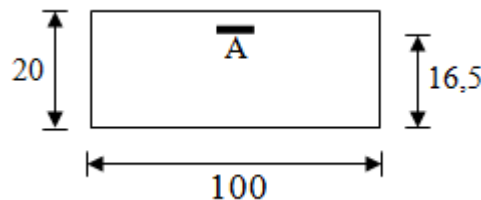


Figure VII.10 : Section de calcul en appuis

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ay}^u = 2669,6 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2669,6}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{AN existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,997$$

Détermination des armatures

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2669,6}{348 \times 0,997 \times 16,5} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 2128,5 \text{ N.m}$$

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

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,590 = 19,45 \rightarrow E = 19,45$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \rightarrow I_1 = 11335 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{2128,5}{11335} = 0,187 \rightarrow K = 0,187$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \rightarrow \sigma_s = 35,45 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 35,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

Tableau VII.24 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

Sens	A_{Cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A_{max} [cm ² /ml]	Choix d'armatures
X-X	0,71	1,6	1,6	5T10/ml $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$
Y-Y	0,80	1,6	1,6	5T10/ml $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$

Chapitre VIII

Etude des fondations

1. Introduction :

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci les charges de la superstructure (charges et surcharges utiles, ainsi que la charge accidentelle appliquée sur la construction).

Le but visé par l'établissement de toute fondation est double :

- Reporter les charges et surcharges à un niveau convenable, les répartir sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate, terrain appelé bon sol, et cela tout en assurant la stabilité et la sécurité et l'aptitude au service de la construction.

- De plus, la fondation devra résister elle-même aux charges qu'elle transmet, au sol support, à celle des couches de terrains et nappes phréatiques traversées et qui pourraient être Aggressives.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol ;
- Genre de structure (souple, rigide) ;
- Type de fondation.

1.1. Types de fondations :

On distingue trois types de fondations qui sont :

- Fondations superficielles (isolées, filantes ou radier généraux) → $D/B \leq 6$
- Fondations semi profondes (puits) → $6 < D/B < 10$
- Fondations profondes (pieux) → $D/B \geq 10$

1.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères suivants :

- Stabilité totale du bâtiment (rigide) ;
- Solution économique (ferraillage) et Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charge apportée par la structure.

En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

1.3. Étude de sol :

La reconnaissance géologique et géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2,5 bars** (sol meuble).

2. Calcul de la semelle isolée :

2.1. Pré-dimensionnement :

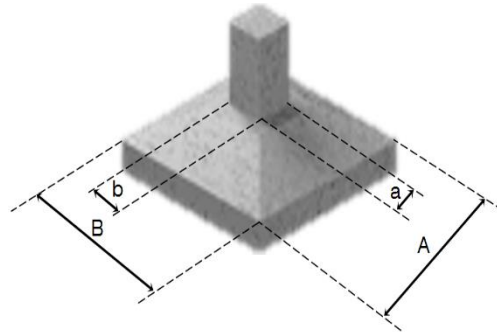


Fig.VIII.1 : Semelle isolée.

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{u_{\max}}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$$

Tableau VII.1 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée.

Semelle	a [cm]	b [cm]	N_u [KN]	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	55	55	2371,76	2,5	308,01	320	320
rive	55	55	2356,70		307,03	320	320

Conclusion :

D'après le pré-dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction.

3. Calcul des semelles filantes

On doit vérifier que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

D'après le logicielle ETABS 2017 : $N = 101826 \text{ KN}$

$$S \geq \frac{84695}{250} = 407,292 \text{ m}^2$$

La surface globale des semelles est : $338,78 \text{ m}^2$

La surface globale de bâtiment est : $613,15 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{407,292}{613,15} = 66 \%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, le choix d'un radier général serait évident

4. Calcul d'un radier nervuré :

Le radier est une semelle générale couvrant toute la surface du sol du bâtiment et peut déborder en console courante. Il permet une répartition uniforme des charges.

Nous avons choisi un radier nervuré (et non pas un radier général) à cause de la présence des poteaux.

Les nervures seront conçues de manière renversée, de sorte qu'elles soient enfouies dans le sol sous le radier. Cette disposition a été prévue pour avoir une hauteur de S-sol exploitable.

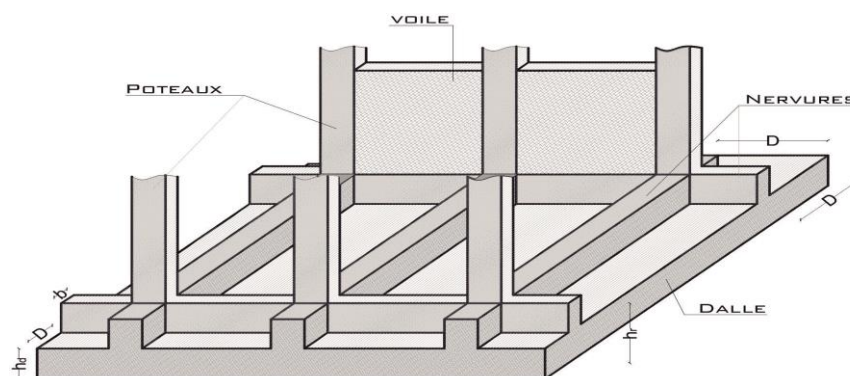


Fig.VIII.2 : Schéma d'un radier nervuré.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Tableau VII.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.

