

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

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

THEME

**Conception et dimensionnement parasismiques d'un bâtiment R+9 à usage
d'habitation et de commerce**

Dirigé par :

Mme. N. BAUCHE

Réalisé par :

Samy IGOULALENE

Ahmed SENOUCI

Présenté et soutenu publiquement le 26 septembre 2021

Composition du Jury

Président	Mr. A. BALI	Prof	ENP
Promotrice	Mme. N. BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr. K. BENZAOUZ	MCB	ENP
	Mr. M. DEMIDEM	MAA	ENP

ENP 2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

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

THEME

**Conception et dimensionnement parasismiques d'un bâtiment R+9 à usage
d'habitation et de commerce**

Dirigé par :

Mme. N. BAUCHE

Réalisé par :

Samy IGOULALENE

Ahmed SENOUCI

Présenté et soutenu publiquement le 26 septembre 2021

Composition du Jury

Président	Mr. A. BALI	Prof	ENP
Promotrice	Mme. N. BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr. K. BENZAOUZ	MCB	ENP
	Mr. M. DEMIDEM	MAA	ENP

ENP 2021

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو إعداد أطروحة نهاية الدراسة والتي خصصناها لتصميم ودراسة عمارة من الخرسانة المسلحة وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر خاصة RPA99/2003، علما أن العمارة ستشيد في بلدية بير خادم ولاية الجزائر والتي تصنف من خلال هذه الأخيرة على أنها منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. يحتوي هذا المبنى على عمارتين منفصلتين تفصل بينهما بواسطة وصلة زلزالية، العمارتين مصممتين للاستخدام السكني والتجاري وتتكونان من عشرة طوابق، الطابق الأرضي مخصص للاستخدام التجاري والطوابق الأخرى مخصصة للإسكان. يتم ضمان استقرار المبنى تحت تأثير ثقله وقوى الزلزال بواسطة جدران من الخرسانة المسلحة.

تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج ROBOT 2022
تم التصميم والدراسة وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر: CBA93، RPA99 version 2003 ،
BAEL91 mod 99

الكلمات الدالة

الخرسانة المسلحة، جدران مسلحة، وصلة زلزالية، الدراسة الديناميكية.

ABSTRACT

The present end of study is devoted to the design of a reinforced concrete building in accordance with the Algerian RPA99 / 2003 standards. The construction will be located in the city of Birkhadem (Wilaya of Algiers), which is a zone classified as a high seismicity zone (Zone III).

This building has two distinct blocks separated by a seismic joint. The two blocks are for residential and commercial use and have ten levels (R + 9).

The stability of the two blocks under the effect of gravity and seismic loads respectively is ensured by linear load-bearing walls (reinforced concrete shear walls) set in the two main directions.

The dynamic study was carried out using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 software. The reinforcement of all the secondary and main elements was carried out in accordance with the recommendations of the regulations BAEL91, CBA93, RPA99/ 2003

Keywords: Reinforced concrete, load-bearing walls, seismic joint, dynamic study, raft foundation.

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude est consacré à la conception et au dimensionnement d'un bâtiment en béton armé conformément aux normes en vigueur en Algérie et particulièrement le RPA99/2003 étant donné qu'il sera implanté dans la commune de Birkhadem (Wilaya d'Alger), zone classée selon ce dernier comme zone de forte sismicité (zone III).

Ce bâtiment comporte deux blocs bien distincts séparés par un joint parasismique. Les deux blocs sont à usage d'habitation et de commerce et comportent dix niveaux (R+9). Le niveau rez-de-chaussée est réservé au commerce, quant aux neuf autres niveaux courants, ils sont consacrés à l'habitation.

La stabilité des deux blocs sous l'effet des charges gravitaires et des charges sismiques est assurée par des refends linéaires (voiles en béton armé) disposés suivant les deux directions principales.

L'étude dynamique s'est faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022. Quant au ferrailage de l'ensemble des éléments secondaires et principaux, il s'est effectué en respectant les recommandations des règlements BAEL91, CBA93, RPA99/2003.

Mots Clés : Béton armé, voiles porteurs, joint parasismique, étude dynamique, radier.

Remerciements

Nous remercions d'abord DIEU, le Tout Puissant de nous avoir donné la force et le courage pour mener à bien et à terme ce modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier sincèrement Mme Nadlia Baouche, notre promotrice, pour le suivi et les conseils pertinents apportés durant l'élaboration de cette étude, sans oublier la confiance qu'elle nous a accordée.

Nos remerciements vont aux ingénieurs de l'entreprise BEREG, et particulièrement à Mesdames S. Merazka et H. Ezzine pour leur précieuse aide.

Les membres du jury, chacun sollicité dans son domaine de compétence propre, ont effectué un travail remarquable. Ils ont donné, grâce à leur lecture critique de la valeur au document qu'ils ont examiné.

Ce travail ne serait pas complet sans les encouragements et les motivations de nos amis. Qu'ils trouvent ici le témoignage de notre amitié sincère.

Sont aussi remerciés, tous les enseignants et travailleurs de l'ENP, particulièrement ceux du département de Génie Civil.

Merci enfin à notre famille pour leur soutien moral au cours de nos longues années d'études, et plus que tout, merci à nos parents pour leurs prières.

À ma mère

À mon père

À mes sœurs Nesrine et Sarah

À mon frère Khaled

IGOULALENE Samy

À ma mère

À mon père

À ma sœur Meriem

À mes frères Bilal et Abderrahmane

À mes professeurs Zohra et Naima FARES

SENOUCI Ahmed

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	17
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	
1.1 Introduction.....	19
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	20
1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	25
Chapitre 2 : Pré-dimensionnement	
2.1 Introduction.....	28
2.2 Pré-dimensionnement des poutres.....	28
2.3 Pré-dimensionnement des planchers.....	29
2.4 Evaluations des charges et surcharges.....	30
2.5 Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
2.6 : Pré-dimensionnement des voiles.....	34
Chapitre 3 : Conception et modélisation	
3.1 Présentation de l'ouvrage.....	37
3.2 Influence de la forme de l'ouvrage sur le comportement sismique.....	39
3.3 Modélisation avec le logiciel ROBOT.....	39
Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires	
4.1 Etudes des planchers.....	57
4.1.1 Plancher à corps creux.....	57
4.1.2 Etude de la dalle pleine.....	67
4.1.3 Etude d plancher Balcon	74
4.2 Etudes des escaliers.....	77
4.3 Etude de l'acrotère.....	85
4.4 Etude de l'ascenseur.....	87
Chapitre 5 : Etude dynamique	
5.1 Introduction.....	94
5.2 Objectif de l'étude dynamique.....	94
5.3 Résultantes sismiques	94

Chapitre 6 : Etude des éléments porteurs

6.1 Etude des poutres.....	105
6.2 Etude des poteaux.....	114
6.3 Etude des voiles avec une fille d'ouverture par la méthode albige et Goulet	124
6.4 Etude d'un voile plein conformément au RPA/2003.....	131

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

7.1 Introduction.....	135
7.2 Etude du sol de fondation et choix du type de fondation	135
7.3 Calcul du radier général	136
7.4 Ferrailage du radier.....	140
Conclusion	147
Bibliographie	149
ANNEXE 1.....	151
ANNEXE 2.....	154
ANNEXE 3.....	159
ANNEXE 4.....	160

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	22
Tableau 2.1 : Charge et surcharge du niveau terrasse.....	30
Tableau 2.2 : Charge et surcharge du niveau courant	30
Tableau 2.3 : Charge et surcharge au niveau RDC avec dalle pleine	30
Tableau 2.4 : Charge et surcharge du balcon.....	31
Tableau 2.5 : Dégression des surcharges.....	32
Tableau 2.6 : Efforts normaux résultants de la descente de charges.....	33
Tableau 2.7 : Vérification du flambement au bloc A	34
Tableau 2.8 : Vérification du flambement au bloc B	34
Tableau 3.1 : Excentricités théoriques et accidentelles du Bloc A.....	53
Tableau 3.2 : Excentricités théoriques et accidentelles du Bloc B	54
Tableau 4.1 : Armatures longitudinale de la poutrelle.....	63
Tableau 4.2 : $\mu = f(\alpha)$	68
Tableau 4.3 : Sollicitations maximales de la dalle pleine du de bloc A.....	69
Tableau 4.4 : Ferrailage du balcon.....	76
Tableau 4.5 : Vérification à l'ELS du ferrailage du balcon.....	76
Tableau 4.6 : Vérification de l'effort tranchant du balcon.....	76
Tableau 4.7 Charge et surcharge de la Paillasse d'un niveau courant.....	78
Tableau 4.8 : charges permanente de palier d'un niveau courant	78
Tableau 4.9 : Charge et surcharge de la cage d'ascenseur.....	88
Tableau 4.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	89
Tableau 4.11 : Ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur sens x-x.....	91
Tableau 4.12 : Ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur sens x-x	91
Tableau 4.13 Vérification à l'ELS de la dalle pleine d'ascenseur	92
Tableau 5.1 : Effort normaux repris par les voiles et les poteaux du bloc A.....	96
Tableau 5.2 : Effort normaux repris par les voiles et les poteaux du bloc B.....	96
Tableau 5.3 : Valeurs des déplacements inter-étages du bloc A.....	100

Tableau 5.4 : Valeurs des déplacements inter-étages du bloc B.....	100
Tableau 5.5 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc A sens X-X	102
Tableau 5.6 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc A sens Y-Y	102
Tableau 5.7 : Vérification de l'effet P- Δ pour le Bloc B sens X-X	102
Tableau 5.8 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc B sens Y-Y	103
Tableau 6.1 : Ferrailage minimal des poutres principales et secondaires	105
Tableau 6.2 : Ferrailage maximal des poutres principales et secondaires.....	105
Tableau 6.3 : Moments sur appui et en travée des poutres du bloc A	106
Tableau 6.4 : Ferrailage des poutres principales du bloc A.....	107
Tableau 6.5 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc A.....	108
Tableau 6.6 : Vérification à l'ELS de la poutre principale du bloc A	109
Tableau 6.7 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire	109
Tableau 6.8 : Vérification de l'effort tranchant du bloc A.....	109
Tableau 6.9 : Ferrailage des armatures transversales bloc A.....	110
Tableau 6.10 : Sollicitations des poutres sur appui et en travée du bloc B	111
Tableau 6.11 : Ferrailage des poutres principales du bloc B.....	112
Tableau 6.12 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc B.....	112
Tableau 6.13 : Vérification à l'ELS de la poutre Principale.....	113
Tableau 6.14 : Vérification à l'ELS de la poutre principale	113
Tableau 6.15 : Vérification de l'effort tranchant bloc B.....	113
Tableau 6.16 : Armatures transversales du bloc B.....	114
Tableau 6.17 : Ferrailage minimal des armatures longitudinales des poteaux.....	115
Tableau 6.18 : Ferrailage maximal des armatures longitudinales des poteaux	115
Tableau 6.19 : Evaluation des charges des poteaux du bloc A	115
Tableau 6.20 : Evaluation des sollicitations des poteaux du bloc A.....	116
Tableau 6.21 : Evaluation des moments fictifs de poteau de dimension 50×50.....	116
Tableau 6.22 : Ferrailage des poteaux du bloc A.....	119
Tableau 6.23 : Vérification de l'effort tranchant bloc A	120
Tableau 6.24 : Armatures transversales des poteaux bloc A.....	121

Tableau 6.25 : Evaluation des charges des poteaux bloc B.....	123
Tableau 6.26 : Evaluation des sollicitations des poteaux bloc B.....	123
Tableau 6.27 : Ferrailage des Poteaux du bloc B.....	123
Tableau 6.28 : Vérification de l'effort tranchant bloc B.....	123
Tableau 6.29 : Ferrailage des armatures transversales bloc B.....	124
Tableau 6.30 : Evaluation des sollicitations des voiles pleins.....	131
Tableau 7.1 : Evaluation des moments M_{xx} ((kN.m)/m) du radier.....	140
Tableau 7.2 : Evaluation des moments M_{yy} (kN.m/m) du radier.....	141
Tableau 7.3 : Vérification à l'ELS du radier.....	142
Tableau 7.4 : Evaluation des moments dans la nervure du radier.....	143
Tableau 7.5 : Vérification à l'ELS de la nervure du radier.....	143

Liste des figures

Figure 1.1 : Vue en élévation des deux blocs du bâtiment.....	19
Figure 1.2 : Vue en plan.....	19
Figure 1.3 : Vue en plan du niveau RDC.....	20
Figure 1.4 : Vue en plan du niveau courant.....	21
Figure 1.5 : Vue en élévation (Ouest-Est).....	21
Figure 1.6 : Vue en élévation (Nord-Sud).....	22
Figure 1.7 : Vue en élévation (Sud-Nord).....	22
Figure 1.8 : Plancher à corps creux.....	23
Figure 1.9 : Dalle pleine en béton armé.....	24
Figure 1.10 : Escalier à volée droite avec un palier intermédiaire.....	24
Figure 1.11 : Acrotère.....	24
Figure 1.12 : Cloison en brique d'épaisseur 10 cm.....	25
Figure 2.1 : Disposition des poutres.....	28
Figure 2.5 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.....	31
Figure 3.1 : Forme en plan irrégulière.....	38
Figure 3.2 : Séparation par des joints parasismiques.....	39
Figure 3.9 : Modélisation du Bloc A.....	50
Figure 3.10 : Modélisation du Bloc B.....	51
Figure 3.11 : Résultats de l'étude dynamique du bloc A.....	53
Figure 3.12 : Résultats de l'étude dynamique du bloc B.....	53
Figure 3.13 : Disposition des voiles du Bloc A.....	54
Figure 3.14 : Disposition des voiles du Bloc B.....	55
Figure 4.1 : Plancher à corps creux.....	58
Figure 4.2 : Corps creux.....	59
Figure 4.3 : Schéma de calcul d'une poutrelle simplement appuyée.....	59
Figure 4.4 : Modèle de calcul d'une poutrelle.....	60
Figure 4.5 : Section de calcul d'une poutrelle.....	62
Figure 4.6 : Schéma de ferrailage de la poutrelle sur appui et en travée.....	66
Figure 4.7 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	67
Figure 4.8 : Plancher avec dalle, poutres secondaires et poutres principales.....	67
Figure 4.9a : Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens x-x.....	69

Figure 4.9b : Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens y-y.....	70
Figure 4.10 : Section du calcul d'une dalle pleine sur appui.....	71
Figure 4.11 : Ferrailage de la dalle pleine du RDC (// à Lx).....	73
Figure 4.12 : Section de calcul du balcon.....	74
Figure 4.13 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine du balcon (coupe parallèle à Lx).....	77
Figure 4.14 : Éléments d'un escalier.....	78
Figure 4.15 : Modèle de calcul de l'escalier d'un niveau courant.....	79
Figure 4.16 : Schéma du ferrailage des escaliers.....	85
Figure 4.17 : Schéma de l'acrotère.....	85
Figure 4.18 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	86
Figure 4.19 : Schéma de l'ascenseur.....	87
Figure 4.20 : Périmètre d'impact.....	89
Figure 4.21 : Section du calcul de la dalle pleine d'ascenseur.....	90
Figure 4.22 : Dimensions de la section rectangulaire.....	91
Figure 4.23 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine de d'ascenseur (coupe parallèle à Lx).....	92
Figure 5.1 : Classification entre systèmes de contreventement avec voiles.....	96
Figure 6.1 : Poutres les plus sollicitées du bloc A.....	106
Figure 6.3 : Schéma du ferrailage de la poutre principale du bloc A.....	110
Figure 6.3 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire du bloc A.....	110
Figure 6.4 : Poutres les plus sollicitées du bloc B.....	111
Figure 6.5 : Schéma du ferrailage de la poutre principale du bloc B.....	114
Figure 6.6 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire du bloc B.....	114
Figure 6.7 : Schéma du ferrailage du poteau (50x50) cm du bloc A.....	122
Figure 6.8 : Schéma du ferrailage du poteau (40x40) cm du bloc A.....	122
Figure 6.9 : Schéma du ferrailage du poteau (35x35) cm du bloc A.....	122
Figure 6.10 : Voile (ou refend) avec une file d'ouvertures.....	125
Figure 6.11 : Allure de la déformée d'un voile avec une file d'ouvertures.....	125
Figure 6.12 : Éléments composant un voile avec une file d'ouvertures.....	126
Figure 6.13 : Section transversale d'un voile avec une file d'ouvertures.....	127
Figure 6.14 : Section du linteau.....	127
Figure 6.15 : Sollicitations du linteau.....	128

Figure 6.16 : Schéma du ferrailage des linteaux.....	130
Figure 6.18 : Schéma de ferrailage du voile au niveau RDC.....	133
Figure 7.1 : Forme de la dalle du radier.....	136
Figure 7.2 : Disposition des nervures du radier.....	137
Figure 7.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux après diffusion des charges.....	140
Figure 7.4 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine du radier.....	145
Figure 7.5 : Schéma du ferrailage de la poutre nervurée.....	145

Liste des abréviations

A	Coefficient d'accélération de zone
A_s	Section d'armatures longitudinales
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
E	Module d'élasticité longitudinale
G	Charge permanente
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Module de raideur du sol
L	Longueur ou portée
L_{\min}	Longueur ou portée minimale
L_{\max}	Longueur ou portée maximale
L_f	Longueur de flambement
L_e	Longueur élastique
M	Moment de flexion
N	Effort normal,
St	Espacement des armatures transversales,
T_u	Effort Tranchant,
V_x	Effort tranchant à la base suivant x,
V_x	Effort tranchant à la base suivant x,
R	Coefficient de Comportement
Q	Coefficient de Qualité
I	Inertie de la section.

Introduction générale

Introduction générale

Le développement socio-économique conduit à une augmentation voire une explosion démographique nécessitant la construction d'habitation et d'infrastructures industrielles et administratives. Ces exigences incitent le pays à privilégier la construction verticale afin de répondre au souci d'économie de l'espace. C'est une des raisons qui a fait que le choix de notre mémoire de fin d'études s'est porté sur la conception et le dimensionnement parasismiques des bâtiments en béton armé, en l'occurrence les bâtiments LSP (Logement Social Participatif) à usage d'habitation comportant plus de 5 niveaux.

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un bâtiment qui est appelé à être implanté à la commune de Birkhadem dans la wilaya d'Alger, zone classée selon le RPA99/2003 comme étant de forte sismicité (Zone III). Il comporte dix niveaux (R+9) : le rez-de-chaussée est réservé au commerce et les neuf autres niveaux à l'habitation.

Le contexte de notre travail consiste en la conception et au dimensionnement parasismique conformément aux prescriptions du RPA99/2003 concernant les constructions en zone de forte sismicité. Aussi, pour mener à bien cette étude, nous avons structuré cette dernière comme ce qui suit.

Nous débutons ce mémoire, qui comporte sept chapitres, par la présentation du projet, les éléments constituant l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans le cadre de cette étude.

Le chapitre 2 s'intéresse au prédimensionnement des éléments constituant le bâtiment concerné.

Le chapitre 3 est entièrement consacré à la modélisation de l'ouvrage pour l'étude sismique.

Nous exposons dans le quatrième chapitre le calcul et le ferrailage des éléments secondaires (planchers, escalier, acrotère, ...).

Le cinquième chapitre est dédié à l'étude dynamique en respectant les normes parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99/2003).

Le sixième chapitre s'attache aux calculs des éléments porteurs (poutres, poteaux, refends pleins et refends avec files d'ouvertures). Au septième chapitre on a abordé l'étude de l'infrastructure (calcul et ferrailage du radier).

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion qui fait une révision des principales conclusions tirées de l'étude tout en mettant en évidence les objectifs réalisés.

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Ce projet porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé (R+9) à usage d'habitation et de commerce. Il est constitué de deux blocs séparés par un joint parasismique (Fig.1.1 et Fig.1.2). Ce bâtiment est appelé à être implanté à la commune de Birkhadem dans la wilaya d'Alger, Il comporte dix niveaux (R+9) : le rez-de-chaussée est réservé au commerce et les neuf autres niveaux à l'habitation.



Figure 1.1 : Vue en élévation des deux blocs du bâtiment

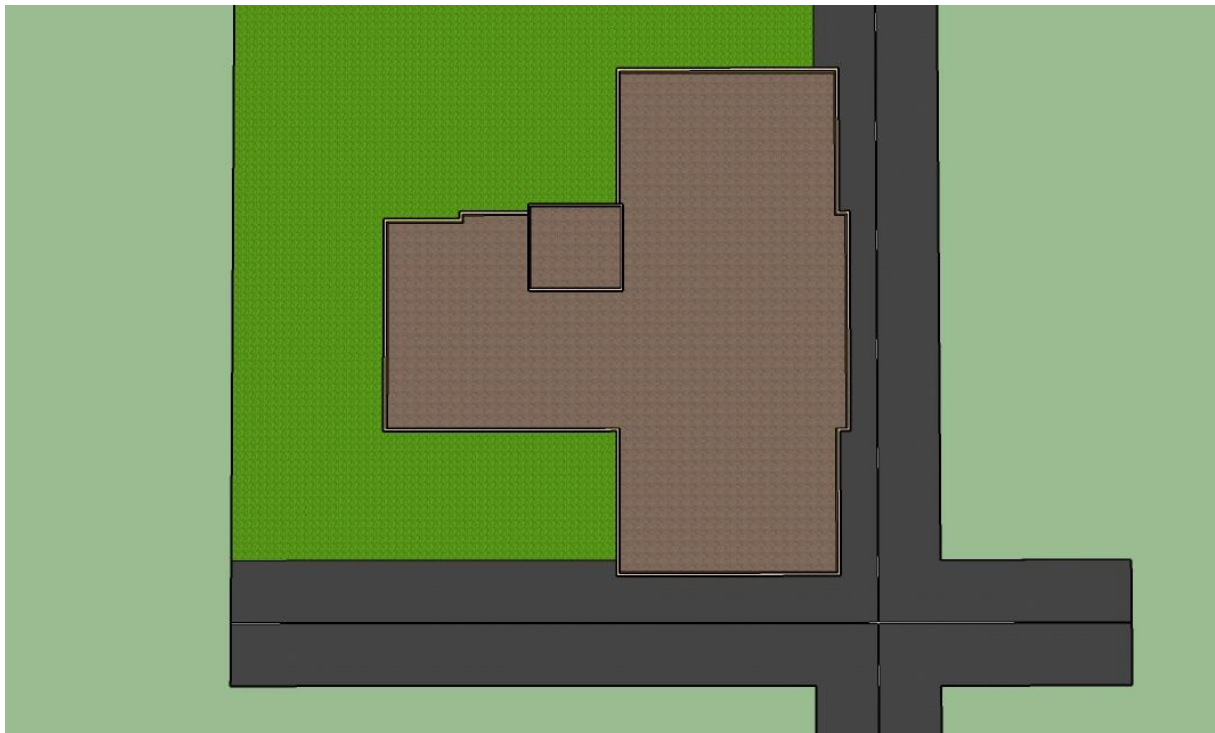


Figure 1.2 : Vue en plan

Le calcul de tous les éléments du bâtiment ainsi que les vérifications qui vont avec ont été faites en conformité avec les règlements ci-après :

- DTR BC 33.1.
- BAEL 91 mod99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Les deux blocs sont réguliers en plan et en élévation, autrement dit, ils ne comportent pas de décrochements. Les figures suivantes représentent les vues en plan d'un niveau rez-de-chaussée et d'un niveau courant des deux blocs ainsi que des vues en élévation suivant deux directions.

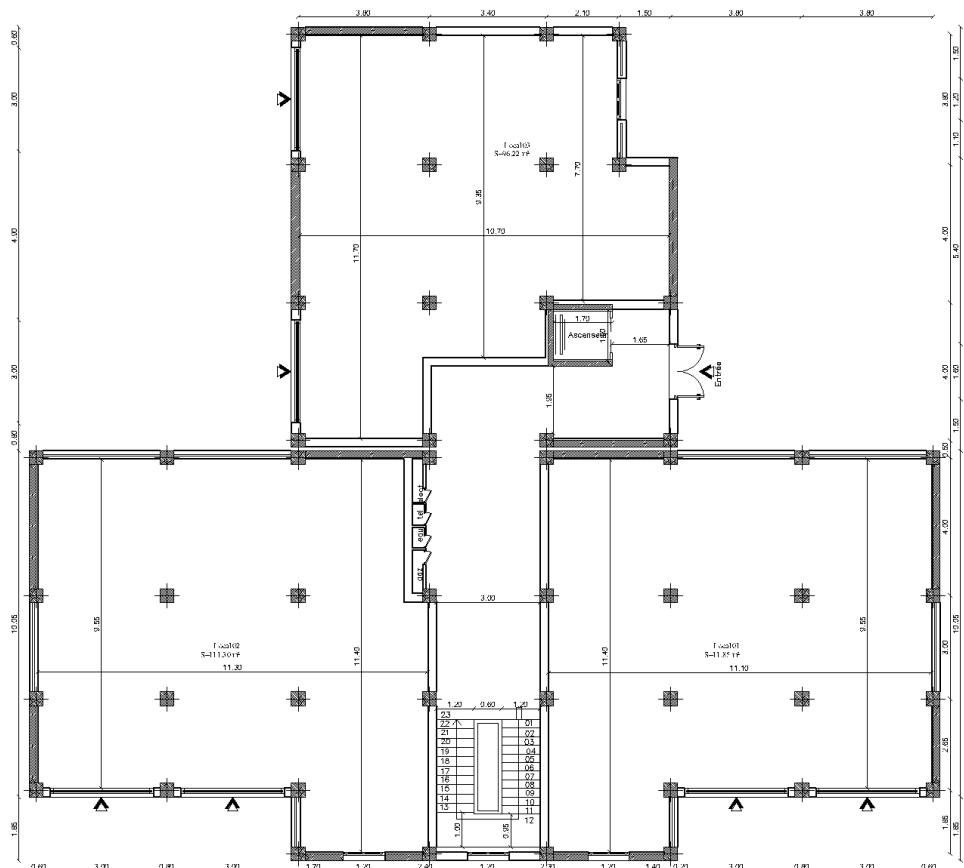


Figure 1.3 : Vue en plan du niveau RDC

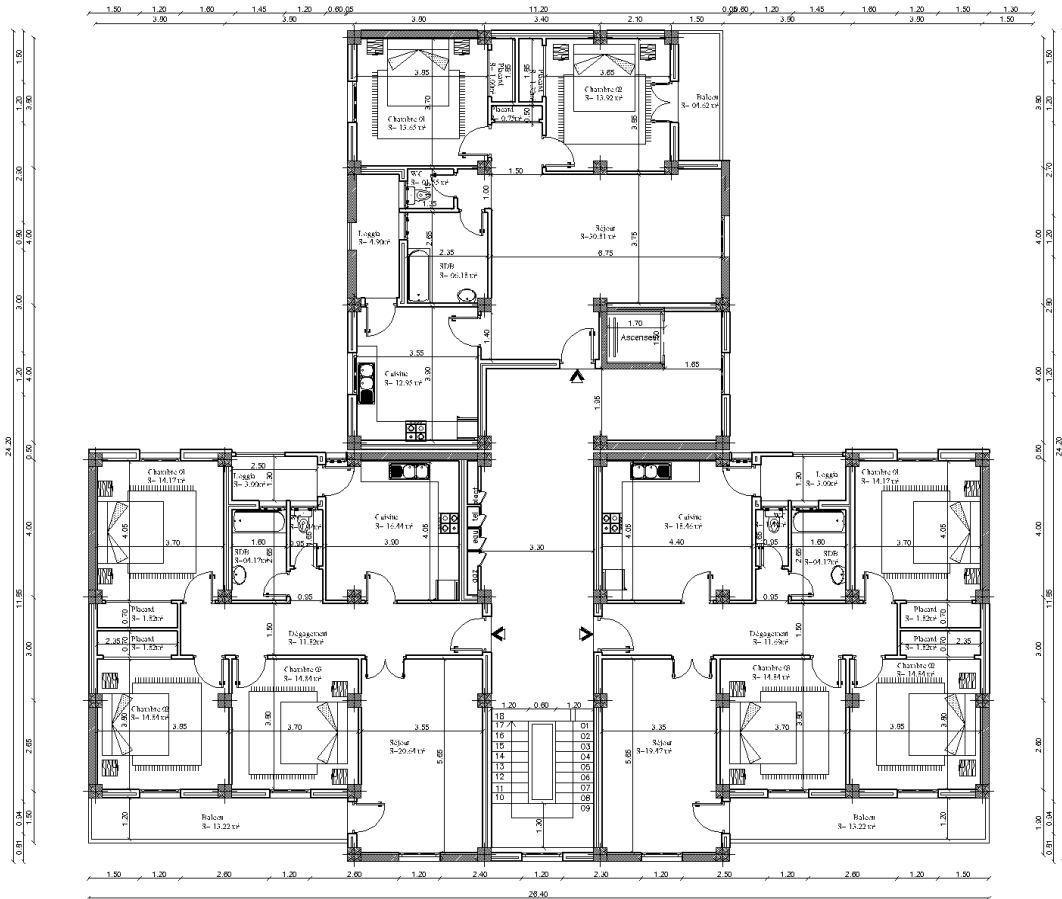


Figure 1.4 : Vue en plan du niveau courant



Figure 1.5 : Vue en élévation (Ouest-Est)



Figure 1.6 : Vue en élévation (Nord-Sud)



Figure 1.7 : Vue en élévation (Sud-Nord)

1.2.1 Caractéristiques géométriques des deux blocs

Les caractéristiques géométriques des deux blocs figurent dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques des deux blocs du bâtiment

Dimensions	Bloc A	Bloc B
Largeur totale l_x (m)	10.8	11.5
Longueur totale l_y (m)	11.8	26
Hauteur du niveau RDC (m)	3.91	3.91
Hauteur d'un niveau courant (m)	3.06	3.06
Hauteur totale (m)	31.45	31.45

1.2.2 Système structurel

Le contreventement de l'ouvrage sous l'effet des actions gravitaires et des actions sismiques est assuré par des voiles linéaires. Pour ce type de contreventement, il faut vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles sans l'interaction des portiques.

1.2.3 Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions. À cet effet, nous avons choisi pour ce projet, les types de planchers suivants :

- Plancher à corps creux pour les niveaux courants
- Plancher dalle pleine pour les niveaux rez-de-chaussée et la cage d'ascenseur.

1.2.3.1 Plancher corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé (Fig.1.8).

Ce plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Poutres de faible portée.
- Poids total de l'ouvrage plus faible comparativement au plancher dalle pleine (effort sismique à la base réduit).

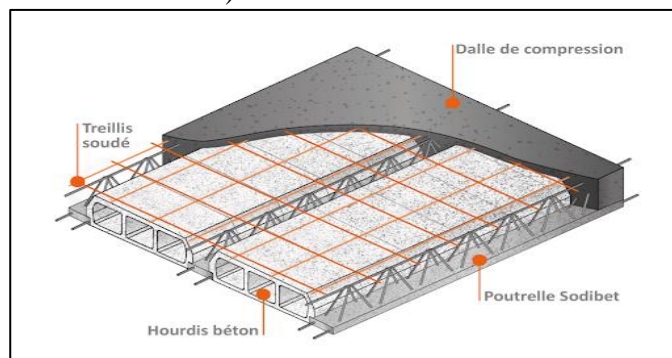


Figure 1.8 : Plancher à corps creux

1.2.3.2 Plancher dalle pleine

C'est une dalle en béton armé coulée sur place (Fig.1.9). Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Supporte de grandes charges.
- Assure une bonne isolation phonique.
- Présente une bonne résistance au feu.

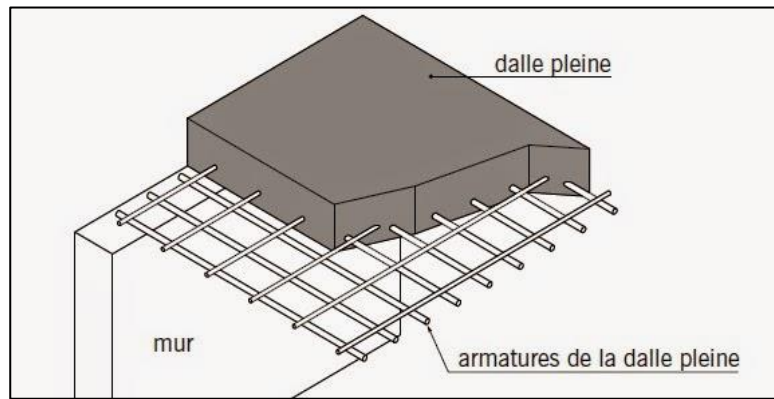


Figure 1.9 : Dalle pleine en béton armé

1.2.4 Escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à deux volées droites avec un palier intermédiaire (Fig.1.10). Le rôle des escaliers est d'assurer la communication entre les différents niveaux du bâtiment.

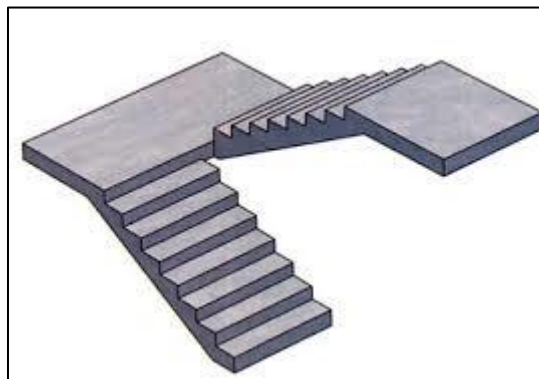


Figure 1.10 : Escalier à volée droite avec un palier intermédiaire

1.2.5 Acrotère

La terrasse est inaccessible, elle est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 90 cm et d'épaisseur de 10 cm (Fig.1.11).

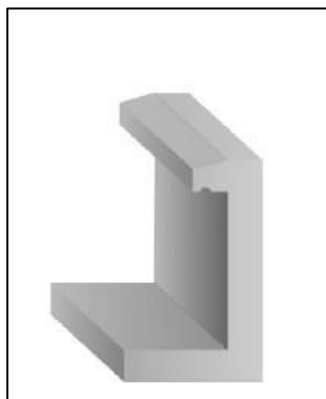


Figure 1.11 : Acrotère

1.2.6 Maçonnerie

Nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs

Les façades sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs

Les murs sont constitués avec des briques de 10 cm d'épaisseur (Fig.1.12).



Figure 1.12 : Cloison en brique d'épaisseur 10 cm

1.2.7 Revêtements

Le revêtement des planchers et des murs du bâtiment comprend :

- Un carrelage de 2cm.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans l'étude de cet ouvrage sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93 et BAEL91).

1.3.1 Béton Armé

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton préparé de sorte à atteindre la résistance souhaitée.

Pour le calcul de tous les éléments de l'ouvrage, on considère que la fissuration du béton est peu préjudiciable.

- Résistance de béton :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Contrainte de béton en compression : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec :

$$\theta = 1 \text{ si } t > 24 \text{ h}$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Action courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

- Contrainte de cisaillement

$$\text{À l'ELU : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{À l'ELS : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Déformation longitudinale du béton

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

1.3.2 Acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments composants notre bâtiment sont des barres à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales et des aciers ronds lisses de nuance FeE240 pour les treillis soudés et les armatures transversales.

- Module d'élasticité

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

- Contraintes de traction limite

$$\text{À l'ELU : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec,

$$\gamma_s = 1.15$$

On a donc :

$$\text{Acier rond lisse : } \sigma_s = 208.69 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier haute adhérence : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{À l'ELS : } \bar{\sigma}_s = \inf\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

On obtient :

$$\text{Acier rond lisse : } \bar{\sigma}_s = 159.40 \text{ MPa avec } \eta = 1.$$

$$\text{Acier haute adhérence : } \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa avec } \eta = 1.6$$

Chapitre 2 : Prédimensionnement

Chapitre 2 : Prédimensionnement

2.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base, c'est-à-dire, nous suivons le cheminement suivant : les poutres, les planchers, les poteaux et les voiles.

2.2 Prédimensionnement des poutres

Pour ce bâtiment, les poutres principales sont disposées parallèlement à l'axe Y et les poutres secondaires parallèlement à l'axe X (Fig.2.1).

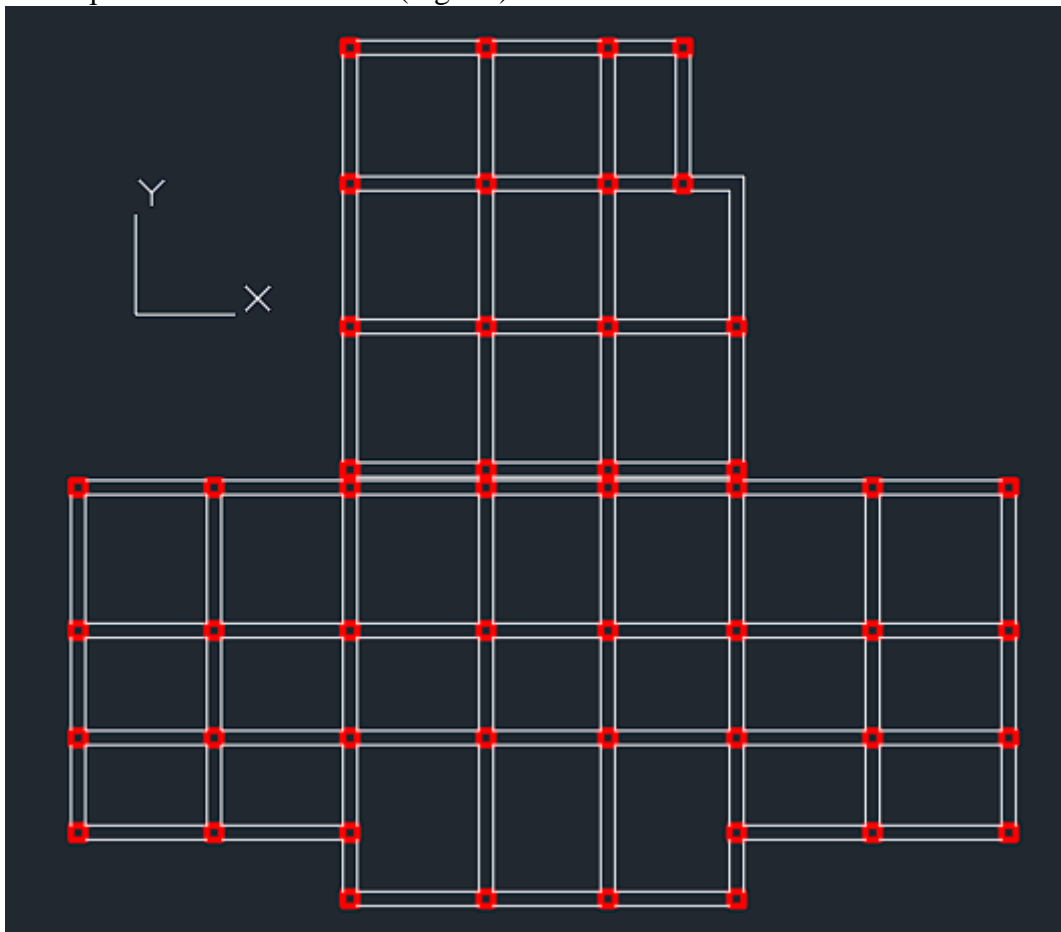


Figure 2.1 : Disposition des poutres

Pour le prédimensionnement, il faut respecter le critère spécifique aux flèches, soit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Où :

L : longueur de la poutre

h : hauteur de la poutre

Pour le bloc A, on a :

Poutres principales : $L = 400 \text{ cm}$ et $h = \frac{L}{12.5} = 32 \text{ cm}$

Choix : **(30 x 40) cm**

Poutres secondaires : $L = 380 \text{ cm}$ et $h = \frac{L}{12.5} = 30.4 \text{ cm}$

Choix : **(30 x 35) cm**

Pour le bloc B, on a :

Poutres principales : $L = 450 \text{ cm}$ et $h = \frac{L}{12.5} = 36 \text{ cm}$

Choix : **(30 x 40) cm**

Poutres secondaires : $L=380 \text{ cm}$ et $h = \frac{L}{12.5} = 30.4 \text{ cm}$

Choix : **(30 x 35) cm**

2.3 Prédimensionnement des planchers

Pour le prédimensionnement des planchers, il faut tenir compte des critères suivants :

- Isolation acoustique

Selon les règles CBA93, pour obtenir une bonne isolation acoustique, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm.

- Résistance au feu

Pour que la condition de la résistance au feu pour 3 heures de coupe-feu soit vérifiée, on doit adopter une épaisseur supérieure ou égale à 15 cm.

- Condition de la flèche

Pour un corps creux :

$$\frac{L}{25} \leq h_f \leq \frac{L}{20}$$

Où,

h_f : hauteur totale du plancher.

L : plus grande longueur entre nus d'appuis de la poutrelle.

Soit,

$$L = 380 \text{ cm et } h_f = \frac{L}{22.5} = 16.88$$

On prend : **$h_f = 16 + 5 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$**

Pour une dalle pleine portant dans les deux directions :

$$h \geq \frac{L_x}{30}$$

Où,

$$L_x = 3.8 \text{ m et } h \geq \frac{380}{30} = 12.66 \text{ cm}$$

Donc, on adopte : **$h = 15 \text{ cm}$**

2.4. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges revenant à tous les planchers figurent dans les tableaux ci-dessous :

- Pour le niveau terrasse

Tableau 2.1 : Charge et surcharge du niveau terrasse

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Poids Volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
1	Protection de gravier	4	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	-	-	1.98
4	Isolation thermique	-	-	0.1
5	Corps creux	16+5	-	2.97
6	Enduit en plâtre	1	10	0.1
			G	6.07
			Q	1.00

- Pour le plancher courant

Tableau 2.2 : Charge et surcharge du niveau courant

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Poids Volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
1	Cloison en Brique	10	9	0.9
2	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
3	Mortier de Pose	2	20	0.4
	Couche de sable	1	18	0.18
4	Corps creux	16+5	-	2.97
5	Enduit en plâtre	1	10	0.1
			G	4.95
			Q	1.50

- Plancher du niveau RDC (dalle pleine)

Tableau 2.3 : Charge et surcharge au niveau RDC avec dalle pleine

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Poids Volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
1	Cloison en Brique	10	9	0.9
2	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
	Couche de sable	1	18	0.18
3	Mortier de Pose	2	20	0.4
4	Dalle pleine	15	25	3.75
			G	5.63
			Q	5

- Plancher balcon (dalle pleine) :

Tableau 2.4 : Charge et surcharge du balcon

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Poids Volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
1	Cloison en brique creuse	10	9	0.9
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de Pose	2	20	0.4
3	Enduit de Plâtre	1	10	0.1
	Couche de sable	1	18	0.18
4	Dalle pleine	15	25	3.75
			G	5.73
			Q	3.5

2.5 Prédimensionnement des poteaux

2.5.1 Descente de charges

La descente de charges consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis leurs points d'application jusqu'au sol de fondations.