Situation	ELU	ELS	ACC
Combinaison	1,35G + 1,5Q	G + Q	G + Q + E
			0,8G + E
			0,8G - E

4.1. Pré-dimensionnement du radier :

4.1.1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$\text{On a : } \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad [\text{Article 7.6.8, 424 / BAEL91}]$$

Tableau VII.3 : Tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier nervuré.

	L_{max} [cm]	$\frac{L_{max}}{25}$ [cm]	$\frac{L_{max}}{20}$ [cm]	h_1 [cm]
Valeur	608	24,32	30,4	30

L_{max} : La plus grande portée entre axe des poteaux en (cm).

b. Condition de non cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$T_u^{max} = \frac{q \times L}{2}$$

$$h \geq \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times \bar{\tau}_u}$$

Tableau VII.4 : Tableau d'application de la condition de cisaillement pour le radier nervuré.

	b [m]	S_{bat} [m ²]	N_u [KN]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	h_2 [cm]
Valeur	1	613,15	42816,9007	1,16	20,33

Tableau VII.5 : Tableau de l'épaisseur à adopter pour la dalle du radier nervuré.

	h_1 [cm]	h_2 [cm]	$h \geq \max(h_1 ; h_2)$	On adopte
Valeur	30	20,33	30	$h = 50$ cm

4.1.2. Nervure :

a. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{b \times K}} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4}$$

I : Inertie de la section transversale du radier en (m⁴) avec $\left(\frac{b \times h^3}{12}\right)$;

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 3,21 \times 10^4$ MPa) ;

b : Largeur de la semelle en (m) ;

K : Coefficient de raideur du sol en (Kg/cm³) avec $(0,5 \text{ Kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ Kg/m}^3)$.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$$K = \rightarrow \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow \text{Pour un très mauvais sol ;} \\ 4 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow \text{Pour un sol de densité moyenne ;} \\ 12 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow \text{Pour un très bon sol.} \end{cases}$$

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K = 4 \text{ Kg/m}^3$.

Tableau VII.6 : Tableau de l'épaisseur de la dalle à adopter.

	K	E [MPa]	L [m]	h_1 [m]	On adopte
Valeur	4	$3,21 \times 10^4$	6,08	0,94	$h = 1$ m

b. Condition de la flèche :

$$\text{On a : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Tableau VII.7 : Tableau d'application de la condition de la flèche.

	L_{max} [cm]	$\frac{L_{max}}{15}$ [cm]	$\frac{L_{max}}{10}$ [cm]	h_2 [cm]
Valeur	608	40,53	60,8	55

c. Condition de non poinçonnement :

Il faut que : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}$ (1)

Avec :

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 (a + b + 2h)$$

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier en (m) ;

h : Épaisseur du radier en (m) ;

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELU en (KN).

Tableau VII.8 : Tableau d'application de la condition de non poinçonnement.

	a [m]	b [m]	N_u [KN]	f_{c28} [MPa]	h_3 [m]	On adopte
Valeur	0,55	0,55	2371,76	25×10^3	0,55	$h = 0,55 \text{ m}$

Résumé :

Tableau VII.9 : Tableau des dimensions du radier nervuré.

Épaisseur de la dalle du radier	h [cm]	50
Dimensions de la nervure	h_N [cm]	100
	b [cm]	55

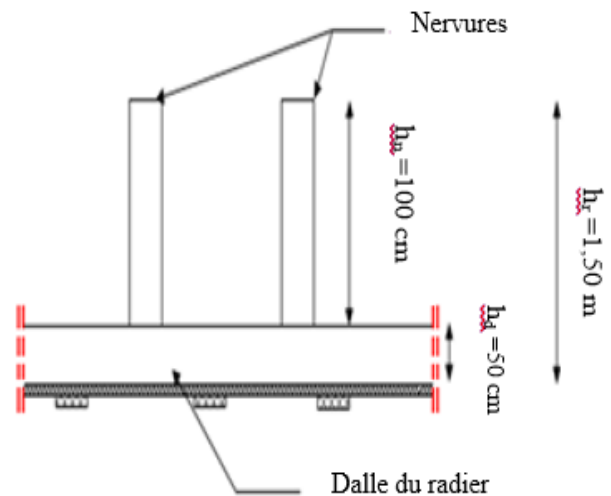


Fig.VIII.3 : Dimensions du radier.

d. Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_o \leq 0,7 h ; b_1 \leq \min \left(\frac{L_r b_o}{2} ; \frac{L}{10} \right) ; b = 2 b_1 + b_o$$

Tableau VII.10 : Tableau des dimensions de la poutre.

	L_{max} [cm]	h [cm]	h_o [cm]	b_o [cm]	b_1 [cm]	b [cm]
Poutre principale	608	150	50	55	60	175
Poutre secondaire	450	150	50	55	45	145

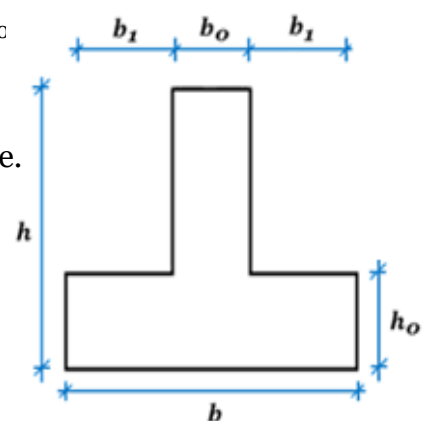


Fig.VIII.4 : Dimensions de la poutre.

Surface nécessaire $S_{néc}$:

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_u}{\sigma_{max}}$$

Tableau VII.11 : Tableau de calcul de la surface nécessaire.