Nous nous sommes intéressés aux poteaux les plus sollicités dans les deux blocs (Fig 2.2)

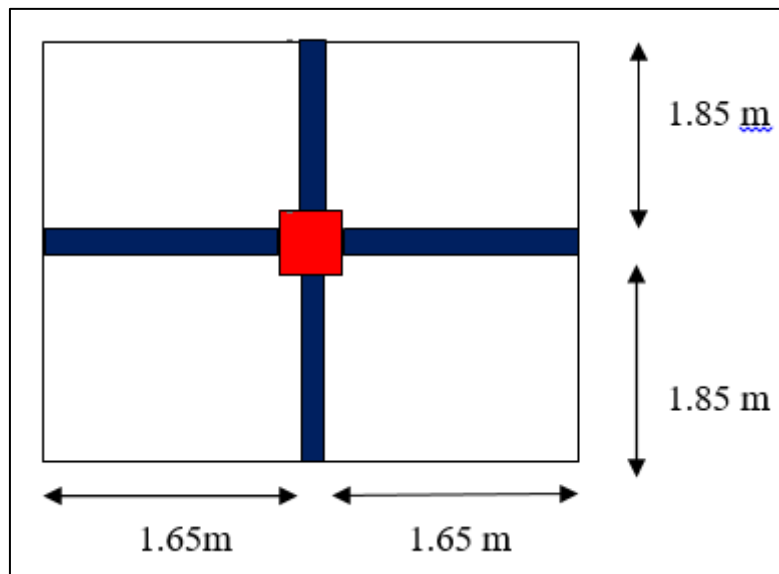


Figure 2.2 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

La section du poteau le plus sollicité est déterminée par l'équation suivante :

$$S_p = \frac{N_u}{f_{c28*}}$$

Où,

$$f_{c28*} = \frac{f_{c28}}{2.5} = 10 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

$$S_p \geq \frac{N_u}{10}$$

Pour le dimensionnement des poteaux, nous appliquons la dégression des surcharges d'exploitation. On obtient :

$$\Sigma_0 = Q_0 = 1 \times 12.21 = 12.21 \text{ kN}$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q = 30.52 \text{ kN}$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 1.9 Q = 47.01 \text{ kN}$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 2.7 Q = 61.64 \text{ kN}$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 3.4 Q = 74.46 \text{ kN}$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2}\right) Q \rightarrow \text{Pour } n \geq 5.$$

Les résultats obtenus figurent dans le tableau ci-après :

Tableau 2.5 : Dégression des surcharges

Niveau	Q (kN)
Terrasse	12.21
9	30.52
8	47.01
7	61.64
6	74.46
5	85.45
4	94.60
3	103.76
2	112.95
1	122.07

Les résultats de la descente de charges sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 2.6 : Efforts normaux résultants de la descente de charges

Niveau	Eléments	G (kN)	N _g (kN)	Q (kN)	N _u	S _p
Etage 9	P.P	12	108.85	-	165.26	35×35
	P.S	9.45		-		
	Plancher	87.40		12.21		
Etage 8	P.P	12	198.98	-	314.28	35×35
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		30.52		
Etage 7	P.P	12	289.11	-	460.81	35×35
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		47.01		
Etage 6	P.P	12	379.24	-	604.43	35×35
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		61.64		
Etage 5	P.P	12	469.37	-	766.08	45×45
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		74.46		
Etage 4	P.P	12	577.5	-	930.82	45×45
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		85.45		
Etage 3	P.P	12	649.63	-	1044.40	45×45
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		94.60		
Etage 2	P.P	12	739.76	-	1182.27	45×45
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		103.76		
Etage 1	P.P	12	829.89	-	1320.15	50×50
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		112.95		
RDC	P.P	12	920.02	-	1458.027	50×50
	P.S	9.45		-		
	Plancher	68.68		122.07		

2.5.2 Condition de flambement

Pour les poteaux, il faut vérifier la condition de flambement. Celle-ci est déterminée par la relation suivante :

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

Avec,

$$L_f = 0.7L_0,$$

$$I = \frac{bh^3}{12},$$

$$B = b \times h,$$

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

Les résultats obtenus pour les deux blocs sont :

- Bloc A (Tab.2.7) :

Tableau 2.7 : Vérification du flambement au bloc A

Niveaux	Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ
Etage 9	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 8	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 7	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 6	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 5	40x40	306	214.2	213333	1600	11.55	18.54
Etage 4	40x40	306	214.2	213333	1600	11.55	18.54
Etage 3	40x40	306	214.2	213333	1600	11.55	18.54
Etage 2	40x40	306	214.2	213333	1600	11.55	18.54
Etage 1	50x50	306	214.2	520833	2500	14.43	14.84
RDC	50x50	391	273.7	520833	2500	14.43	18.96

La condition est vérifiée pour tous les étages.

- Bloc B (Tab.2.8) :

Tableau 2.8 : Vérification du flambement au bloc B

Niveaux	Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ
Etage 9	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 8	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 7	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 6	35x35	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20
Etage 5	45x45	306	214.2	341718	2025	12.99	16.49
Etage 4	45x45	306	214.2	341718	2025	12.99	16.49
Etage 3	45x45	306	214.2	341718	2025	12.99	16.49
Etage 2	45x45	306	214.2	341718	2025	12.99	16.49
Etage 1	50x50	306	214.2	520833	2500	14.43	14.84
RDC	50x50	391	273.7	520833	2500	14.43	18.96

La condition est vérifiée pour tous les étages.

2.6 Prédimensionnement des voiles

Pour le prédimensionnement des voiles, nous avons tenu compte de la situation la plus défavorable. Celle-ci est obtenue lorsqu'un voile est renforcé par un poteau à une seule extrémité selon le RPA99/2003.

Soit,

$$a \geq \frac{H_e}{22}$$

Où,

a : épaisseur du voile,
H_e : hauteur libre de l'étage
H_e = 391 – 21 = 370 cm

Ce qui donne,
$$a = \frac{370}{22} = 16.8 \text{ cm}$$

Donc, on prend :
a = 20 cm

Chapitre 3 : Conception et modélisation

Chapitre 3 : Conception et modélisation

3.1 Présentation de l'ouvrage

Notre mémoire de fin d'étude est axé, en plus d'une conception parasismique, sur un dimensionnement parasismique conformément au règlement parasismique algérien RPA99/2003. Ces derniers sont indispensables particulièrement lorsque le nombre de niveaux est élevé et que l'ouvrage se trouve dans une zone sismique. C'est justement le cas de notre bâtiment (10 niveaux et situé dans une zone de forte sismicité).

3.2 Influence de la forme de l'ouvrage sur le comportement sismique

3.2.1 Forme en plan

Le comportement d'une structure simple, sans discontinuité, est plus facile à comprendre et à calculer qu'une structure complexe et irrégulière. Par conséquent, la forme du bâtiment doit être aussi simple, symétrique et régulière que possible afin d'éviter des contraintes dues à la torsion d'ensemble, qui reste bien souvent un facteur majeur d'endommagement.

La continuité structurale permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs et d'optimiser le comportement dynamique de la structure.

Les critères de simplicité et de continuité conduisent aux choix suivants.

3.2.2 Symétrie suivant les deux axes en plan

Une symétrie en plan limite considérablement les déplacements différentiels, et par conséquent, assure un bon comportement sismique.

Les formes régulières en plan comme le carré ou proches du carré conviennent très bien. Le but escompté est d'obtenir la même rigidité suivant toutes les directions horizontales. À titre d'exemple, un bâtiment cylindrique possède cette propriété, mais pour résister aux charges sismiques, sa structure porteuse doit former un système tridimensionnel efficace. Cependant, les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas car il existe un risque d'éclatement sous chargement horizontal.

3.2.3 Comportement des structures en l'absence de symétrie en plan

Pour les structures avec des plans asymétriques ou ne possédant qu'une symétrie suivant un axe, deux phénomènes peuvent apparaître :

- La torsion d'ensemble.
- Les concentrations de contraintes.

Ces phénomènes réduisent significativement la capacité des structures à absorber l'énergie cinétique des oscillations (l'énergie non absorbée produit un travail de rupture dans la structure).

3.2.3.1 Torsion d'ensemble

Elle a lieu lorsque le centre de rigidité d'une construction ne coïncide pas avec le centre de masses : c'est le phénomène le plus préjudiciable en cas de séisme destructeur. En effet, au lieu de fléchir comme un seul bloc, l'ouvrage vibre autour d'un axe vertical et subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.

Par conséquent, pour minimiser au maximum l'effet de la torsion d'ensemble, le concepteur doit choisir des formes symétriques et disposer les éléments de contreventement vertical de telle sorte à rapprocher le centre de torsion du centre de masse.

3.2.3.2 Concentration de contraintes

Elle se produit généralement dans les angles rentrants formés par les saillies, les retraits ou les intersections des ailes d'un bâtiment. Ces ailes ne peuvent pas se mouvoir librement car chaque partie a son propre comportement dynamique (Fig.3.1). En cas de séisme majeur, elles peuvent se séparer. Et, plus la profondeur de l'angle est importante, plus l'intensité des contraintes est grande.

Selon le RPA99/2003, pour limiter au maximum l'effet de la concentration des contraintes, les saillies ne doivent pas dépasser au total le quart du côté du bâtiment concerné. Soit :

$$b + c \leq 0.25L_x$$

$$a \leq 0.25L_y$$

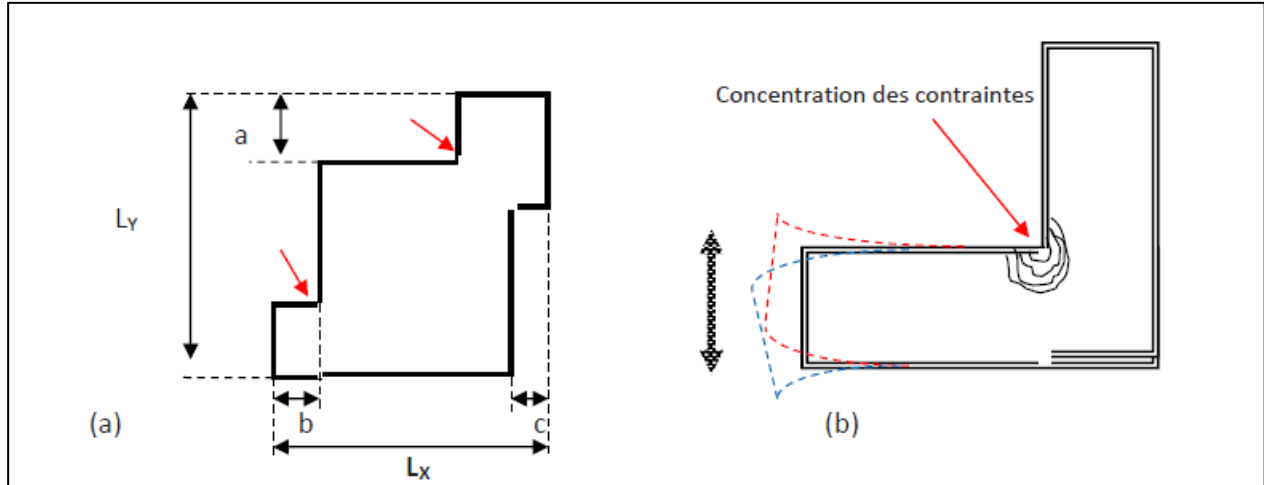


Figure 3.1 : Forme en plan irrégulière

3.2.4 Correction des dissymétries en plan

Parmi les solutions qui peuvent améliorer le comportement sismique des structures avec une dissymétrie en plan, on rencontre les joints parasismiques (Fig.3.2). Ces derniers permettent de fractionner les bâtiments dissymétriques pour améliorer leur comportement et leurs permettre d'osciller librement sans collision (cas de notre ouvrage).

Cependant, l'exécution de tels joints n'est pas sans difficultés car ils doivent être assez larges pour éviter le martèlement entre blocs. Leur largeur dépend de la déformation maximale des blocs adjacents avec les minimas suivants :

- 4,0 cm en zones I et IIa.
- 6,0 cm en zones IIb et III.

Les joints doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes et vides de tout matériau. Ils doivent éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre, c'est justement le cas de l'ouvrage étudié.

Pour protéger les joints contre l'introduction de corps étrangers, on utilise des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.). Des coffrages extractibles en carton ou en polystyrène peuvent être utilisés. Dans le cas de couvre-joints rigides, il faut veiller à ce que ces derniers soient fixés uniquement à un côté.

Les joints offrent une solution coûteuse qu'il ne faut pas rechercher à priori, surtout si le bâtiment est élevé (supérieur à 10 niveaux).

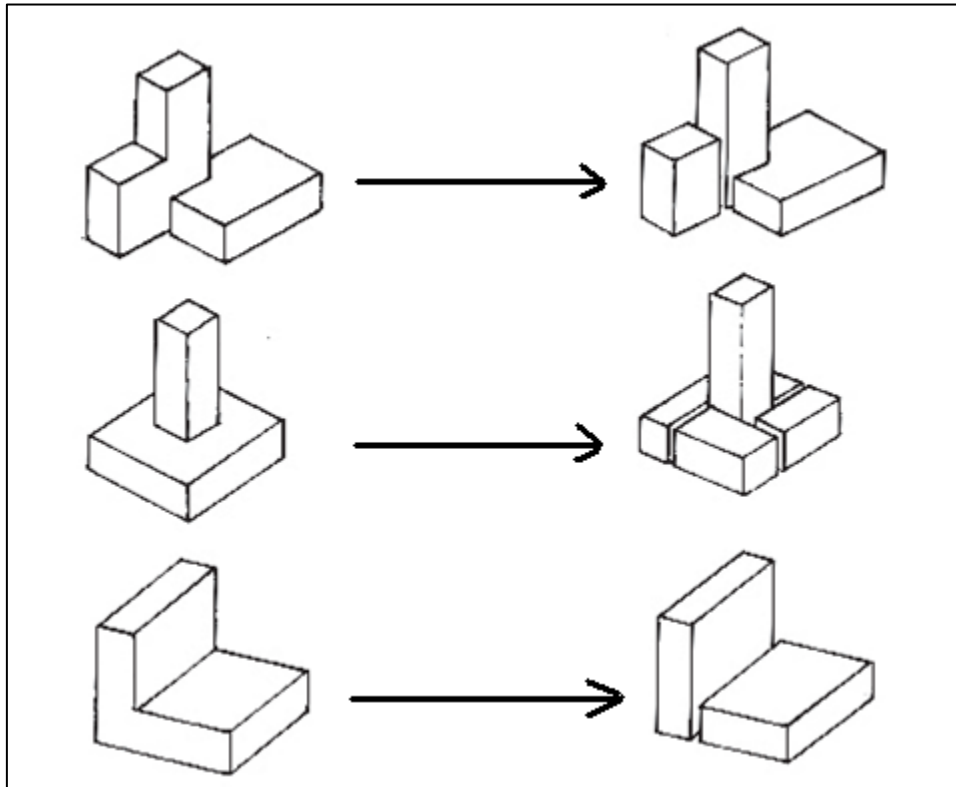


Figure 3.2 : Séparation par des joints parasismiques

3.3 Modélisation avec le logiciel ROBOT

3.3.1 Présentation du logiciel Robot

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évaluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure capacité de communication avec le logiciel Autodesk Revit Structure, pour étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Ce processus permet aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

Ce logiciel est collaboratif, polyvalent, rapide par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception. Les résultats obtenus sont quasiment instantanés.

L'interface de programmation d'application de ce logiciel (API) aide à offrir une solution d'analyse évolutive et adaptable à chaque pays pour de nombreux types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de structures spéciales.

Le logiciel Robot comporte les fonctionnalités suivantes :

- Options de résolution flexibles
- Simulation des charges de vent
- Méthode d'analyse directe
- Lien bidirectionnel avec Revit Structure
- Maillage automatique et modélisation de n'importe quelles structures
- Solution intégrée pour le béton et l'acier
- Interface de programmation d'application (API) ouverte et flexible
- Charges structurelles et charges combinées
- Large gamme de fonctions d'analyse
- Solveurs d'analyse d'ingénierie

- Etc.

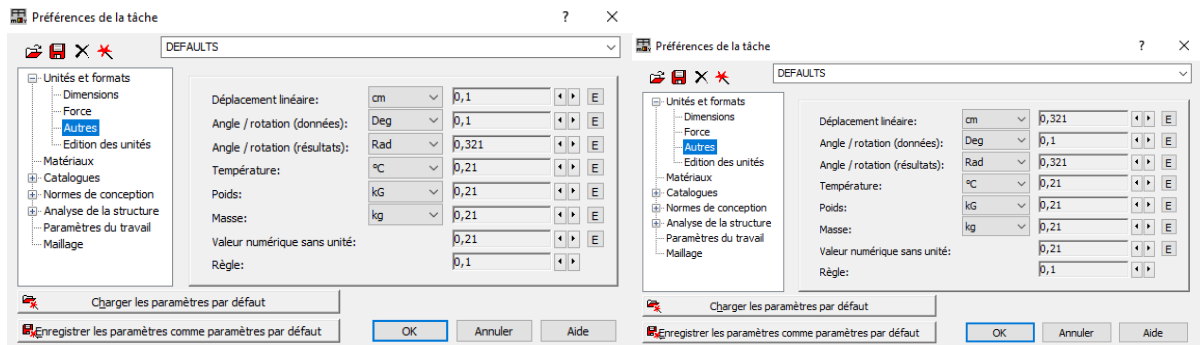
3.3.2 Choix des unités et préférences des taches

Le choix des unités et les préférences des taches se fait en suivant le cheminement ci-dessous : On commence par choisir les unités utilisées en cliquant sur ‘Outils’ puis ‘Préférence de la tâche’ dans la barre des tâches qui se situe en haut*.

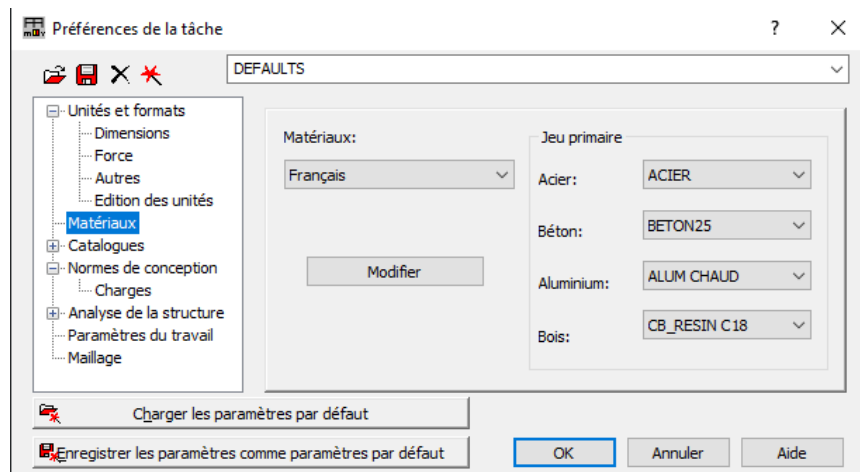
Puis, on va vers ‘Unités et formats’, ‘Autres’ et on rajoute 2 chiffres après la virgule pour le déplacement linéaire pour avoir plus de précision dans les calculs et cela en cliquant deux fois sur la petite flèche droite.

Remarque

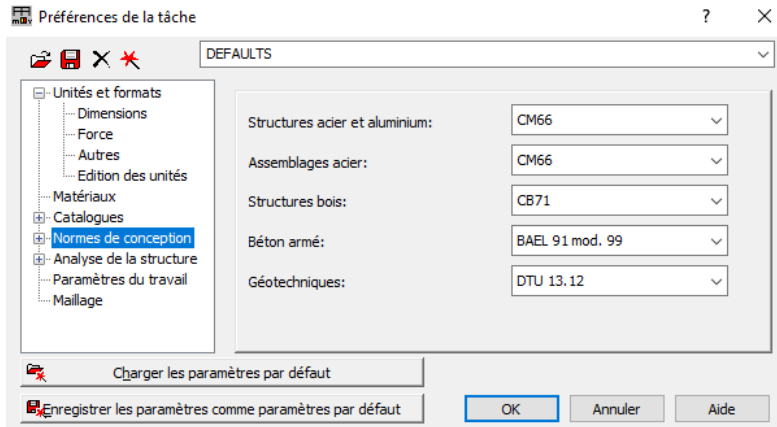
Toutes les figures concernant la modélisation ne sont pas numérotées. Néanmoins, elles apparaissent régulièrement dans l’ordre après chaque étape.