	N_u [KN]	σ_{sol} [bar]	$S_{néc}$ [m ²]	S_{bat} [m ²]
Valeur	174216	2,5	696,86	613,15

Constataion :

On constate que la surface nécessaire $S_{néc}$ est supérieur à la surface du bâtiment S_{bat} ($S_{néc} > S_{bat}$), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{150}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur $l_d = 1 \text{ m}$ de chaque côté.

Tableau VII.12 : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré.

	S_{bat} [m ²]	P [m]	l_d [m]	S_{radier} [m ²]
				$S_{bat} + l_d \times P$
Valeur	613,15	105,7	1	718,85

Avec :

S_{radier} : Surface du radier en (m²) ;

S_{bat} : Surface totale du bâtiment en (m²) ;

P : Le périmètre du bâtiment en (m²).

4.2. Détermination des sollicitations :

4.2.1. Caractéristiques du radier :

Tableau VII.13 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier.

Dimension				Moment d'inertie		Centre de gravité		Surcharge d'exploitation
h [cm]	h_d [cm]	h_N [cm]	S_{radier} [m ²]	I_{xx} [m ⁴]	I_{yy} [m ⁴]	x_G [m]	y_G [m]	Q_r [KN]
150	50	100	718,85	19561	16166	12,03	12,85	$5 \times S_{radier}$ 3594,25

4.2.2. Combinaisons d'actions :

a. État limite ultime (ELU) :

Tableau VII.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

Situation	Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [KN]	N_u [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
				$N_u^1 + N_u^2$		
Situation durable et transitoire	$\frac{(1,35G+1,5Q)}{N_u^1} + \frac{(1,5Q_r)}{N_u^2}$	66423,67	5391,37	71815,04	141,40	60,61
Situation accidentelle	$\frac{(G + Q \pm E)}{N_u^1} + \frac{(Q_r)}{N_u^2}$	48425,19	3594,25	52019,44	1361,84	603,35

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison ELU en (KN) ;

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée en (KN.m).

b. État limite de service (ELS) :

Tableau VII.15 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

État	Formule	N_s^1 [KN]	N_s^2 [KN]	N_s [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
				$N_s^1 + N_s^2$		
ELS	$\frac{(G+Q)}{N_s^1} + \frac{(Q_r)}{N_s^2}$	48425,19	3594,25	52019,44	102,71	44,25

4.2.3. Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

σ_1 et σ_2 : Contraintes du sol sous la structure (sous le radie) en (bar) ;

σ_{moy} : Contraintes moyenne du sol en (bar) ;

$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$: Contraintes admissible du sol en (bar).

a. État limite ultime (ELU) :

Tableau VII.16 : Tableau de vérification des contraintes sous radier a l'ELU.

Sens	N _u [KN]	I _{xx} [m ⁴]	σ _{sol} [bar]	σ _{adm} [bar]	S _{radier} [m ²]	σ ₁ [bar]	σ ₂ [bar]	Condition σ _{1,2} ≤ σ _{adm}		σ _{moy} [bar]
				2 × σ _{sol}				σ ₁	σ ₂	
X	71815,04	19561	2,5	5	718,85	1	1	CV	CV	1
Y		16166				1	1	CV	CV	1

b. État limite de service (ELS) :

Tableau VII.17 : Tableau de vérification des contraintes sous radier a l'ELS.

Sens	N _s [KN]	I _{xx} [m ⁴]	σ _{sol} [bar]	σ _{adm} [bar]	S _{radier} [m ²]	σ ₁ [bar]	σ ₂ [bar]	Condition σ _{1,2} ≤ σ _{adm}		σ _{moy} [bar]
				2 × σ _{sol}				σ ₁	σ ₂	
X	52019,44	19561	2,5	5	718,85	0,72	0,72	CV	CV	0,72
Y		16166				0,72	0,72	CV	CV	0,72

c. Situation accidentelle (ACC) :

Tableau VII.18 : Tableau de vérification des contraintes sous radier a la situation ACC.

Sens	N _{ACC} [KN]	I _{xx} [m ⁴]	σ _{sol} [bar]	σ _{adm} [bar]	S _{radier} [m ²]	σ ₁ [bar]	σ ₂ [bar]	Condition σ _{1,2} ≤ σ _{adm}		σ _{moy} [bar]
				2 × σ _{sol}				σ ₁	σ ₂	
X	52019,44	19561	2,5	5	718,85	0,73	0,73	CV	CV	0,73
Y		16166				0,73	0,73	CV	CV	0,73

4.2.4. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

- P** : Poids de la structure en (t) ;
- S** : Surface d'assise de la structure en (m²) ;
- γ** : Poids volumique de l'eau en (1t/ m³) ;
- Z** : L'ancre ge en (m).



Fig.VIII.5. : Encrage de la structure.

Tableau VII.19 : Tableau de vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.

P [t]	S [m ²]	γ [1t/m ³]	Z [m]	P _h [t]	Condition
				1,5 × S × γ × Z	
4281,69	718,85	1	3,4	3666,13	La structure est stable

4.3. Ferrailage du radier :

4.3.1. Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a. Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m pour le panneau le plus sollicité avec :

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1$$

Tableau VII.20 : Tableau de calcul de la charge q.