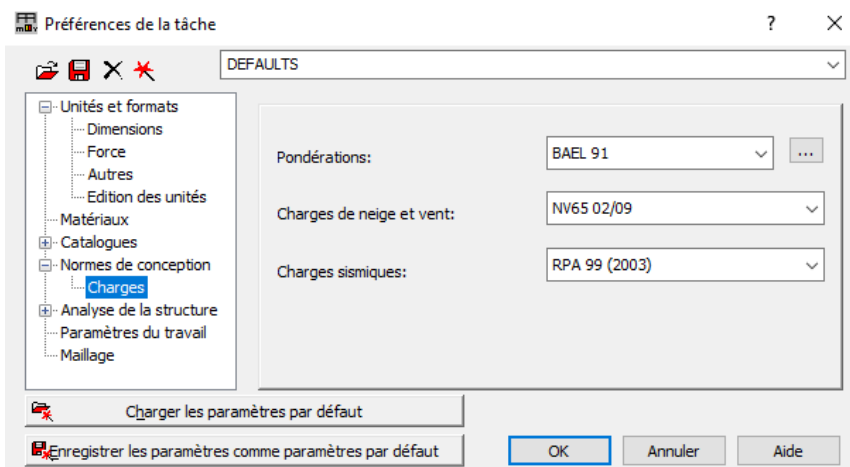
Ensuite, on clique sur ‘Matériaux’ et on fixe le type de béton qu’on veut utiliser. En ce qui nous concerne, il s’agit du BETON25 qui correspond à un béton ayant une résistance $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.



Après, on clique sur ‘Normes de conception’ et on mentionne les règlements utilisés (BAEL 91 mod. 99, DTU 13.12 semblable au DTR BC 33.1).

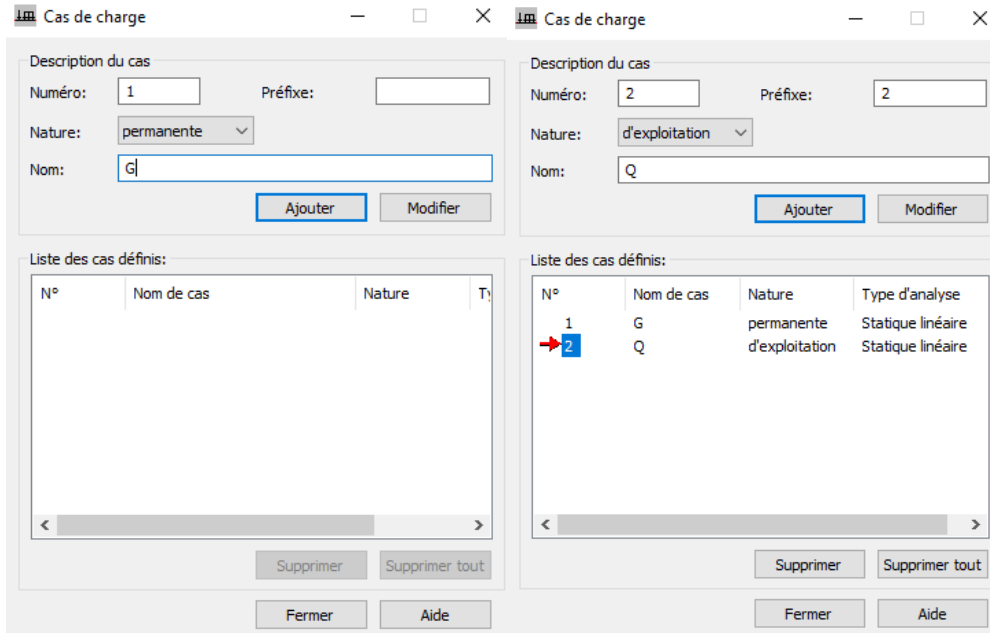


Par la suite, on clique sur le bouton '+' à côté de 'Normes de conception' et sur 'Charges' pour choisir la pondération des charges (BAEL 91) et les charges sismiques (RPA 99/2003).



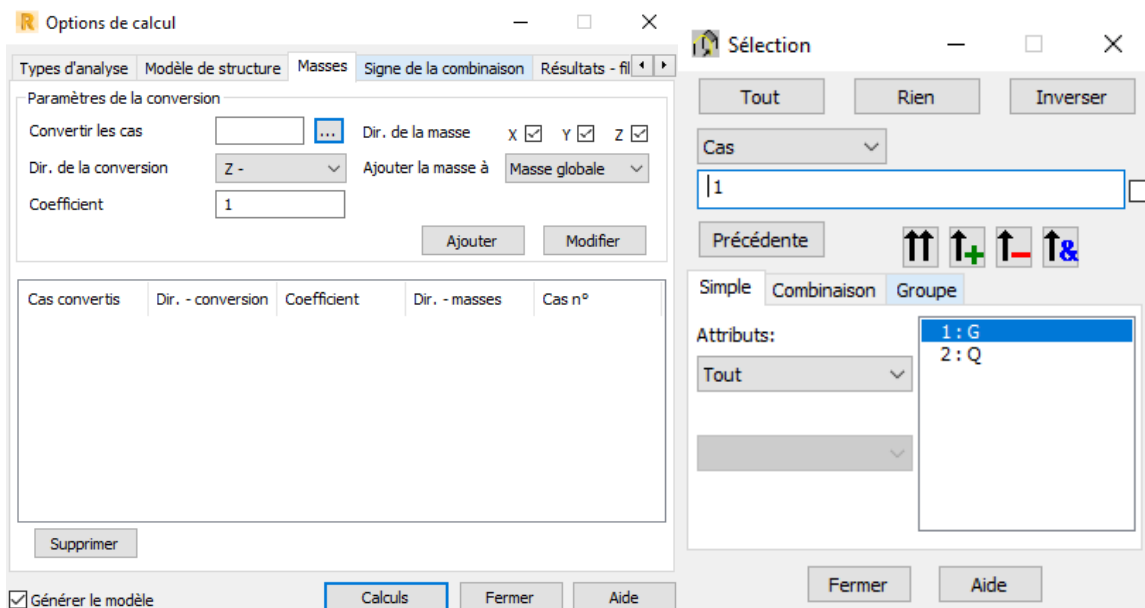
3.3.3 Détermination des cas de charges (combinaisons) et types d'analyses

Pour déterminer les cas de charges que nous allons utiliser par la suite, on clique sur 'Chargement' puis 'Cas de charges'. On commence par définir la charge permanente 'G' en fixant sa nature sur 'permanente' en la nommant 'G' et en cliquant sur 'Ajouter', de même pour la charge d'exploitation 'Q'.

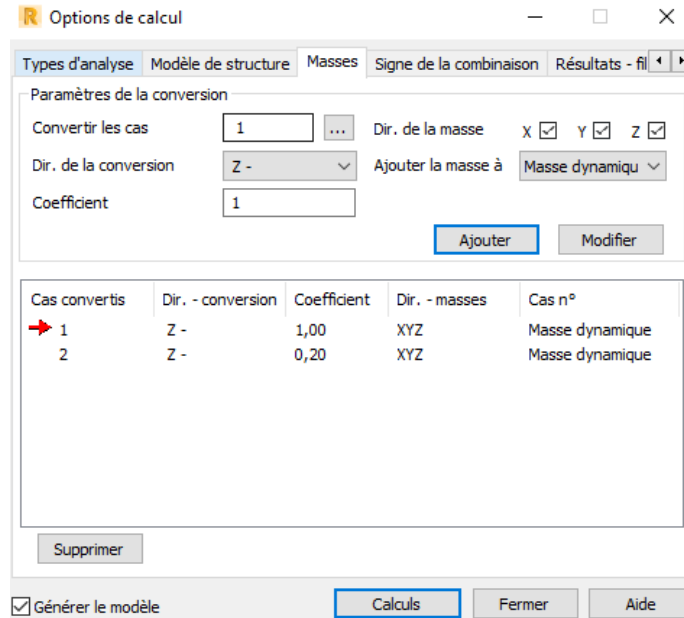


L'analyse modale se fait en commençant par cliquer sur 'Analyse' puis 'Types d'analyse'. Pour déterminer comment Robot va calculer la masse de notre bâtiment, on clique sur 'Masse'. Et d'après le RPA, dans les cas des bâtiments à usage d'habitations, le calcul de la masse se fait comme suit :

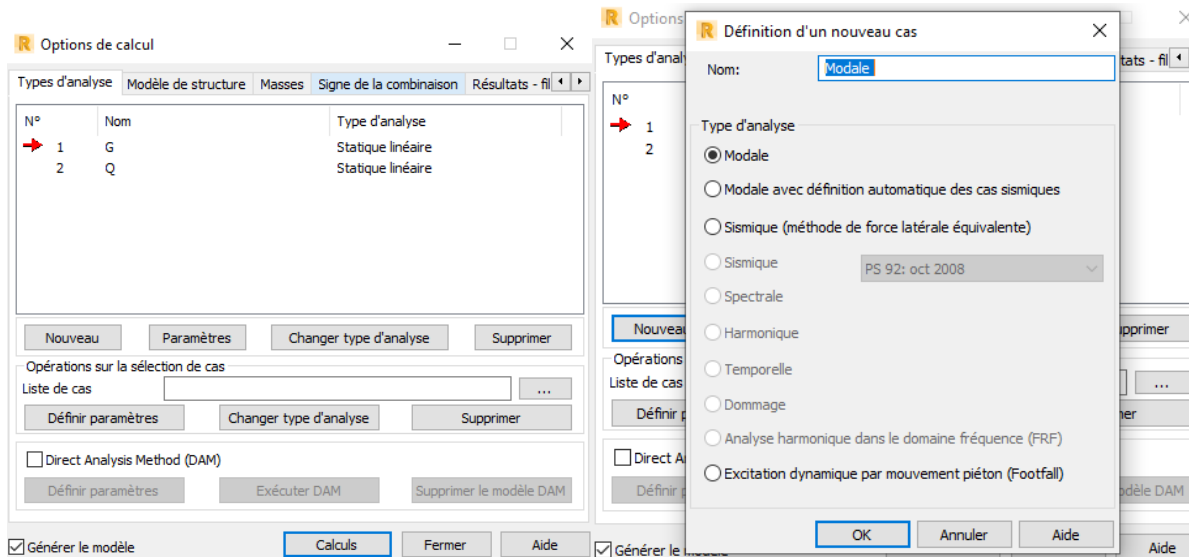
$$W = G + \beta Q = G + 0.2Q$$



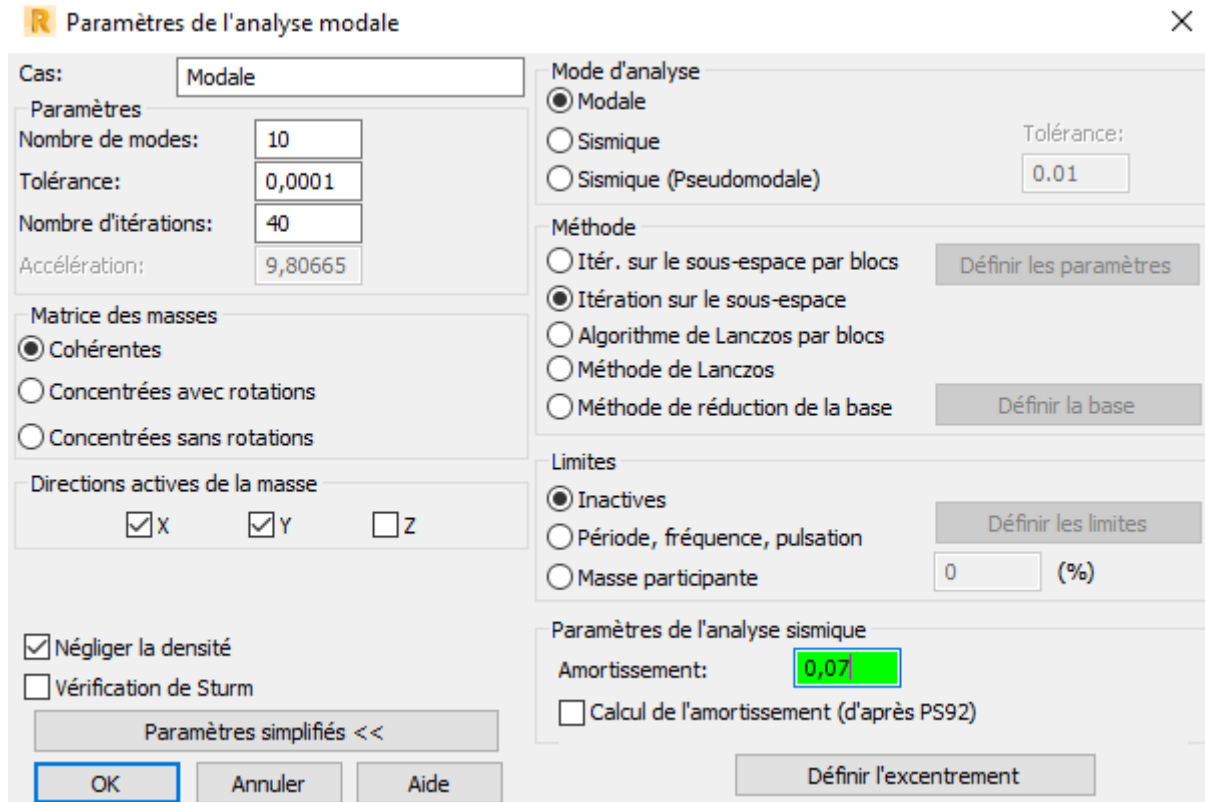
Enfin, on clique sur les 3 points '...' qui sont à côté de 'Convertir les cas' et on ajoute la charge permanente 'G' avec le coefficient 1 et la charge d'exploitation 'Q' avec le coefficient 0,2 tout en les modifiant en 'masse dynamique'. Cette modification se fait après avoir cliqué sur '...' et on choisit respectivement G puis Q en cliquant sur les 2 flèches en haut et en cliquant sur ajouter à chaque fois.



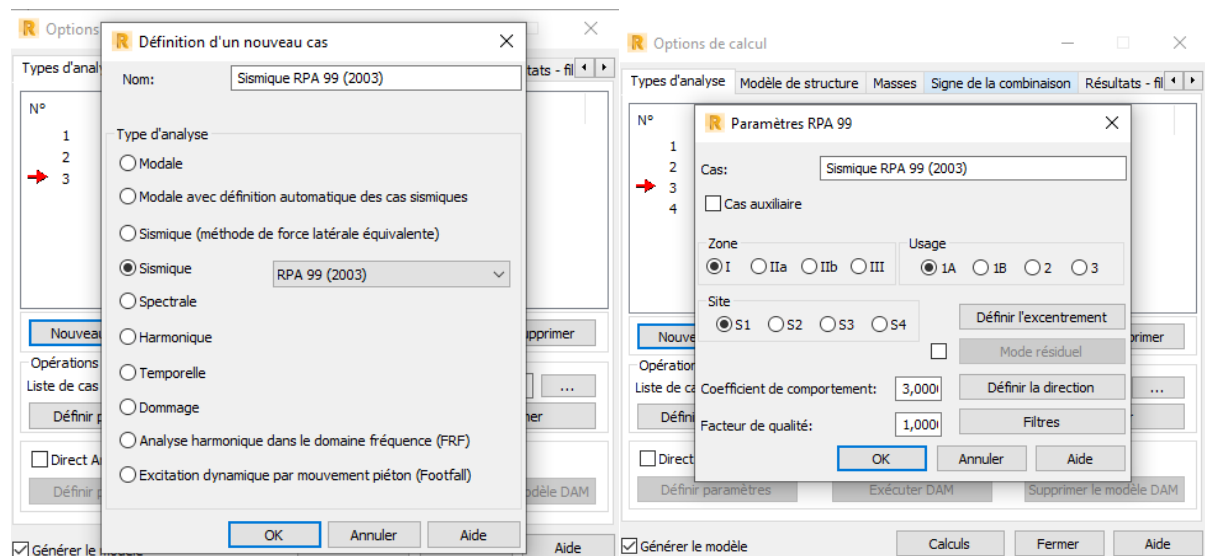
Une fois cette étape achevée, on déclare l'analyse modale et cela en cliquant respectivement sur 'types d'analyse', 'Nouveau' et 'Modale'.



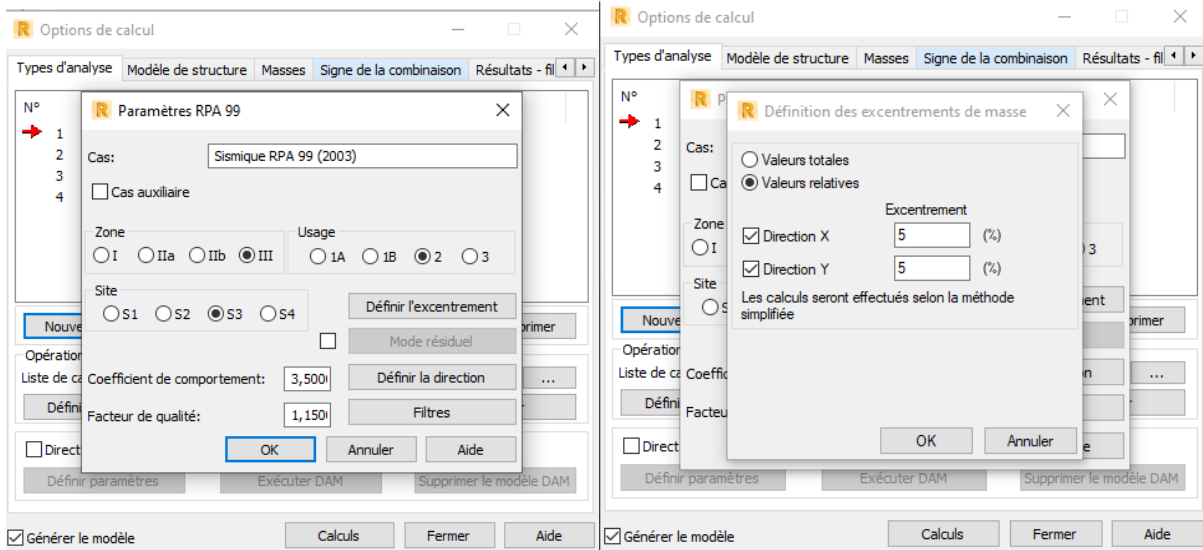
On obtient la fenêtre ci-dessous, on met la matrice des masses en 'Cohérentes', les directions actives de la masse qui sont 'X' et 'Y'. En plus, on coche 'Négliger la densité' et on fixe l'amortissement à 7%.



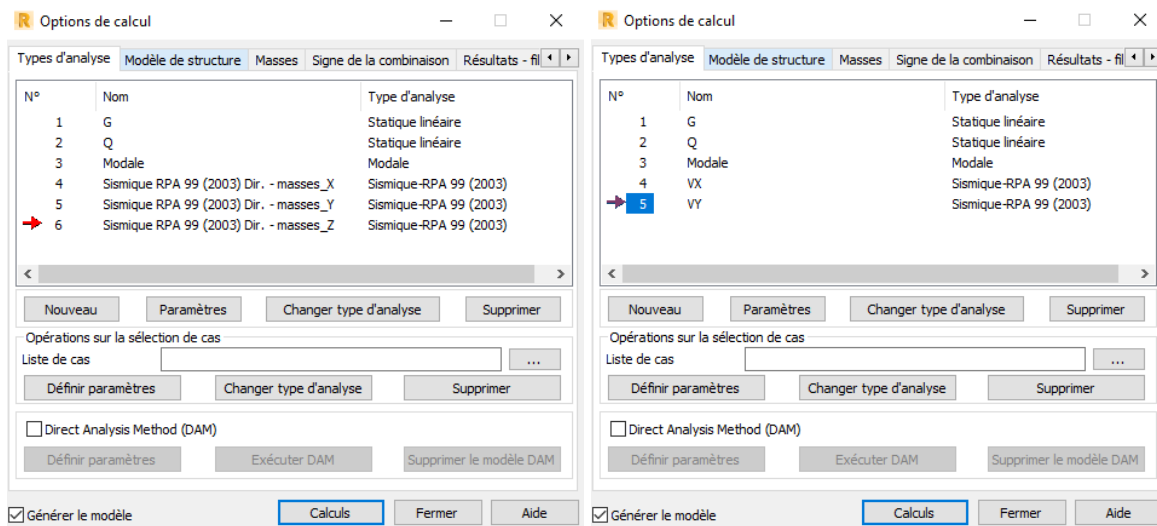
Après cette dernière étape, on déclare l'analyse sismique et cela en cliquant sur 'types d'analyse', 'Nouveau' et 'Sismique'.