État	σ_{moy} [bar]	L [m]	q [KN/ml]
ELU	1	6,08	152
ELS	0,72		109,44
ACC	0,73		111

On a : $\begin{cases} M_x = \mu_x \times \bar{q} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_y = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$

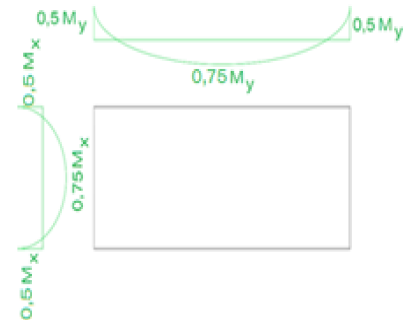


Fig.VIII.6 : Schéma du panneau de la dalle appuyé sur 4 coté.

Tableau VII.21 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

				ELU (v = 0)				ELS (v = 0,2)				
Longueur		Sens	Rapport L_x/L_y	Appuis sur	μ	M_{ox} et M_{oy} [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	μ	M_{ox} et M_{oy} [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
l [m]												
L_x	4,5	X	0,74	4 Appuis	0,0634	195,15	97,57	146,36	0,0696	154,24	77,12	115,68
L_y	6,08	Y			0,4940	96,40	48,20	72,30	0,6320	97,48	48,74	73,11

Calcul des hauteurs utiles :

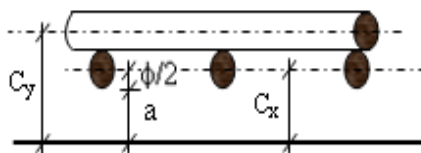


Fig. VIII.7 : Enrobage de la dalle.

On a : $h_d = 50 \text{ cm}$ et $a = 2 \text{ cm}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau VII.22 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

		Formule	Valeur
Diamètre des armatures Φ [cm]		$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$	2
Enrobage C [cm]	Sens x-x	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	3
	Sens y-y	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	5
Hauteur utile d [cm]	Sens x-x	$d_x = h_d - C_x$	47
	Sens y-y	$d_y = h_d - C_y$	45

Calcul du ferrailage de la dalle pleine

➤ Sens x-x

A. En travée

• Etat limite ultime (ELU)

$$M_{tx}^u = 146,36 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{146360}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 < \mu_1 = 0,392$$

$$\hat{A}N \text{ existe pas et ; } n1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,977$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{146360}{348 \times 0,977 \times 47} = 9,16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 9,16 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T14 \longrightarrow A=9,24 cm²/ml

(T14 \longrightarrow e=15cm)

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{tx}^{ser} = 115,68 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,58}{100} = 1,437 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,437 = 135,08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,437 + \sqrt{1,437^2 + 135,08} = 13,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 13,36^3}{3} + 15 \times 9,58 \times 13,36^2 = 105136,32 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{115680}{105136,32} = 1,10$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 14,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1,10 \times (47 - 13,36) = 555,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'état limite de service

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{115680}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,00259$$

$$\mu_1 = 0,00259 \rightarrow \beta_1 = 0,916 \rightarrow K_1 = 44,52$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{44,52} = 4,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{115680}{201,63 \times 0,916 \times 47} = 13,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 9T14 \rightarrow A = 13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

B. En appuis

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{ax}^u = 97,57 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{97570}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,984$$

Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{97570}{348 \times 0,984 \times 47} = 6,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_a^u = 6,06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T14 \rightarrow A=6,16cm²/ml

(T14 \rightarrow e=25 cm)

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 77,12 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,57}{100} = 1,13 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,13 = 106,22 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,13 + \sqrt{1,13^2 + 106,22} = 9,23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,23^3}{3} + 15 \times 7,57 \times 37,776^2 = 188249,84 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{77120}{188249,84} = 0,41$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 232,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'état limite de service

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{77120}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,00173$$

$$\mu_1 = 0,00173 \rightarrow \beta_1 = 0,930 \rightarrow K_1 = 56,43$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{56,43} = 3,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{77120}{201,63 \times 0,930 \times 47} = 8,75 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T14 $\rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T14 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$)

➤ Sens y-y

A. En travée

• Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ty}^u = 72,30 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{72300}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_1 = 0,392$$

$$\hat{A}N' \text{ existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,986$$

Détermination des armatures

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{72300}{348 \times 0,986 \times 45} = 4,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 4,68 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T14 \rightarrow A=6,16 cm²/ml

$$(T14 \rightarrow e=25 \text{ cm})$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 73,11 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,75}{100} = 0,86 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 0,86 = 77,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,86 + \sqrt{0,86^2 + 77,4} = 7,98 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 131442,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{\text{ser}}}{I} = \frac{73110}{131442,62} = 0,55$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,55 \times (45 - 7,98) = 305,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'état limite de service

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{73110}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,00178$$

$$\mu_1 = 0,00178 \rightarrow \beta_1 = 0,929 \rightarrow K_1 = 55,42$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{201,63}{55,42} = 3,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{73110}{201,63 \times 0,929 \times 45} = 8,67 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T14 \longrightarrow $A=9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T14 \longrightarrow $e=20 \text{ cm}$)

B. .En appuis**• Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{ay}^u = 48,20 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{48200}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392$$

$$\hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,992$$

Détermination des armatures

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{48200}{348 \times 0,992 \times 45} = 3,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \rightarrow A_a^u = 4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T14 \longrightarrow $A=6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T14 \longrightarrow $e=25 \text{ cm}$)

• Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^{ser} = 48,74 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,62}{100} = 0,69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 0,69 = 62,1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,69 + \sqrt{0,69^2 + 62,1} = 7,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 111462,06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{48740}{111462,06} = 0,43$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 243,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'état limite de service

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{48740}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,0010$$

$$\mu_1 = 0,0010 \rightarrow \beta_1 = 0,945 \rightarrow K_1 = 75,91$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{240}{75,91} = 3,16 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{48740}{201,63 \times 0,945 \times 45} = 5,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

→ État limite ultime (ELU) :

Tableau VII.23 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens X-X à l'ELU.