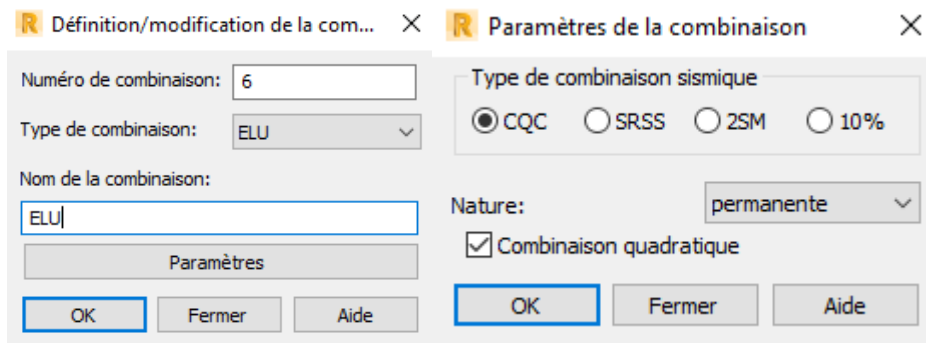
Par la suite, on fixe la zone, le type d'usage, le site, l'excentricité accidentielle (5%), le coefficient de comportement et le facteur de qualité.



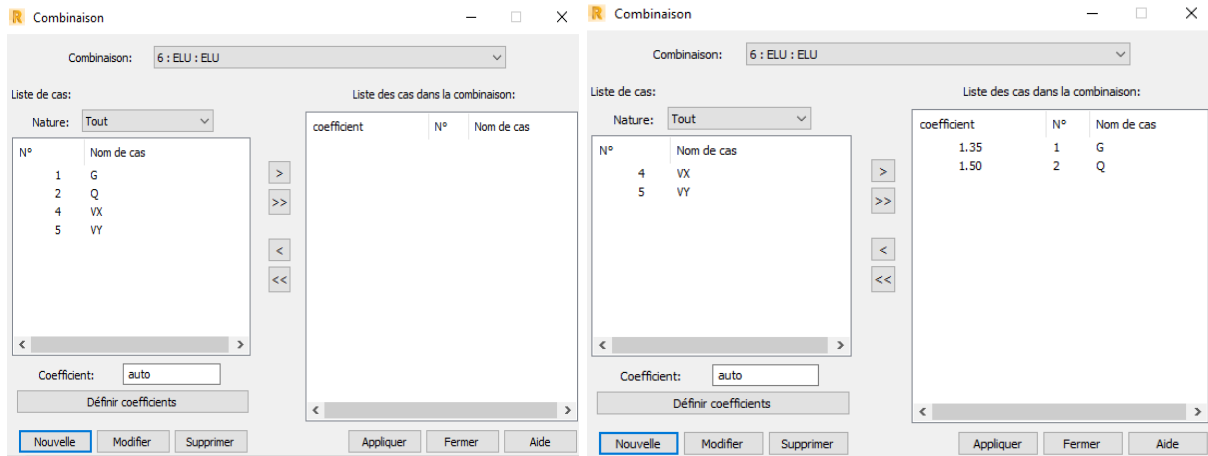
Normalement, il y a 3 analyses à effectuer correspondant aux directions ‘X’, ‘Y’ et ‘Z’. Mais, en ce qui concerne notre étude, on s’intéresse uniquement aux analyses correspondant aux directions ‘X’ et ‘Y’ qu’on désignera respectivement par ‘VX’ et ‘VY’.



Il vient ensuite, la définition des différentes combinaisons en cliquant sur ‘Chargement’ puis ‘Combinaisons manuelles’. Puis, on commence avec la première combinaison qui est l’ELU, on clique sur ‘Paramètres’ et on définit la nature de la combinaison sur ‘Permanente’.



On déclare, par la suite les coefficients G et Q qui correspond à l’ELU, qui est : $1.35G + 1.5Q$.



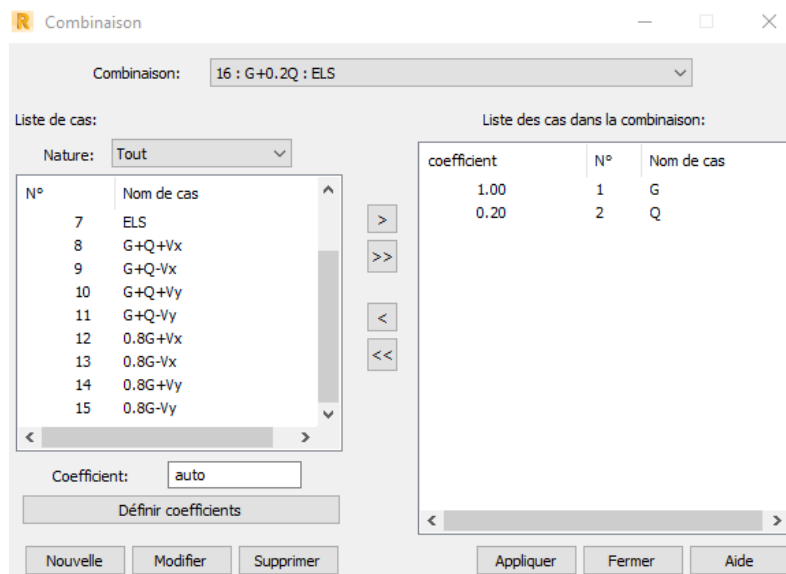
On clique sur ‘G’, on définit le coefficient 1.35 puis on clique sur la petite flèche droite. On procède de la même manière pour la surcharge ‘Q’ avec un coefficient de 1.5. Enfin, on clique sur ‘Appliquer’.

Pour créer une nouvelle combinaison, on clique sur ‘Nouvelle’ et on crée la combinaison ELS. Pour ce faire, on fixe la valeur des coefficients G et Q à 1.

Les combinaisons suivantes sont définies de la même manière que précédemment.

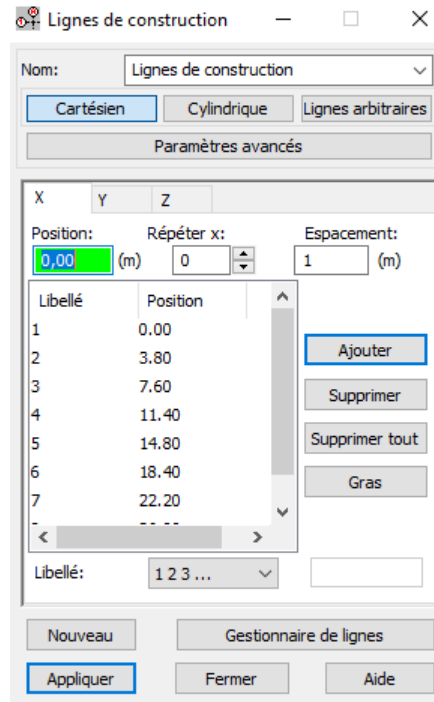
$$G + Q \pm V_x ; G + Q \pm V_y$$

$$0.8G \pm E_x ; 0.8G \pm E_y$$

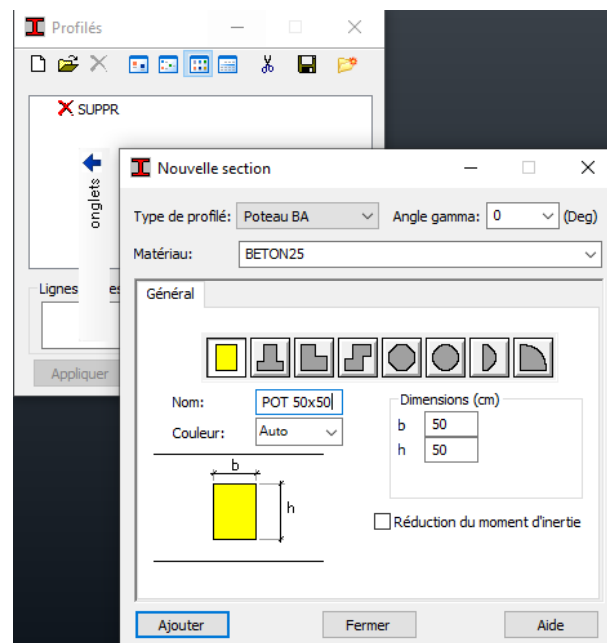


3.3.4 Lignes de construction et modélisation des éléments structuraux

Après l’introduction de toutes les données nécessaires, la modélisation débute en définissant les lignes de construction de nos deux blocs. Celle-ci, est faite en se référant aux plans d’architectures. Pour cela, on clique sur ‘définition des axes’ et on introduit nos lignes de construction selon les directions X, Y et la hauteur Z.



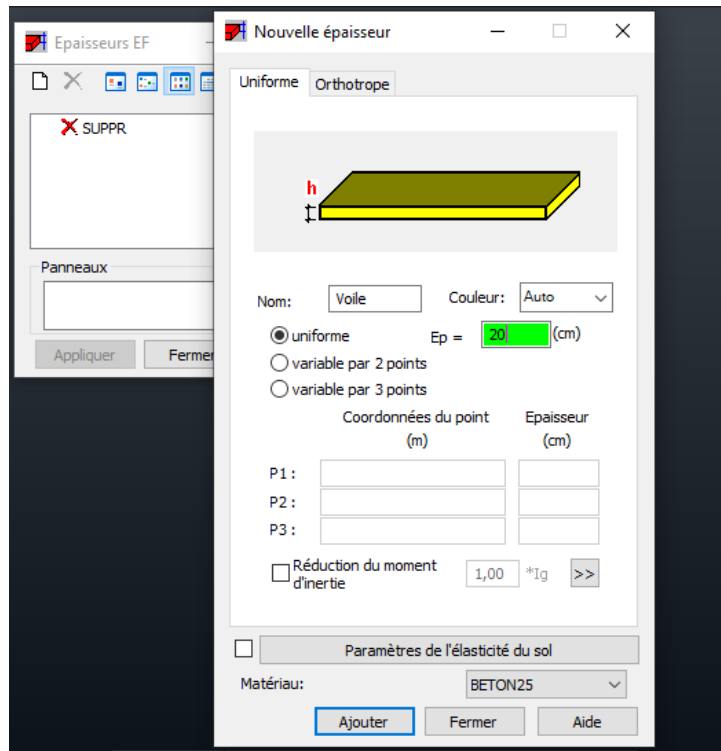
Quant à la définition des éléments structuraux tels que les poteaux et poutres, elle se fait en relation avec les dimensions obtenues lors du prédimensionnement. On clique alors sur 'Profils de barres'.



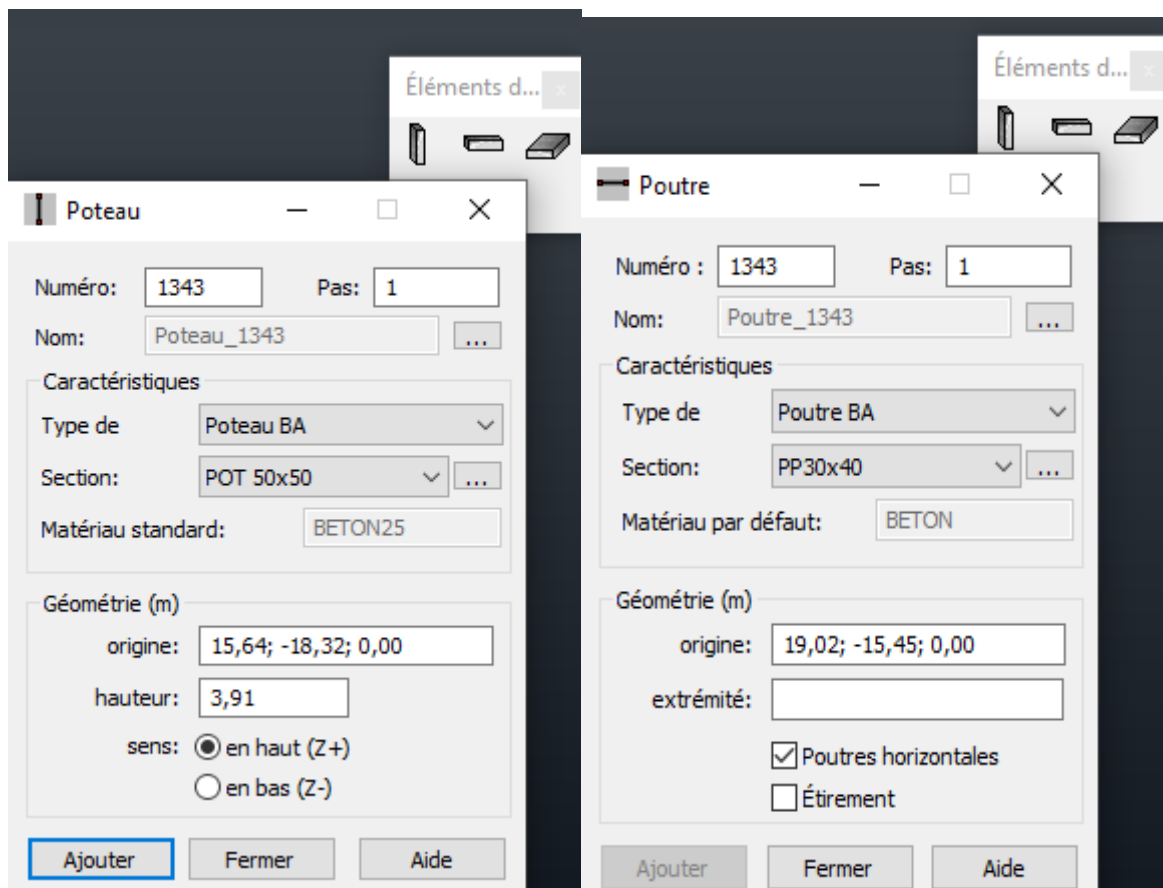
Ainsi, on définit les dimensions des poteaux (50x50, 45x45, 40x40 et 35x35) et les dimensions des poutres principales (30x40) et les poutres secondaires (30x35).

Pour les voiles et les dalles, on les définit en cliquant sur 'Épaisseurs EF' et on ajoute leurs épaisseurs, qui sont :

- Pour les voiles : 20 cm les voiles de contreventement et 15 cm pour les voiles de l'ascenseur.
- Pour les dalles : 15 cm pour les dalles pleines.

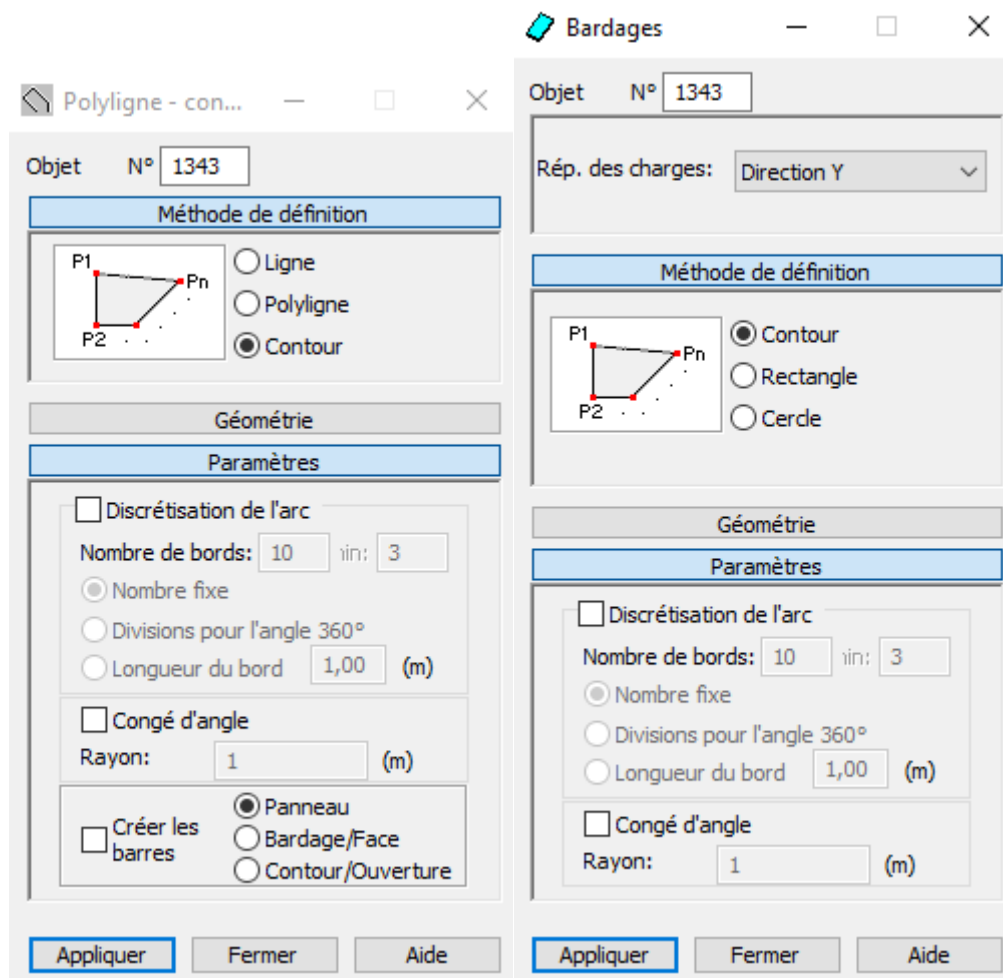


Après cette étape, on introduit les éléments structuraux en commençant par les poteaux et les poutres, en cliquant sur ‘Eléments de construction’.



Pour les dalles pleines et les escaliers, on utilise ‘Polyligne–contour’ et on coche la case ‘Panneaux’ tout en faisant attention à sélectionner l’épaisseur EF correspondante. Mais, pour

les dalles en corps creux, on clique sur 'Structure' puis 'Bardages' en mentionnant la direction des répartitions des charges selon Y car les poutres principales suivent ce sens.



Le chargement des planchers est basé sur le prédimensionnement. Pour le plancher corps creux (16+5) on a :

- Terrasse inaccessible :

$$G = 6.07 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

- Etage courant :

$$G = 4.77 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Quant aux dalles pleines, on ne tient compte ici que du poids du revêtement étant donné que le logiciel ROBOT a déjà pris en considération l'épaisseur des dalles. On a donc :

$$G = 1.33 \text{ kN/m}^2$$

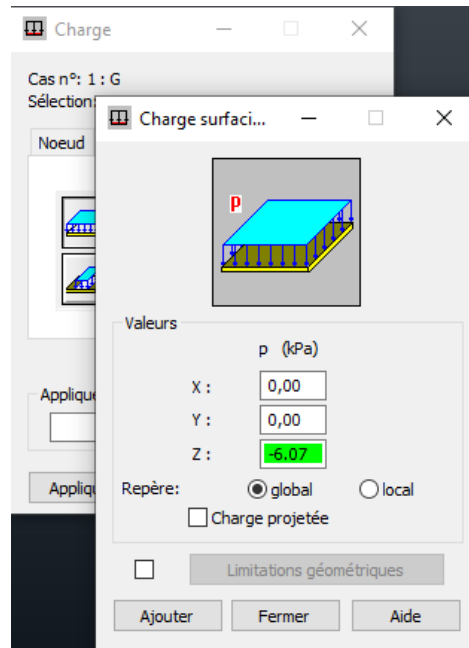
Pour les escaliers :

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

Pour les balcons :

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Aussi pour charger les éléments ci-dessus, on clique sur 'Chargement', 'Définir Charges', 'Surface' et 'Charge surfacique uniforme'.