En	M [N.m]	A_{Cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A_{max} [cm ² /ml]	Choix d'armatures
En travée	146360	9,16	4	9,16	6T14/ml $A_t = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 15 \text{ cm}$
En Appui	97570	6,06	4	6,06	4T14/ml $A_t = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

Tableau VII.24 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y à l'ELU.

En	M [N.m]	A_{Cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A_{max} [cm ² /ml]	Choix d'armatures
En travée	72300	4,68	4	4,68	4T14/ml $A_t = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$
En Appui	48200	3,10	4	4	4T14/ml $A_t = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

→ **État limite de service (ELS) :**

Tableau VII.25 : Tableau du ferrailage de la dalle à l'ELS.

ELS									
Sens		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		Conclusion	Armatures longitudinales		
		σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]		M [KN.m]	A_t [cm ² /ml]	Choix d'armatures
X-X	En travée	14,7	15	555,06	201,63	Les armatures doivent être recalculées à l'ELS	115680	13,32	9T14/ml $A_t = 13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 10 \text{ cm}$
		Non vérifiée		Non vérifiée					
	En Appui	3,78	15	232,28	201,63		77120	8,75	6T14/ml $A_t = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 15 \text{ cm}$
		Vérifiée		Non Vérifiée					
Y-Y	En travée	4,38	15	305,41	201,63		73110	8,67	6T14/ml $A_t = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 15 \text{ cm}$
		Non vérifiée		Non vérifiée					
	En Appui	3,15	15	243,68	201,63		48740	5,68	5T14/ml $A_t = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$
		Non vérifiée		Non vérifiée					

4.3.2. Schéma du ferrailage de la dalle :

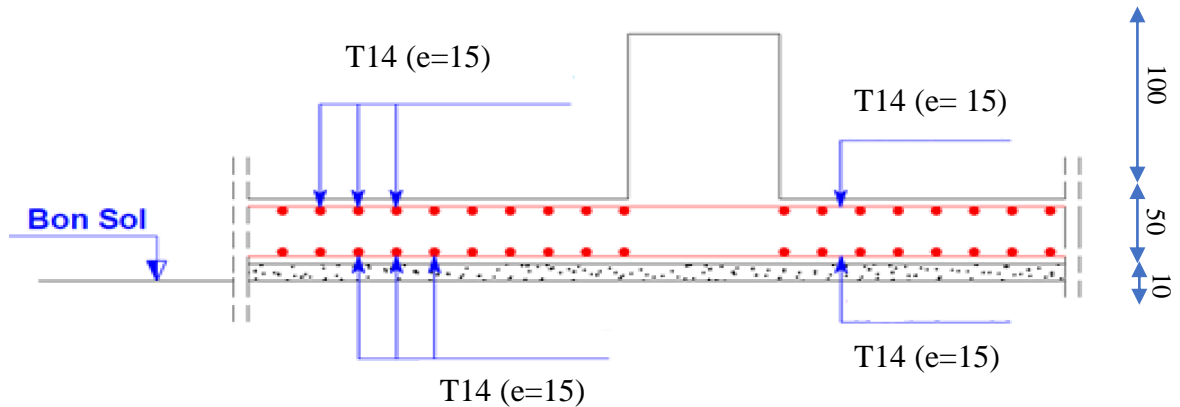


Fig. VIII.8 : Schéma du ferrailage de la dalle.

4.3.3. Ferrailage du débordement :

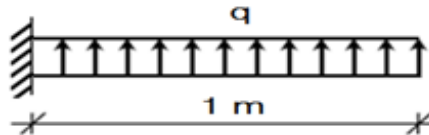


Fig. VIII.9 : Schéma statique du débord.

Le débordement est de 100 cm de chaque côté.

➤ Etat limite ultime (ELU)

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{76000}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_{AB} = 0,392$$

$$\text{ÁN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,988$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{76000}{348 \times 0,988 \times 47} = 4,70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_u = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5T14 \longrightarrow A=7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 54,72 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,31}{100} = 0,79 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 47 \times 0,79 = 74,26 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,79 + \sqrt{0,79^2 + 74,26} = 7,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 124078,30 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{54720}{124078,30} = 0,44$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 258,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'état limite de service,

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{54720}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,001$$

$$\mu_1=0,001 \longrightarrow \beta_1=0,945 \longrightarrow K_1=75,91$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{75,91} = 3,16 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{54720}{201,63 \times 0,945 \times 47} = 6,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5T14 \longrightarrow A=7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

Tableau VII.26 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU.

\bar{q}_u [KN/m ²]	q_u [KN/m]	M_u [KN.m]	A [cm ² /ml]		Choix
	$q_u \times 1$	$\frac{q_u \times l^2}{2}$	A_{Cal}	A_{min}	
152	152	76	4,70	4	5T14/ml $A_t = 7,70 \text{ cm}$ $e = 20 \text{ cm}$

Tableau VII.27 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS.

\bar{q}_s [KN/m ²]	M_u [KN.m]	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		Conclusion	Armatures longitudinales	
		σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]		A_t [cm ² /ml]	Choix d'armatures
109,44	54,72	3,46	15	258,32	201,63	Les armatures doivent être recalculées à l'ELS	6,11	5T14/ml $A_t = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$
		Non vérifiée		Non vérifiée				

4.3.4. Ferrailage des poutres :

a. Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente).

Tableau VII.28 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	150	188,98	150
ELS [KN]	109,44	1274,23	109,44
ACC [KN]	111	139,84	111

Avec :

q_1 : Charges provenant du radier en (KN) ;

\bar{q}_1 : Charge équivalente en (KN) ;

M_i : Sollicitations réelles apportées par les poteaux en (KN.m).

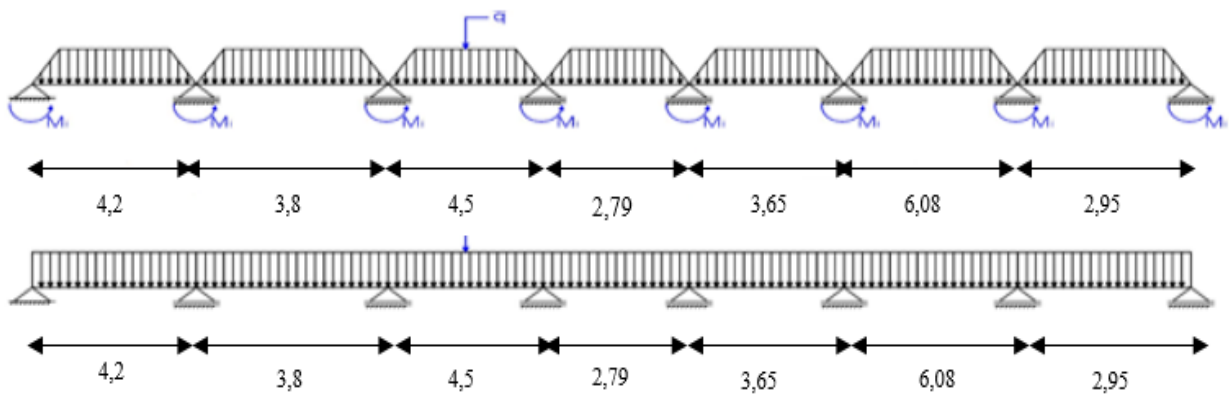


Fig. VIII.10 : Distribution des charges sur les poutres principales.

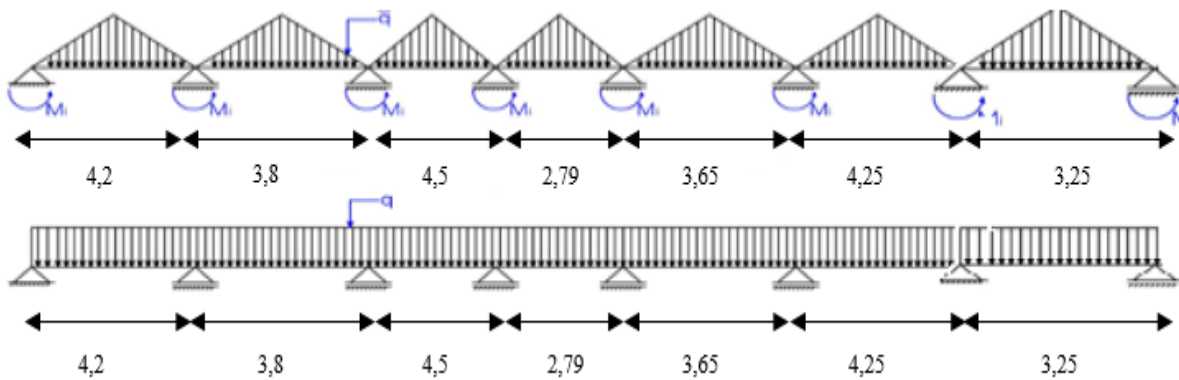


Fig. VIII.11 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.29 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Sollicitations	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]
ELU	-379,5	501	576,8	-217,3	250,5	374,7
ELS	-255,9	337,8		-158,8	182,9	
ACC	-280,8	370,7		-160,8	185,5	

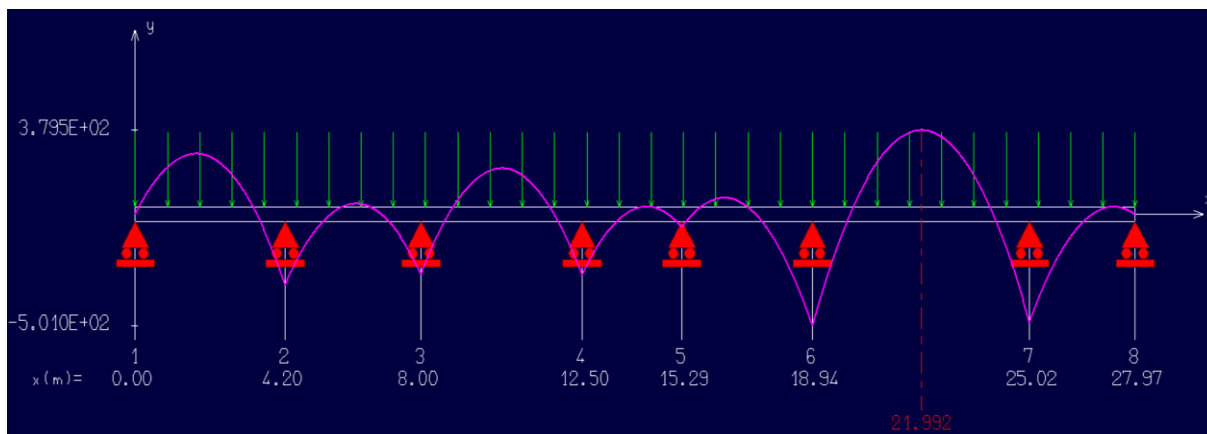


Fig. VIII.12 : Diagrammes des moments fléchissant des poutres principales à l'ELU.