Le résultat de la modélisation des deux blocs est schématisé par les figures suivantes :

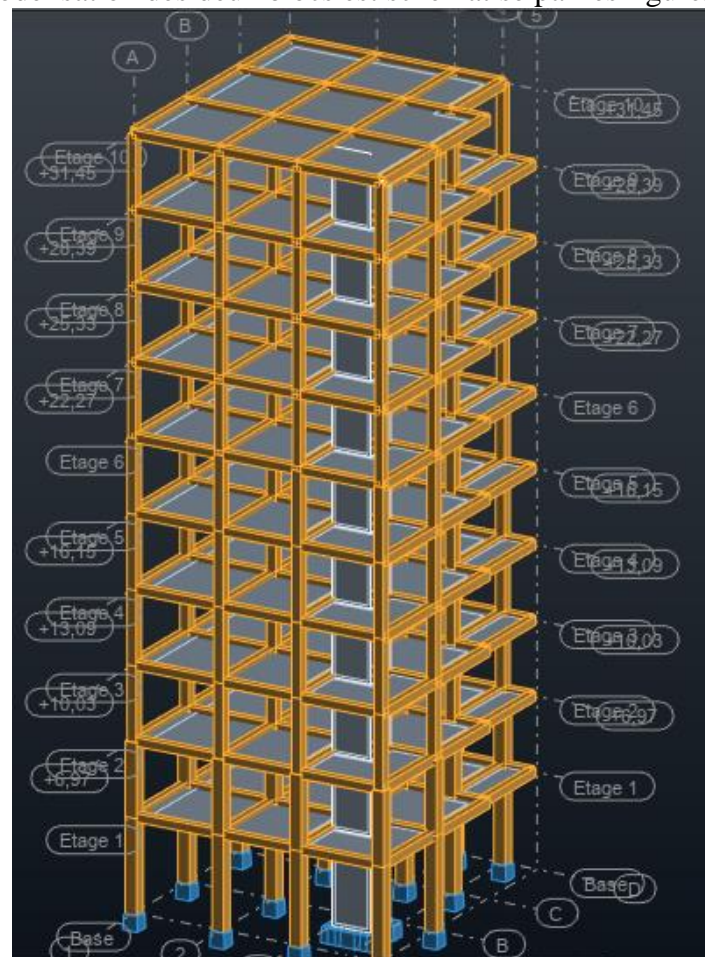


Figure 3.3 : Modélisation du Bloc A

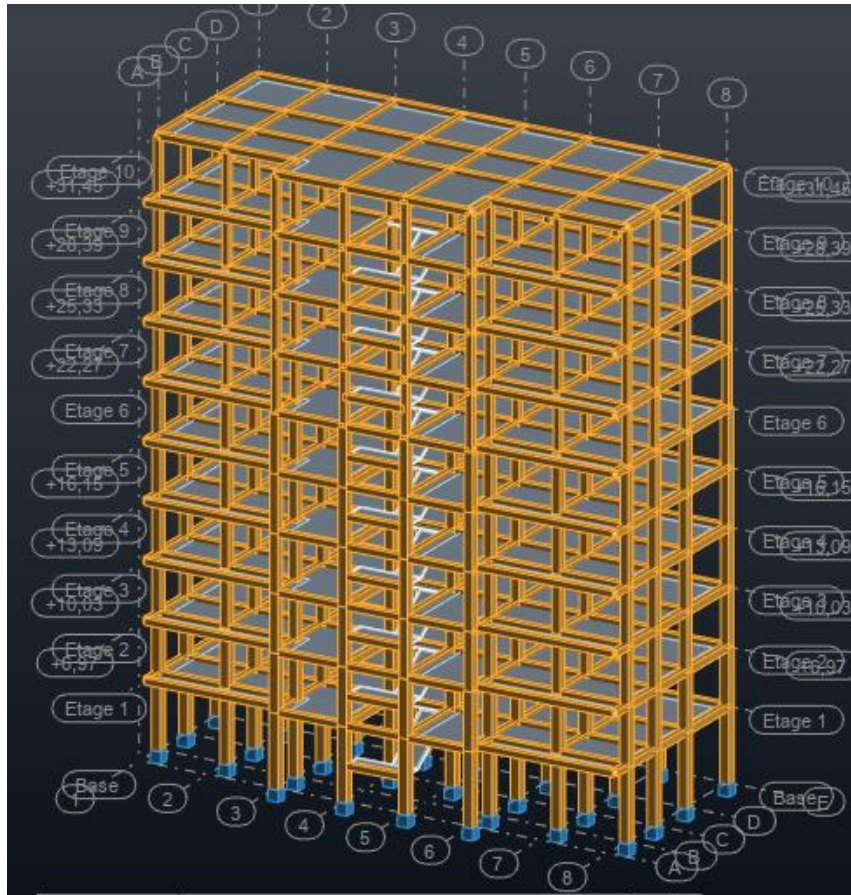


Figure 3.4 : Modélisation du Bloc B

3.3.5 Disposition des voiles

Pour optimiser la position des voiles de contreventements, nous avons essayé plusieurs variantes. Le choix retenu dépend des conditions suivantes :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

Où,

$T_{analytique} = T_a$ = valeur déterminée par le logiciel ROBOT

$T_{empirique} = T_e$ = valeur déterminée par les formules empiriques

Ces inégalités sont telles que la disposition des voiles se fait de sorte à réduire la période calculée par ROBOT, de façon à ce qu'elle soit comprise entre $T_{empirique}$ et $1.3 \times T_{empirique}$. Ceci afin que le bâtiment ait un comportement ni trop rigide ni trop souple.

Le but recherché à travers ces vérifications est d'obtenir une excentricité théorique aussi faible que possible pour réduire au maximum le moment de torsion d'ensemble. Par ailleurs, la disposition optimale des voiles est obtenue lorsque, en utilisant la méthode modale spectrale, on obtient pour les deux premiers modes des translations et pour le troisième mode une torsion.

3.3.5.1 Calcul des périodes à l'aide de formules empiriques

Le calcul des périodes se fait pour les deux blocs étant donné que ces derniers ont des comportements dynamiques différents.

- Bloc A

Direction X

$$T_{eax} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.45^{3/4} = 0.664s$$

$$T_{eax} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{10.80}} = 0.861s$$

On prend :

$$T_{eax} = 0.664s$$

$$1.3T_{eax} = 0.8632s$$

Direction Y

$$T_{eay} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.45^{3/4} = 0.664s$$

$$T_{eay} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{11.80}} = 0.824s$$

Soit,

$$T_{eay} = 0.664s$$

$$1.3T_{eay} = 0.8632s$$

- Bloc B

Direction X

$$T_{ebx} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.45^{3/4} = 0.664s$$

$$T_{ebx} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{26}} = 0.555s$$

On prend

$$T_{ebx} = 0.555s$$

$$1.3T_{ebx} = 0.7216s$$

Direction Y

$$T_{eby} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.45^{3/4} = 0.664s$$

$$T_{eby} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{11.50}} = 0.834s$$

Soit,

$$T_{eby} = 0.664s$$

$$1.3T_{eby} = 0.8632s$$

3.3.5.2 Calcul des périodes et excentricités à l'aide du logiciel ROBOT

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Les périodes obtenues à l'aide du logiciel ROBOT sont regroupées dans les tableaux suivants :

- Bloc A

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,70	65,48	0,00	65,48	0,00	1432821,64	1432821,64
3/ 2	0,62	65,49	67,16	0,00	67,16	1432821,64	1432821,64
3/ 3	0,46	65,49	67,21	0,01	0,05	1432821,64	1432821,64
3/ 4	0,17	84,07	67,22	18,57	0,01	1432821,64	1432821,64
3/ 5	0,16	84,09	84,38	0,02	17,16	1432821,64	1432821,64
3/ 6	0,12	84,10	84,43	0,01	0,06	1432821,64	1432821,64
3/ 7	0,08	84,10	84,43	0,00	0,00	1432821,64	1432821,64
3/ 8	0,07	90,59	84,86	6,49	0,43	1432821,64	1432821,64
3/ 9	0,07	91,14	91,00	0,54	6,14	1432821,64	1432821,64

Figure 3.5 : Résultats de l'étude dynamique du bloc A

Ici, 9 modes sont pris en considération, et on constate :

- Sens X-X : 90.59 % ≥ 90% → Vérifiée
- Sens Y-Y : 91.00 % ≥ 90% → Vérifiée

On note aussi que le premier mode est une translation suivant X, le deuxième mode est une translation suivant Y et enfin le troisième mode est une torsion.

Tableau 3.2 : Excentricités théoriques et accidentelles du bloc A

Bloc A	ex_{th} [m]	ey_{th} [m]	ex_{acc} [m]	ey_{acc} [m]
Etage 1	0,07	0,32	0,54	0,59
Etage 2	0,10	0,31	0,54	0,59
Etage 3	0,10	0,32	0,54	0,59
Etage 4	0,10	0,32	0,54	0,59
Etage 5	0,10	0,32	0,54	0,59
Etage 6	0,10	0,32	0,54	0,59
Etage 7	0,10	0,33	0,54	0,59
Etage 8	0,10	0,33	0,54	0,59
Etage 9	0,10	0,33	0,54	0,59
Etage 10	0,14	0,45	0,54	0,59

De plus, on remarque ainsi que les excentricités sont tous inférieurs aux excentricités accidentelles. Donc, analytiquement, on obtient :

$$T_{axa} = 0.70s$$

$$T_{aya} = 0.62s$$

$$T_{empirique} < T_{axa} < 1.3 \times T_{empirique} \rightarrow T = T_{empirique} = 0.664s$$

$$T_{aya} \leq T_{empirique} \rightarrow T = T_{analytique} = 0.62s$$

- Bloc B

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,69	0,00	67,55	0,00	67,55	3052514,24	3052514,24
3/ 2	0,66	66,46	67,55	66,45	0,00	3052514,24	3052514,24
3/ 3	0,49	67,92	67,55	1,46	0,00	3052514,24	3052514,24
3/ 4	0,24	67,92	67,59	0,00	0,05	3052514,24	3052514,24
3/ 5	0,18	67,92	84,98	0,00	17,39	3052514,24	3052514,24
3/ 6	0,18	85,31	84,98	17,39	0,00	3052514,24	3052514,24
3/ 7	0,12	85,33	84,98	0,03	0,00	3052514,24	3052514,24
3/ 8	0,08	85,33	84,98	0,00	0,00	3052514,24	3052514,24
3/ 9	0,08	85,34	91,80	0,00	6,82	3052514,24	3052514,24
3/ 10	0,08	91,56	91,80	6,23	0,00	3052514,24	3052514,24

Figure 3.6 : Résultats de l'étude dynamique du bloc B

Ici, 10 modes sont à prendre en considération, et on remarque :

- Sens X-X : 91.56 % \geq 90% → Vérifiée
- Sens Y-Y : 91.80 % \geq 90% → Vérifiée
-

Là aussi, le premier mode est une translation suivant X, le deuxième mode est une translation suivant Y et enfin le troisième mode est une torsion.

Tableau 3.3 : Excentricités théoriques et accidentelles du bloc B

Bloc B	ex_{th} [m]	ey_{th} [m]	ex_{acc} [m]	ey_{acc} [m]
Etage 1	0,04	0,19	1,30	0,58
Etage 2	0,04	0,19	1,30	0,58
Etage 3	0,07	0,14	1,30	0,58
Etage 4	0,07	0,14	1,30	0,58
Etage 5	0,07	0,14	1,30	0,58
Etage 6	0,07	0,14	1,30	0,58
Etage 7	0,08	0,12	1,30	0,58
Etage 8	0,08	0,12	1,30	0,58
Etage 9	0,08	0,12	1,30	0,58
Etage 10	0,43	0,20	1,30	0,58

Par ailleurs, les excentricités sont tous inférieurs aux excentricités accidentelles.

Donc, analytiquement, on obtient :

$$T_{axb} = 0.66s$$

$$T_{ayb} = 0.69s$$

Soit,

$$T_{empirique} < T_{axb} < 1.3 \times T_{empirique} \rightarrow T = T_{empirique} = 0.555s$$

$$T_{ayb} < T_{empirique} \rightarrow T = T_{analytique} = 0.66s$$

Aussi, La variante retenue pour chaque bloc est représentée par les figures suivantes :



Figure 3.7 : Disposition des voiles du bloc A



Figure 3.8 : Disposition des voiles du bloc B

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

4.1 Etude des planchers

Un plancher d'habitation ou d'usine est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols. Il comporte trois parties :

- l'ossature comprenant la partie portante (béton armé, poutrelles, nervures en béton armé) et le hourdis de remplissage ou la dalle pleine,
- le revêtement posé sur la partie portante constituant ainsi le sol fini,
- le plafond (enduit plâtre, enduit ciment, ...).

Les principales fonctions d'un plancher sont :

- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation (variables et accidentelles) pour les transmettre aux éléments porteurs que sont les murs et les poteaux.
- Transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement vertical.
- Posséder un poids modeste pour réduire au maximum la charge permanente.
- Assurer une bonne isolation phonique.
- Offrir une surface praticable pour des revêtements.
- Protéger contre l'humidité.
- Résister au feu.
- Protéger contre l'effraction.
- Permettre la distribution de fluides, particulièrement l'électricité.
- Conserver dans le temps ses qualités physiques, mécaniques, acoustiques, son aspect et sa planéité.
- Pouvoir être construit facilement pour ne pas retarder la réalisation de l'ensemble de l'ouvrage.
- Et, bien sûr, être économique, ce qui implique qu'on utilise intelligemment les caractéristiques des matériaux.

4.1.1 Plancher à corps creux

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16 x 20 x 55) cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur (Fig.4.1 et Fig.4.2).

L'étude du plancher à corps creux est basée sur le dimensionnement des poutrelles et la dalle de compression.

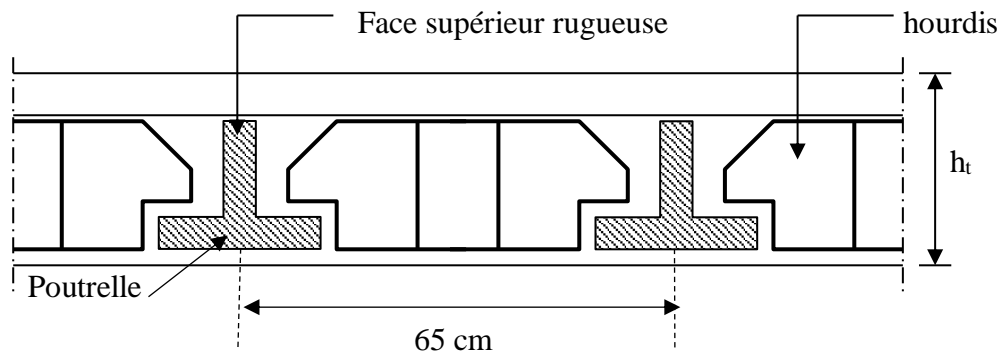


Figure 4.1 : Plancher à corps creux

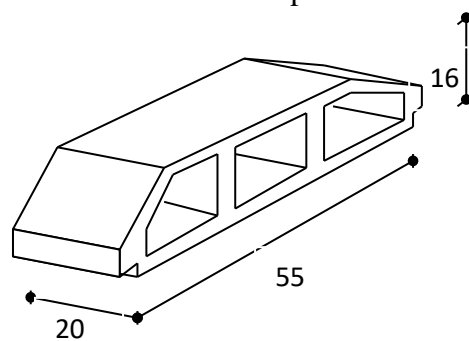


Figure 4.2 : Corps creux

4.1.1.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue encastrée aux poutres, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Selon le règlement BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1^{ère} condition : $Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$
- 2^{ème} condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- 3^{ème} condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité « $I = \text{constante}$ ».
- 4^{ème} condition : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable à terme du béton.

La figure ci-dessous représente le schéma de calcul d'une poutre simplement appuyée.

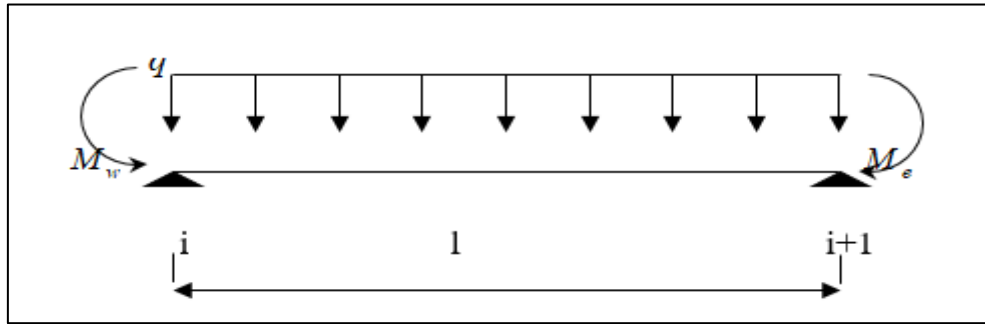


Figure 4.3 : Schéma de calcul d'une poutrelle simplement appuyée

D'après les règles de BAEL 91 révisées 99, les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$
- $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Dans une travée de rive

Avec,

α : rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

b. Evaluation des charges

Charge permanente de la dalle à corps creux du niveau terrasse $\rightarrow G = 6.07 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation d'un terrasse inaccessible $\rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$

La combinaison des charges se fait à l'état limite ultime (ELU) et à l'état de service (ELS) sur une bande de 65 cm (longueur entre poutrelle).

À l'ELU :

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 [(6.07) + 1.5 (1)] 0.65 = 6.30 \text{ kN/ml}$$

À l'ELS :

$$Q_s = (G+Q) \times 0.65$$

$$Q_s = (6.07+1) \times 0.65 = 4.59 \text{ kN/m}$$

c. Evaluations des sollicitations

L'étude de la poutrelle est assimilée à une poutre encastree sur deux appuis. On choisit la poutrelle la plus longue dans les deux blocs. Cette dernière a une longueur « L » égale à 3.8m. (Fig.4.4).

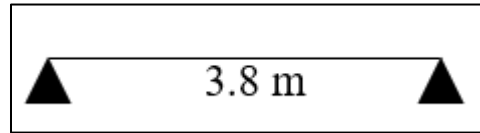


Figure 4.4 : Modèle de calcul d'une poutrelle

L'évaluation des sollicitations s'effectue selon la méthode forfaitaire si les conditions de la méthode sont vérifiées :

1ère condition : $Q \leq \min(2G; 5 \text{ kN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \min(12.14; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Plancher étage courant :

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(9.54; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Vérifiée

2^{ème} condition : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$

Avec ;

L_i : longueur de travée i

L_{i+1} : longueur de travée i+1

$0.8 \leq \frac{3.8}{3.4} = 1.11 \leq 1.25 \rightarrow$ Vérifiée

$0.8 \leq \frac{3.4}{3.6} = 0.94 \leq 1.25 \rightarrow$ Vérifiée

3^{ème} condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité « I = constante ». \rightarrow Vérifiée

4^{ème} condition : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable à terme du béton.

Toutes les conditions sont vérifiées, par conséquent, le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

1) Moments isostatiques

À l'ELU : $M_0^u = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{6.3 \times 3.8^2}{8} = 11.37 \text{ kN.m}$

À l'ELS : $M_0^s = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{4.59 \times 3.8^2}{8} = 8.28 \text{ kN.m}$

2) Moments sur appuis

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il est nécessaire de disposer sur cet appui des armatures supérieures pour équilibrer un moment compris entre $0.15M_0 \text{ kN.m}$ et $0.2M_0 \text{ kN.m}$. Soit :

- À l'ELU : $M_a^u = 0.2 M_0^u = 2.27 \text{ kN.m}$

- À l'ELS : $M_a^s = 0.2 M_0^s = 1.65 \text{ kN.m}$

3) Moments en travée

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

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Dans une travée de rive

Avec ;

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.149$

À l'ELU :

$$M_w = M_e = M_a^u = 2.27 \text{ kN.m}$$

$$M_t^u : \max \begin{cases} 1.05 (11.37) - (4.54) / 2 = 9.67 \text{ kN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.141) \times 11.37 / 2 = 7.06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(\max)} = \mathbf{9.67 \text{ kN.m}}$$

À l'ELS :

$$M_w = M_e = M_a^s = 1.65 \text{ kN.m}$$

$$M_t^s : \max \begin{cases} (1.05 \times 8.28) - (3.3 / 2) = 7.044 \text{ kN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.149) \times 8.28 / 2 = 5.15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Résumé

Moment maximal en travée à l'ELU : $M_{t(\max)}^u = \mathbf{9.67 \text{ kN.m}}$

Moment maximal en travée à l'ELS : $M_{t(\max)}^s = \mathbf{7.044 \text{ kN.m}}$

Moment maximal en appui à l'ELU : $M_{a(\max)}^u = \mathbf{2.27 \text{ kN.m}}$

Moment maximal en appui à l'ELS : $M_{a(\max)}^s = \mathbf{1.65 \text{ kN.m}}$

d. Calcul des armatures longitudinales

La section de la poutrelle a une forme en T. Pour cette raison, le ferrailage se fait, soit avec une section en T, soit une section rectangulaire. Pour le savoir, on doit calculer le moment de la table de compression :

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Où,

b : largeur de la section

$$b = 65 \text{ cm}$$

h_0 : hauteur de la dalle de compression

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

d : hauteur utile

$$d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$$

Si :

$M_{\text{tab}} \geq M_{t(\max)} \rightarrow$ La section en T est calculée comme une section rectangulaire.

$M_{\text{tab}} \leq M_{t(\max)} \rightarrow$ Le calcul se fait comme une section en T.