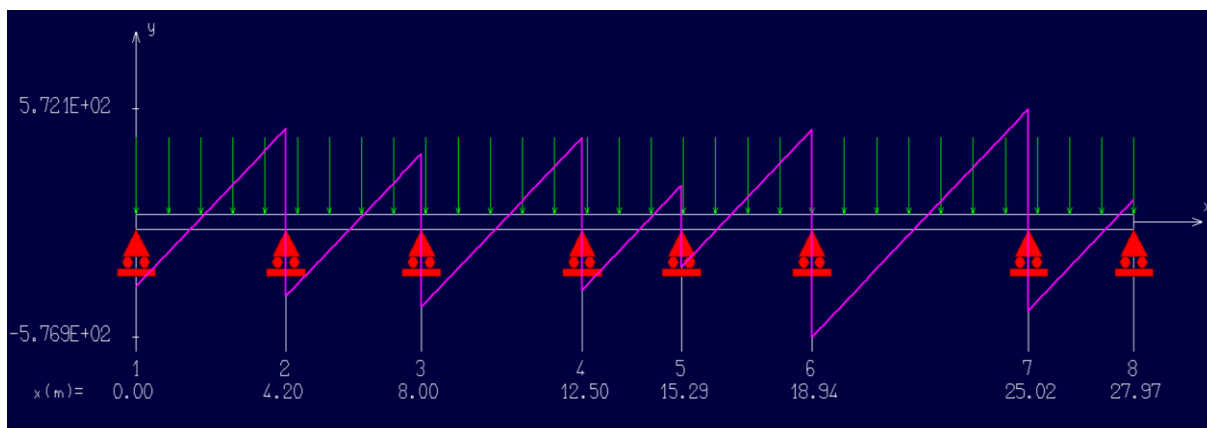


Fig. VIII.13 : Diagrammes des efforts tranchants des poutres principales à l'ELU.

Tableau VII.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

Sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	8,44	9,26	4,82	4,61
A_{acc} [cm ²]	5,41	5,93	3,09	2,96
A_{min} [cm ²]	8,67	10,46	8,67	10,46
A_{max} [cm ²]	8,67	10,46	8,67	10,46
Choix d'armatures	5T16 A= 10,05 cm ²	3T20+2T16 A= 13,44 cm ²	5T16 A = 10,05 cm ²	3T20+2T16 A= 13,44 cm ²

b. Vérification de l'effort tranchant :**Tableau VII.31 :** Tableau de vérification de l'effort tranchant.

			Condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$		Conclusion
			τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	
Poutre	T_u^{max} [N]	Formule	$\frac{T_u^{max}}{b \times d}$	$\min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$	Condition vérifiée ↓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.
Poutre principale	576800	Valeur	0,66	2,5	
Poutre secondaire	374700		0,52		

4.4.5. Schéma de ferrailage des poutres :

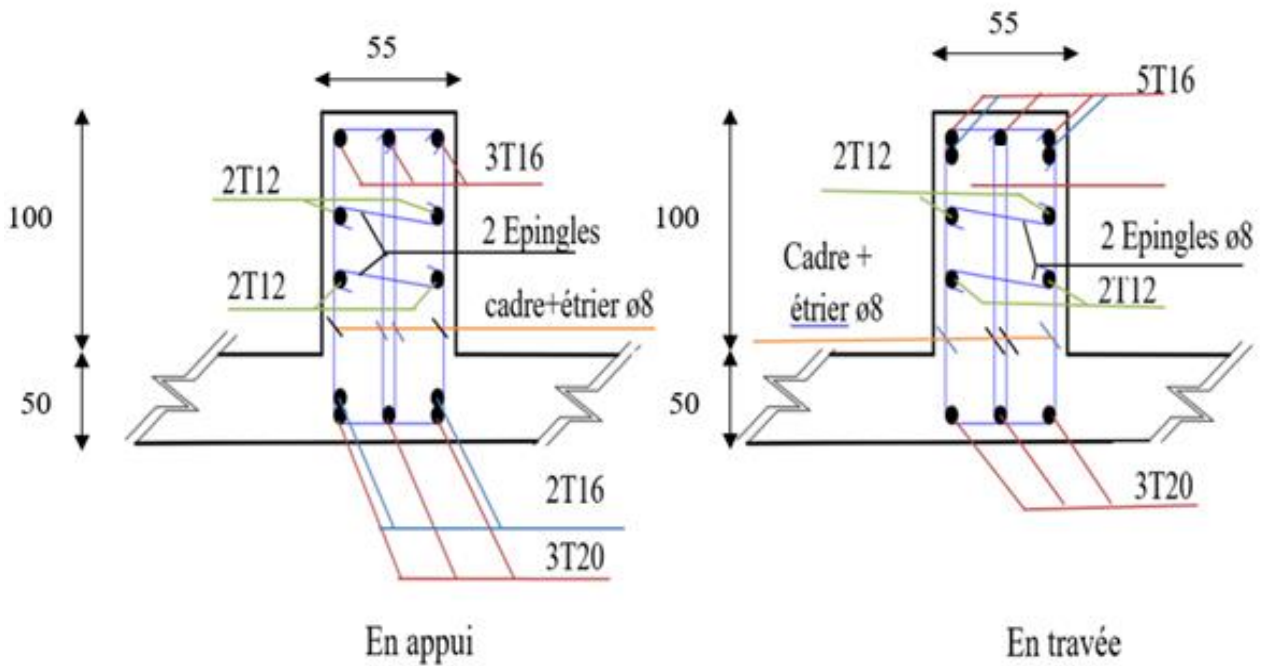


Fig. VIII.14 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.

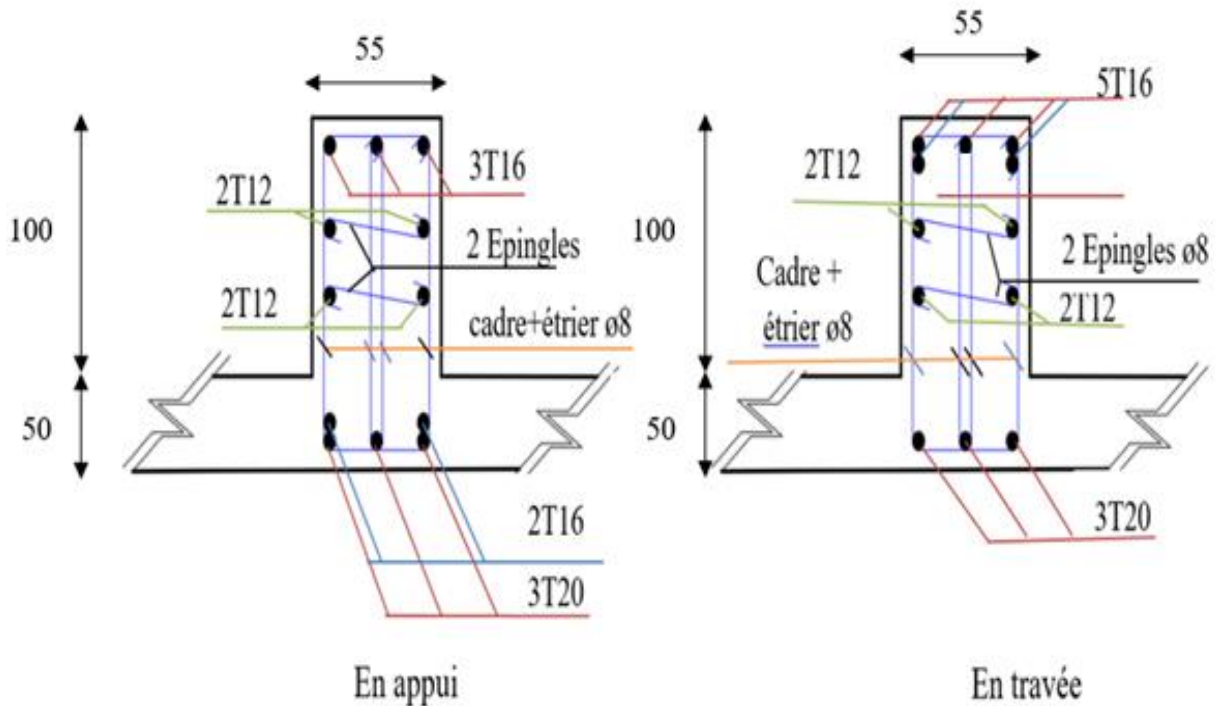


Fig. VIII.15 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et de mettre en exécution nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements et les méthodes connues (**BAEL91 révisé 99, RPA 99 / version 2003**). Ces règlements et recommandations sont le fruit des travaux antérieurs basés sur l'expérience, l'expertise, la théorie et les recommandations des commissions de rédaction des codes.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- Une bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES

ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe2

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



Mostaganem le : 16/09/2018

A

Monsieur MENAD ISMAIL

Réf : LEGIC/ADM/78/2018

Objet : Lettre préliminaire d'étude géotechnique pour la réalisation 30 Logts LPA en R + 09 & S/Sol à H'Chem Sayada – Mostaganem.

Suite aux Essais de pénétration dynamique ainsi que des sondages effectués sur le site du projet cité en objet, on constate que le terrain étudié est favorable pour la construction de bâtis. En respectant :


- Une infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et les systèmes de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant appui, à un minimum d'ancrages de **3.00 m**.
- Les fondations doivent être ancrées dans le massif de **Sable moyen jaunâtre avec passage de croutes de calcaire Blanchâtre**.
- Les formations rencontrées, nous permettent de retenir, une contrainte admissible de **2.50 bars** sous les fondations.
- Néanmoins il faut empêcher toute venue d'eau pour préserver les caractéristiques du sol.


Le Laboratoire LEGIC restera à la disposition de maitre de l'ouvrage et du maitre d'œuvre pour toutes informations complémentaires.


Le Directeur


Laboratoire d'Etudes
Géotechnique d'Ingéniering
& de Contrôle
L. E. G. I. C.
MILAKHEK ALBA
Adresse : 04513144/001478
MOSTAGANEM

Références Bibliographiques

 **BAEL91** (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992, Collectif, Edition EYROLLES, Paris.

 **DTR B.C .2.2** (Document technique règlementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.

 **RPA99/version2003** (Règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48), 2003, ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.

 Cour Béton Armé et Dynamiques Des Structures : Master I et II.

Logiciels :

 **Word 2013**, Microsoft Office Professionnel.

 **Excel 2013**, Microsoft Office Professionnel.

 **ETABS 2016**, Autodesk.

 **SOCOTEC version 1.02**

 **RDM6** (Calcul des structures par la méthode des éléments finis).

 **AutoCAD 2018**, Autodesk.