On a :

$$M_{\text{tab}} = 0,65 \times 0,05 \times 14,16 \times (0,18 - 0,025) \times 10^3 = 71.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{tab}} = 71.38 \text{ kN.m} \geq M_{t(\max)} = 9.67 \text{ kN.m}$$

\rightarrow L'axe neutre se trouve dans la table de compression. Par conséquent, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de dimension (Fig.4.5) :

$$b_0 \times h = (10 \times 21) \text{ cm}^2$$

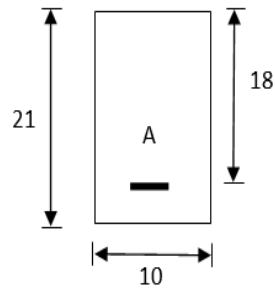


Figure 4.5 : Section de calcul d'une poutrelle

e. Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage des poutrelles se fait en flexion simple à partir des formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si :

$\mu < \mu_{lim}$ → Section économique pas d'armature comprimée → $A' = 0$

$\mu > \mu_{lim}$ → Section n'est pas économique → calcul des armatures de compression

Avec ;

$$\mu_{lim} = 0.8 \alpha_{lim} (1 - 0.4 \alpha_{lim})$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{\varepsilon_{es} + 3.5 \times 10^{-3}}$$

ε_{es} : déformation de l'acier

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{348}{2 \times 10^5}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{348}{2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

Donc :

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{1.74 \times 10^{-3} + 3.5 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\alpha_{lim} = 0.668$$

$$\mu_{lim} = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{lim} = 0.392$$

- Cas d'une section économique : $\mu < \mu_{lim} = 0.392$

La section des armatures longitudinales tendue est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Avec,

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

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

- Cas où la section n'est pas économique : $\mu > \mu_{lim} = 0.392$

La section d'armature comprimée est :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348(d-c)}$$

La section d'armature tendue est :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

Avec,

c : distance d'enrobage $\rightarrow c = 3\text{cm}$

- Condition de non fragilité :

Selon le BAEL 91, la section des armatures minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec,

f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28 jour $\rightarrow f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier haute adhérence $\rightarrow f_e = 400\text{ MPa}$

Donc :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Armatures longitudinales de la poutrelle

Poutrelle	Appui	Travée
M (kN.m)	2.27	9.67
μ	0.049	0.032
α	0.063	0.041
Z	0.175	0.177
A_{min} (cm ²)	0.22	1.40
A_s (cm ²)	0.37	1.40
$A_{adoptée}$ (cm ²)	1 HA12	3 HA12
	1.13	3.39
A' (cm ²)	Section économique	Section économique

f. Vérification à l'E.L.S

Selon le BAEL 91, on doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Où,

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- En travée

$$\alpha = 0,032$$

$$\gamma = \frac{9.67}{7.044} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.436$$

$\alpha = 0,032 < 0,436 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Sur Appui

$$\alpha = 0,064$$

$$\gamma = \frac{2.27}{1.65} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.436$$

$\alpha = 0.064 < 0.435 \rightarrow$ Condition vérifiée

g. Ancrage des barres

D'après le BAEL art (A.6.2.2), la longueur d'ancrage ou longueur scellement L_s , est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \emptyset \times (f_e / 4 \tau_u)$$

On peut aussi déterminer cette longueur en utilisant des valeurs forfaitaires données par le BAEL 91.

On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

h. Armatures transversales

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Où,

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangentielle admissible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

τ_u : contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec,

T_u : effort tranchant maximal donnée par la formule forfaitaire suivante :

$$T_u = \max(T_w; T_e)$$

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré

$$T_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

On a :

$$M_e = M_w$$

$$T_u = \frac{ql}{2} \rightarrow T_u = \frac{6.30 \times 3.8}{2} = 11.97 \text{ kN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{11.97 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.102 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.102 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Section d'armatures transversales

Le choix de la section d'armatures transversale dépend du son diamètre minimal. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_1\right) \rightarrow \min\left(\frac{210}{35}; \frac{65}{10}; 12\right) = 6 \text{ mm}$$

Avec ;

h : hauteur de la dalle à corps creux en (mm)

b₀ : distance entre deux poutrelles en (cm)

∅₁ : diamètre des armatures longitudinales en (mm)

On adopte donc un cadre de diamètre 8 mm. Cela donne :

$$A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales

La condition de l'espacement est donnée par la relation suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte un espacement égal à :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

i. Condition de flèche

On doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{3.8}{f_e}$$

Où,

h : hauteur de dalle

$$h = 21 \text{ cm}$$

L : longueur de la poutrelle

$$L = 380 \text{ cm}$$

M_t : moment ultime en travée

$$M_t = 9.67 \text{ kN.m}$$

M₀ : moment isostatique

$$M_0 = 11.37 \text{ kN.m}$$

A_s : section d'armature tendue en travée

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\frac{h}{L} = 0.0552 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0552 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.0532 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0019 \geq \frac{3.8}{f_e} = 0.0095 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de la flèche est vérifiée, par conséquent le calcul de la flèche est inutile.

Le schéma de ferrailage de la poutrelle se fait par le logiciel AutoCAD (Fig.4.6).

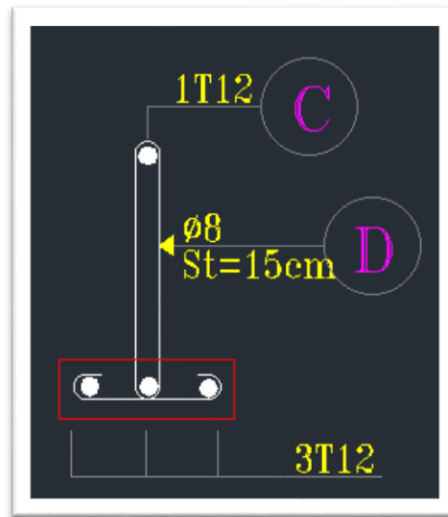


Figure 4.6 : Schéma de ferrailage de la poutrelle sur appui et en travée

4.1.1.2 Etude de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise un quadrillage où les dimensions des mailles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égal à 33 cm

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section des armatures est :

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_1 = 4L_1/f_e = 0.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 4\text{Ø}6 = 1.131 \text{ cm}^2$$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_2 = A_1/2 = 0.567 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 4\text{Ø}6 = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = 65/4 = 16.25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow 4\text{Ø}6 (15 \times 15) \text{ cm}$$

La figure suivante représente le schéma du ferrailage de la dalle de compression (Fig.4.7).

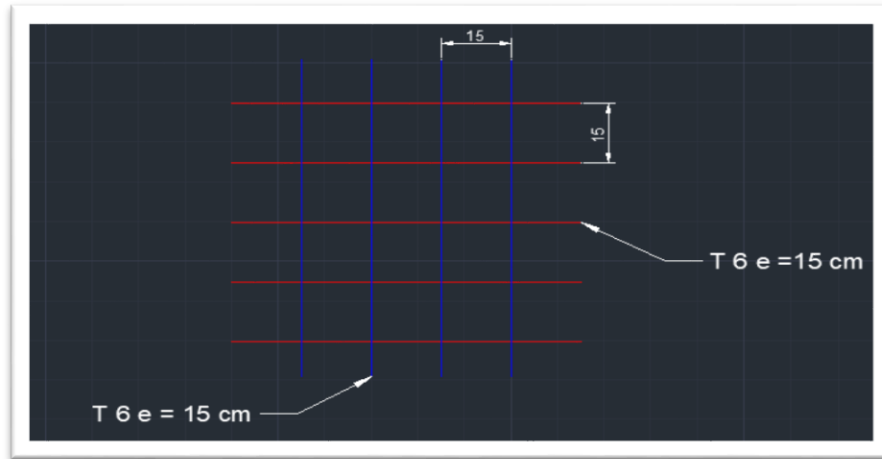


Figure 4.7 : Ferrailage de la dalle de compression

4.1.2 Etude de la dalle pleine du niveau rez de chaussée (RDC)

Une dalle est une plaque portant dans les deux directions (appuyée sur son pourtour). Ce type de planchers est le plus couramment utilisé dans les bâtiments industriels ou d'habitation (Fig.4.8).

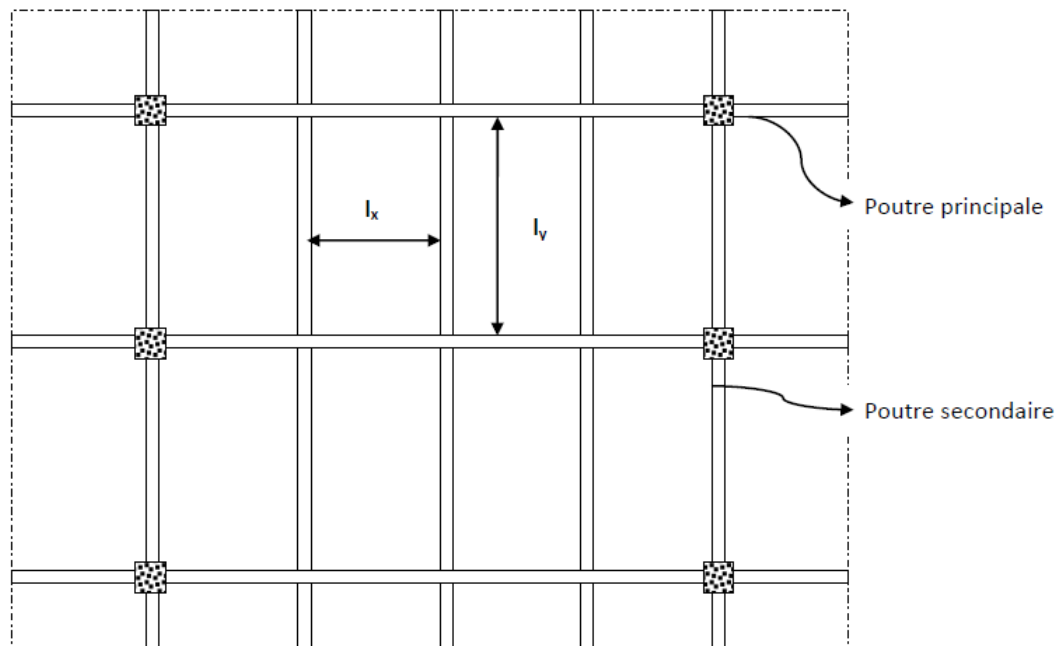


Figure 4.8 : Plancher avec dalle, poutres secondaires et poutres principales

Par convention, on désigne par « l_x » la petite portée, et l_x et l_y sont mesurés entre nus des appuis.

4.1.2.1 Evaluation des charges

Les dimensions du panneau dalle le plus sollicité sont :

$$L_x = 3.1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.2 \text{ m}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 13.02 \text{ m}^2$$

Il est soumis aux charges uniformément réparties suivantes :

$$\text{Charge permanente : } G = 5.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

- Etat limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 5 = 14.99 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 14.99 \times 13.02 = 194.12 \text{ kN}$$

- Etat limite de service

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5.55 + 5 = 10.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = 10.55 \times 13.02 = 136.62 \text{ kN}$$

4.1.2.2 Evaluation des sollicitations

L'évaluation des moments maximaux se fait par les abaques de Pigeaud, cette méthode a publié dans les annales des Ponts et Chaussées (janvier-février 1921).

Les abaques de Pigeaud permettant de déterminer les moments maximaux suivant la petite et la grande portée pour les plaques rectangulaires simplement appuyées sur leur pourtour, soumises aux charges suivantes : charge uniformément répartie sur la surface de la plaque, charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque.

- Moment isostatique

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times L_x^2$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}}$$

Avec,

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de α pour 2 cas (Tab. 4.2) :

α : élancement de la dalle = L_x/L_y

ν : coefficient de Poisson = $\begin{cases} 0 \rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ 0,2 \rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré)} \end{cases}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : $\mu = f(\alpha)$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.110	-	0.112	0.293
0.45	0.102	-	0.105	0.333
0.50	0.095	-	0.098	0.373
0.55	0.88	-	0.092	0.420
0.60	0.81	0.305	0.086	0.476
0.65	0.745	0.369	0.080	0.530
0.70	0.068	0.436	0.074	0.585
0.75	0.062	0.509	0.0685	0.643
0.80	0.056	0.595	0.036	0.710
0.85	0.051	0.685	0.058	0.778
0.90	0.046	0.778	0.053	0.846
0.95	0.041	0.887	0.043	0.923
1	0.037	1	0.044	1

- Moments ultimes maximaux

Pour calculer les moments ultimes maximaux on doit multiplier les moments isostatiques par des coefficients forfaitaires (abaques de Pigeaud).

Les coefficients forfaitaires pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) sont donnés selon le sens x-x et y-y comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Sens de la petite portée x-x} & \begin{cases} \text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ \text{Sur appui de rive : } M_{ax, \text{extrême}} = -0,3 M_{0x} \\ \text{Sur appui continu : } M_{ax, \text{continu}} = -0,5 M_{0x} \end{cases} \\ \text{Sens de la grande portée y-y} & \begin{cases} \text{En travée : } M_{ty} = 0,85 M_{0y} \\ \text{Sur appui de rive : } M_{ay, \text{extrême}} = -0,3 M_{0x} \\ \text{Sur appui continu : } M_{ay, \text{continu}} = -0,5 M_{0x} \end{cases} \end{aligned}$$

Les résultats du calcul figurent dans le tableau suivant (Tab.4.3) :

Tableau 4.3 : Sollicitations maximales de la dalle pleine du bloc A

Moments (kN/m)	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u (rive)	M_{ax}^{ser} (rive)	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u (rive)	M_{ay}^{ser} (rive)
(1)	6.39	4.73	-2.26	-1.67	5.67	4.36	-2.26	-1.67
Moments (kN/m) (Appui continu)	M_{ax}^u		M_{ax}^{ser}		M_{ay}^u		M_{ay}^{ser}	
(1)	-3.76		-2.78		-3.76		-2.78	

4.1.2.3 Calcul des armatures longitudinales

a. En travée suivant x-x

Si on utilise des barres Ø12 pour le ferrailage, la hauteur utile h_x sera :

$$h_x = 15 - 1,5 - 0,6 = 12,9 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

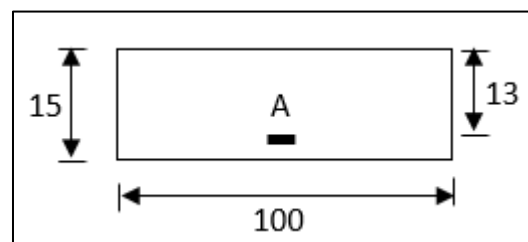


Figure 4.9a : Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens x-x

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,39 \times 0,001}{14,16 \times 1 \times 0,13^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

- Détermination des armatures tendues :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6,39 \times 0,001}{348 \times 0,986 \times 0,13} = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 13 = 1.56 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{\text{sx}} = 1.43 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA12/m} \rightarrow A_{\text{sx}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$(4 \text{ } \varnothing 12 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec,

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

soit:

$$\alpha = 0.425$$

$$\gamma = \frac{6.39}{4.73} = 1.35$$

$$\frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\alpha = 0.00425 < 0.425 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Par conséquent, les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

b. En travée suivant y-y

Pour les armatures parallèles sens y-y on utilise des barres de diamètre $\varnothing 12$, La hauteur utile est égale à :

$$h_y = 15 - 1,5 - 1,2 - 0,6 = 11.7 \text{ cm} = d$$

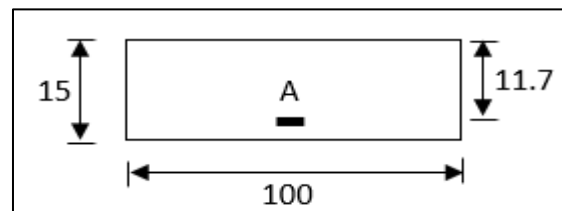


Figure 4.9b : Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens y-y

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.67 \times 0.001}{14.16 \times 1 \times 0.117^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.037$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

- Détermination des armatures tendues

$$A_{\text{sx}} = \frac{M_{\text{ty}}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5.67 \times 0.001}{348 \times 0.985 \times 0.117} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 11.7 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{\text{sy}} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{sy}} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA10/m}$$

Espacement :

$$(4 \text{ } \varnothing 10 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Donc :

$$\alpha = 0.037$$

$$\gamma = \frac{5.67}{4.36} = 1.30$$

$$\frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.40$$

$$\alpha = 0.037 < 0.40 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

c. Sur appui extrême

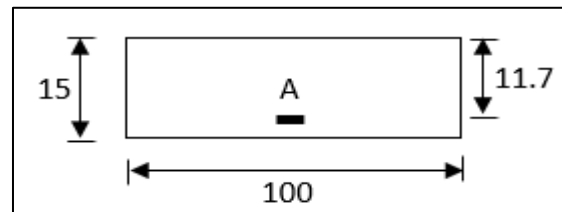


Figure 4.10 : Section du calcul d'une dalle pleine sur appui

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.26 \times 0.001}{14.16 \times 1 \times 0.117^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- Détermination des armatures tendues :

$$A_{\text{sa}} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2.26 \times 0.001}{348 \times 0.994 \times 0.117} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 11.7 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sa} = 0.56 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sa} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 4 \text{ HA8/m} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$(4 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Donc :

$$\alpha = 0.015$$

$$\gamma = \frac{2.26}{1.67} = 1.35$$

$$\frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\alpha = 0.015 < 0.425 \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s)

d. Sur appui continu

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.76 \times 0.001}{14.16 \times 1 \times 0.117^2} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

- Détermination des armatures tendue :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3.76 \times 0.001}{348 \times 0.990 \times 0.117} = 0.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 11.7 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sa} = 0.93 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sa} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 10/\text{m} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$(4 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

- Vérification à l'ELS

On doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Donc :

$$\alpha = 0.024$$

$$\gamma = \frac{3.76}{2.78} = 1.35$$

$$\frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\alpha = 0.024 < 0.425 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc, les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

e. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau}_u$$

Avec ;

$$\tau : \text{contrainte de cisaillement} \rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u : \text{effort tranchant} \rightarrow T_u = \frac{q}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$T_u = \frac{194.12}{(2 \times 3.7) + 3.5} = 17.80 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17.80}{1 \times 0.117} = 0.152 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u : \text{contrainte admissible de cisaillement} \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Pour le schéma du ferrailage de la dalle, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD (Fig. 4.11).

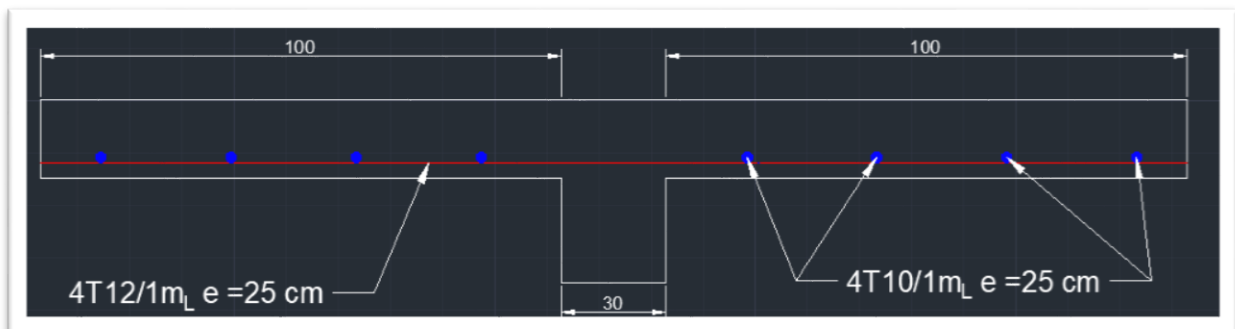


Figure 4.11 : Ferrailage de la dalle pleine du RDC (// à L_x)

4.1.3 Etude du plancher balcon

4.1.3.1 Introduction

Les balcons sont généralement des dalles pleines en béton armé considérées comme des plaques horizontales s'appuyant sur deux ou plusieurs appuis. Elles peuvent porter sur une ou deux directions. Leur épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Elle est comprise entre 8 et 15 cm.

Le balcon que nous allons étudier est encastéré en trois appuis avec une dalle pleine d'épaisseur de 15 cm. Le ferrailage de la dalle de ce dernier se fait en flexion simple.

4.1.3.2 Evaluation des charges

Charge permanente : $G = 5.73 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Le calcul se fait pour une bande de 100 cm de largeur.

- À l'E.L.U :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 12.98 \text{ kN/m}^2 = 12.98 \text{ kN/m}$$

- À l'E.L.S :

$$N_s = G + Q = 9.23 \text{ kN/m}^2 = 9.23 \text{ kN/m}$$

4.1.3.3 Evaluation des sollicitations

La dalle concernée (encastérée sur 3 appuis) est soumise à des charges uniformément réparties.

Ses dimensions sont :

Epaisseur de la dalle : $e = 15 \text{ cm}$

Petite portée : $L_x = 120 \text{ cm}$

Grande portée : $L_y = 760 \text{ cm}$

Section du balcon : $S = 9.12 \text{ m}^2$

Pour le calcul des moments, nous avons utilisé le logiciel ROBOT. Pour une bande de 100 cm, on a :

- Moment à l'ELU : $M_u = 20 \text{ kN.m}$

- Moment à l'ELS : $M_s = 14.38 \text{ kN.m}$

4.1.3.4 Calcul des armatures longitudinales et vérification à l'ELS

Si on utilise des barres $\varnothing 12$ pour le ferrailage, la hauteur utile h_x est (Fig.4.12) :

$$h_x = 15 - 1,5 - 0,6 = 12.9 \text{ cm} \approx 12.5 \text{ cm} = d$$

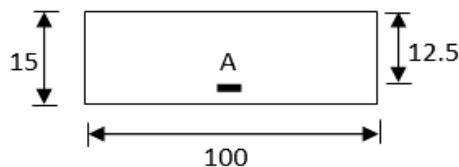


Figure 4.12 : Section de calcul du balcon

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide des formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ Section économique, pas besoin d'armature de compression

$\mu > \mu_{lim} \rightarrow$ Section pas économique, besoin d'armature de compression

Pour des FeE400 $\rightarrow \mu_{lim} = 0.392$

- Détermination des armatures

Si $\mu < \mu_{lim} = 0.392$ (section économique), donc :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Où,

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

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

Si $\mu > \mu_{lim} = 0.392$ (pas économique), on a :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348(d-c)} \rightarrow \text{Section d'armatures comprimées}$$

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651} \rightarrow \text{Section d'armatures tendues}$$

- Condition de non fragilité

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

- Armatures de répartition

La section des armatures de répartition est donnée par l'expression :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

Où,

A_t : section des armatures longitudinales parallèles à la petite portée

- Espacements

La condition de l'espacement est :

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS

Il vérifier l'inégalité suivante :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Si cette condition est vérifiée, pas besoin de vérifier la contrainte de traction σ_s et le calcul à l'ELU sont retenus.

Le ferrailage obtenu est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau 4.4 : Ferrailage du balcon

M (kN.m)	20
μ	0.090
α	0.118
β	0.953
A_{\min} (cm²)	1.5
A_t(cm²)	5.1
A_t (adoptée)	6 HA 12
	6.78
A'(cm²)	Section économique
Armatures de répartition	1.69 cm ²
	6 HA8
	3.014 cm ²
Espacement	15 cm

Les résultats de la vérification à l'ELS figurent dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Vérification à l'ELS du ferrailage du balcon

M_{ser} (kN.m)	14.38
α	0.118
$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	1.39
$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0.445
Vérification	Condition vérifiée

La condition de calcul à l'ELS est vérifiée donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

4.1.3.6 Armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

L'effort tranchant obtenu au moyen du logiciel ROBOT est égal à :

$$V_u = 15.58 \text{ kN}$$

Les résultats de vérification sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6 : Vérification de l'effort tranchant du balcon

V_u(kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
15.58	0.1	3.33	CV

La condition de l'effort tranchant est vérifiée. Il n'est donc pas nécessaire d'ajouter des armatures transversales.

La figure qui suit représente le schéma du ferrailage de la dalle pleine du balcon.

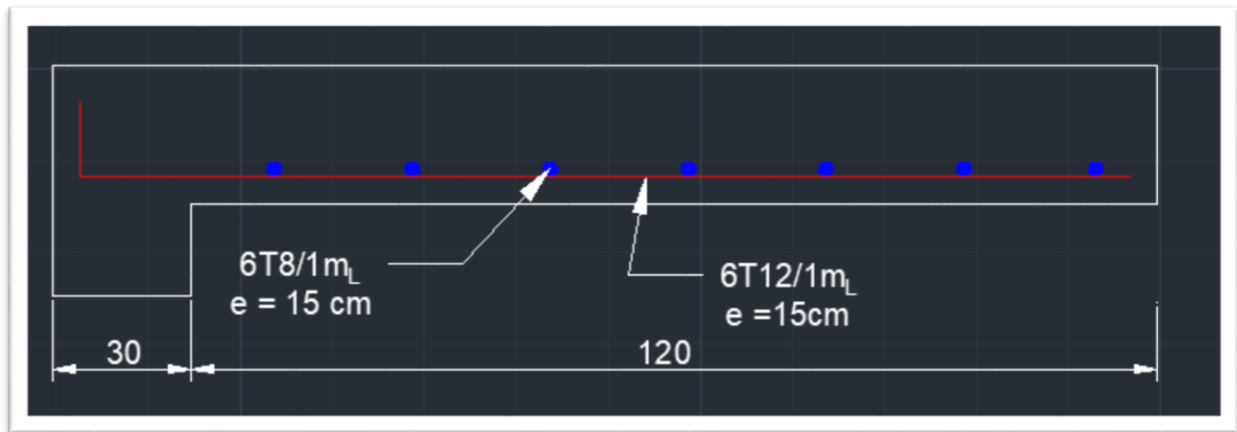


Figure 4.13 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine du balcon (coupe parallèle à L_x)

4.2 Etudes des escaliers

4.2.1 Introduction

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est réalisé en béton armé coulé sur place. Il comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse).

4.2.2 Caractéristiques géométriques des escaliers

Les principales caractéristiques des escaliers sont (Fig.4.14) :

H : hauteur totale de l'étage

$$H = 3.06 \text{ m}$$

h : hauteur de la marche

$$h = 17 \text{ cm}$$

n : nombre des marches

$$n = 18$$

n_v : nombre des volées

$$n_v = 2$$

Nombre des marches de volée = 8

g : giron de volée

$$g = 30 \text{ cm}$$

d_p : palier de départ = 60 cm

$$d_p = 60 \text{ cm}$$

d_r : palier de repos

$$d_r = 150 \text{ cm}$$

α : pente de volée

$$\alpha = 30^\circ$$

Le schéma ci-dessous représente les éléments d'un escalier :

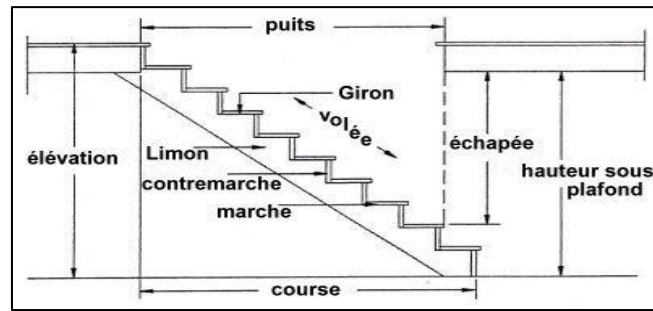


Figure 4.14 : Éléments d'un escalier

4.2.2.1 Evaluation des charges

- Charge et surcharge de la paillasse (Tab.4.7) :

$$G_{\text{paillasse}} = \gamma_b \times z = 25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$$

Où,

e : épaisseur de la paillasse

α : pente de l'escalier

Tableau 4.7 : Charge et surcharge de la paillasse d'un niveau courant

N°	Couche	Épaisseur (cm)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Poids propre de la marche	$17/2 = 8.5$	22	1.87
4	Poids de la paillasse	19.62	25	4.90
5	Carde corps	1	9	0.9
6	Enduit en plâtre	$1/\cos 30$	10	0.115
			G	8.6
			Q	2.5

- Charge du palier :

La charge du palier est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 : Charge permanente de palier d'un niveau courant

N°	Couche	épaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Poids propre de la paillasse	17	25	4.25
5	Enduit en plâtre	1	10	0.12
			G	5.17kN/m ₂

a. Combinaisons des charges

À l'ELU

- Paillasse : $Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow Q_u = 15.36 \text{ kN/m}^2$
- Palier : $Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow Q_u = 10.73 \text{ kN/m}^2$

À l'ELS

- Paillasse : $Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 11.1 \text{ kN/m}^2$
- Palier : $Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 7.67 \text{ kN/m}^2$

La figure suivante représente le schéma de calcul de l'escalier d'un niveau courant.

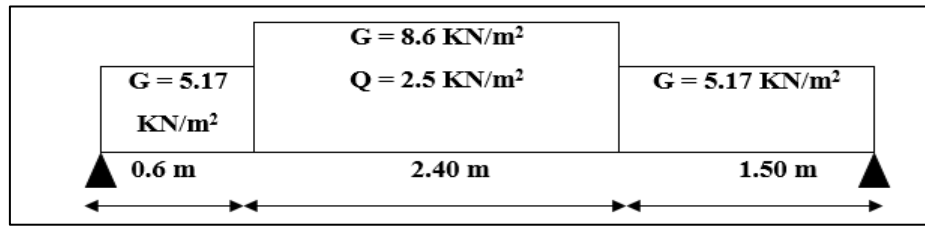


Figure 4.15 : Modèle de calcul de l'escalier d'un niveau courant

b. Charge équivalente uniforme

- Charge équivalente à l'ELS :

$$Q_{s,\text{équi}} = \frac{\sum L_i \times Q_i^s}{\sum L_i} = \frac{2.4 \times 11.1 + 7.67 \times 2.1}{2.4 + 0.6 + 1.5} = 9.50 \text{ kN/m}$$

- Charge équivalente à l'ELU :

$$Q_{u,\text{équi}} = \frac{\sum L_i \times Q_i^u}{\sum L_i} = \frac{2.4 \times 15.36 + 10.73 \times 2.1}{2.4 + 0.6 + 1.5} = 13.20 \text{ kN/m}$$

4.2.2.2 Evaluation des sollicitations

Pour l'évaluation des sollicitations pour un escalier, nous avons utilisé la méthode forfaitaire.

a. À l'ELU

- Moment statique M_0 :

$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{13.20 \times 4.5^2}{8} = 33.41 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis M_a :

$$M_a = 0,2M_0 = 6.68 \text{ kN/m}$$

- Moments en travée :

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

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

Avec,

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{G+Q}{Q} = \frac{18.94+2.5}{2.5} = 8.58 \rightarrow \alpha = 0.116$$

$$M_w = M_e = M_a = 6.68 \text{ kN/m}$$

Il vient :

$$M_t = \max \begin{cases} 1.05 (33.41) - (6.68+6.68)/2 = 28.40 \text{ kN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.116) \times 33.41/2 = 20.61 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment en travée à l'ELU est :

$$M_t = 28.40 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

L'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$T_u = \pm 2 \times \frac{M_a + M_t}{a}$$

Avec,

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 4.5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.68 + 28.40}{6.68 + 28.40}}} = 2.25$$

Où,

L : longueur de l'escalier

$$L = 4.5 \text{ m}$$

$$M_w = M_e = M_a = 6.68 \text{ kN/m}$$

$$M_t = 28.40 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$T_u = 2 \times \frac{6.68 + 28.40}{2.25} = \pm 31.18 \text{ kN}$$

L'effort tranchant en travée à l'ELU est :

$$T_u = \pm 31.18 \text{ kN}$$

b. À l'ELS

On a :

- Moment sur appui :

$$M_a^s = M_t^u \times \frac{Q_s}{Q_u}$$

- Moment en travée :

$$M_t^s = M_t^u \times \frac{Q_s}{Q_u}$$

Avec,

Q_s : charge à l'ELS

$$Q_s = 9.50 \text{ kN.m}$$

Q_u : charge à l'ELU

$$Q_u = 13.20 \text{ kN.m}$$

On obtient donc :

$$\text{Moment sur appui à l'ELS} \rightarrow M_a^s = 6.68 \times 0.72 = 4.80 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée à l'ELS} \rightarrow M_t^s = 28.40 \times 0.72 = 20.45 \text{ kN.m}$$

4.2.2.3 Calcul des armatures longitudinales et vérification à l'ELS

a. En travée

Le ferrailage de l'escalier se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de dimensions :

$$h = 17 \text{ cm (hauteur de la paillasse)}$$

$$b = 140 \text{ cm (largeur de la paillasse)}$$

$$d = 15 \text{ cm (hauteur utile)}$$

- Vérification des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.39 \times 0.001}{14.16 \times 1.4 \times 0.15^2} = 0.026$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ Section économique pas d'armature comprimé

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.082$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

- Détermination des armatures longitudinales tendues en travée :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28.40 \times 0.001}{348 \times 0.967 \times 0.15} = 5.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section d'armatures minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 140 \times 15 = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5.63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5.63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5HA14/m ($A_s = 7.7 \text{ cm}^2$)

Espacement : $S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 140/5 = 28 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

- Armatures de répartition :

La section d'armature de répartition est donnée par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 8 \rightarrow A_{\text{rep}} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 28 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

- Vérification à l'ELS en travée :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{28.40}{20.45} = 1.39$$

Donc :

$$\alpha = 0.0082 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les armatures calculées à E.L.U sont maintenues, aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

b. Sur appui

- Vérification des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.68 \times 0.001}{14.16 \times 1.4 \times 0.15^2} = 0.015$$

On a :

$\mu < 0.392 \rightarrow$ Section économique, pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0188$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

- Détermination des armatures longitudinales tendues sur appui :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6.68 \times 0.001}{348 \times 0.992 \times 0.15} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section d'armatures minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 140 \times 15 = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.52 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6HA8/m $\rightarrow A_s = 3.01 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont données par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.01}{4} = 0.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4HA8} \rightarrow A_{\text{rep}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 28\text{cm} \leq 33 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS sur appui :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{6.68}{4.80} = 1.39$$

Donc :

$$\alpha = 0.0188 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

La condition est vérifiée donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues, aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

4.2.2.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, on a donc :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec,

$\bar{\tau}$: contrainte admissible de cisaillement $\rightarrow \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{31.18}{1.4 \times 0.15} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pas besoin d'armatures transversales.

4.2.2.5 Condition de la flèche

Nous devons vérifier que les relations suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Où,

h : hauteur de paillasse $\rightarrow h = 17 \text{ cm}$

L : longueur de la volée $\rightarrow L = 450 \text{ cm}$

M_t : moment ultime en travée $\rightarrow M_t = 28.40 \text{ kN.m}$

M_0 : moment isostatique $\rightarrow M_0 = 33.40 \text{ kN.m}$

A_s : section d'armature tendue en travée $\rightarrow A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

Donc :

$$\frac{h}{L} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de la flèche n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire.

a. Evaluation de la flèche

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$f_i + f_v < f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Avec,

f_i : flèche instantanée donnée par la relation :

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

f_v : flèche différée

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

f_{adm} : flèche admissible

E_i : module de déformation longitudinale instantanée

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa} = 32164 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa} = 10818.86 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

- Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

Où :

y : position de l'axe neutre donnée par l'expression suivante :

$$\frac{y \times b_0}{2} + n \times A_s \times y \times A_s \times d = 0$$

n : coefficient d'équivalence $\rightarrow n = 15$

En remplaçant chaque terme par sa valeur respective, on obtient l'équation du deuxième degré suivante :

$$70 y^2 + 115.5 y - 1732.5 = 0$$

La résolution de cette équation résoudre l'équation, nous donne :

$$y = 4.21 \text{ cm}$$

Il vient :

$$I_0 = 1.69 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\lambda_i = 5.83 \text{ MPa} = 5.83 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2.33 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul μ_0 :

$$\mu_0 = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec,

σ_s : contrainte de traction donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_0} (d - y)$$

$$\sigma_s = 19.58 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\mu_0 = 1 - \frac{1.75 \times 2.1 \times 10^3}{4 \times 0.0036 \times 19.58 + 2.1 \times 10^3} = 0.25$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^{-4}}{1 + 5.83 \times 0.25} = 7.56 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^{-4}}{1 + 2.33 \times 0.25} = 1.17 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

En remplaçant toutes les variables calculées dans l'équation de la flèche, on trouve :

$$f_i = \frac{20.45 \times 4.5^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164 \times 7.56 \times 10^{-5}} = 0.17 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{20.45 \times 4.5^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818.86 \times 1.17 \times 10^{-5}} = 0.33 \text{ cm}$$

$$f = f_i + f_v = 0.50 \text{ cm}$$

On a :

$$f = 0.50 \text{ cm} < f_{adm} = 0.9 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition de la flèche vérifiée}$$

Le schéma du ferrailage des escaliers est réalisé à l'aide du logiciel AutoCAD (Fig.4.16).

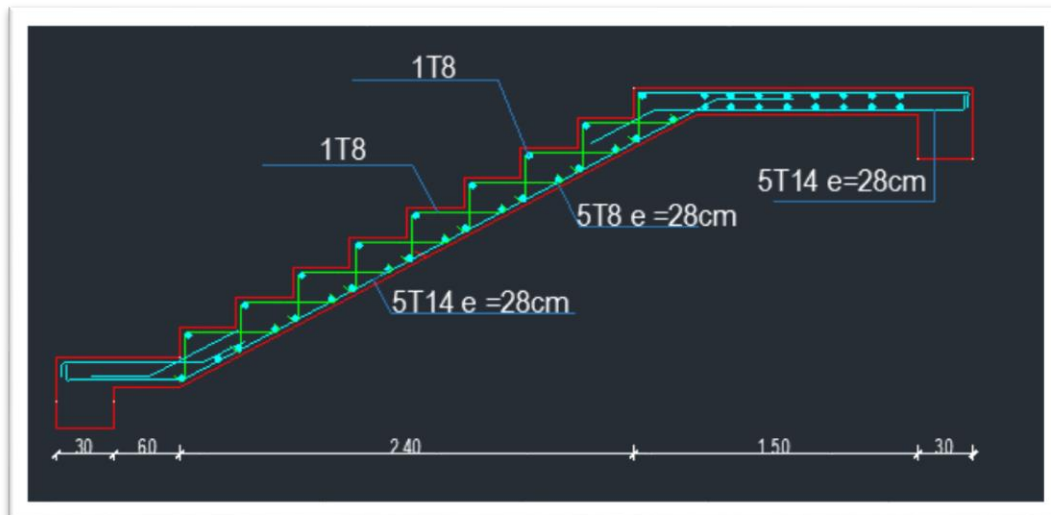


Figure 4.16 : Schéma du ferrailage des escaliers

4.3 Etude de l'acrotère

4.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, on peut l'assimiler à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse. Il a pour objectif l'étanchéité et la protection des personnes accédant à la terrasse (Fig.4.17).

L'acrotère est soumis à son poids propre G qui donne un effort normal N et à une surcharge Q (1kN/m) due à la poussée humaine. Celle-ci donne des efforts horizontaux créant un moment M au niveau de l'encastrement.

L'acrotère peut être calculé sous l'action du séisme. Dans ce cas, le calcul se fait en flexion composée avec une vérification à l'effort tranchant.

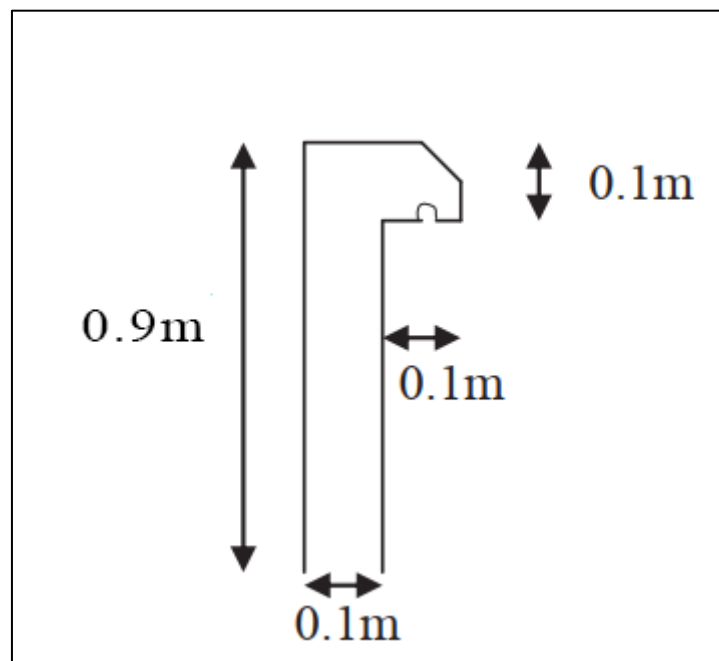


Figure 4.17 : Schéma de l'acrotère

4.3.2 Dimensionnement de l'acrotère

Compte tenu du rôle joué par les acrotères les charges auxquelles ils sont soumis, ils sont généralement ferrillés avec un pourcentage minimale exigé par le BAEL 91/99 et c'est exactement le ferrillage que nous avons obtenu après une étude détaillée qui figure à l'annexe 1.

Selon le BAEL 91/99 :

Les armatures longitudinales minimales sont données par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 8 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T8}$$

Avec un espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Les armatures de répartitions sont données par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{Ø6} \rightarrow A_{rep} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 27 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Le schéma du ferrillage de l'acrotère se fait à l'aide du logiciel AutoCAD (Fig.4.18).

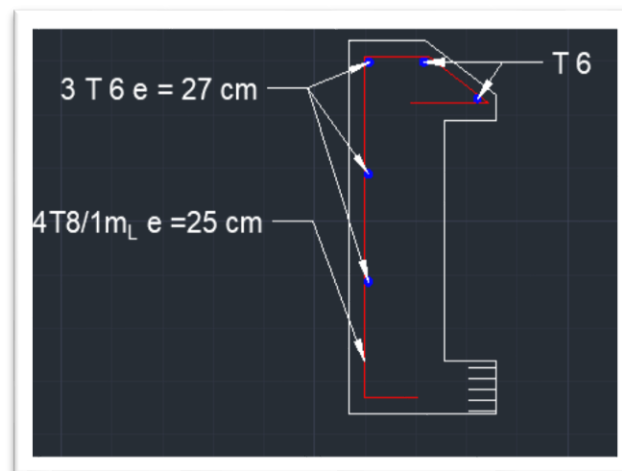


Figure 4.18 : Schéma du ferrillage de l'acrotère

4.4 Etude de l'ascenseur

4.4.1 Définition

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- La cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Le Treuil de levage de la poulie

- Le contre poids.

4.4.2 Dimensionnement de l'ascenseur

Le calcul de l'ascenseur et le ferrailage de la dalle d'ascenseur sont généralement donnés par un bureau d'étude spécialisé dans la réalisation et le montage de ces derniers. Dans ce qui suit, nous allons nous contenter de présenter les prescriptions règlementaires spécifiques aux dimensions de la cage d'ascenseur et de ses accessoires, en plus du ferrailage de la dalle de cette dernière.

La norme française NF-P82-209 répartit les ascenseurs en cinq classes. Par exemple, la classe I comprend les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes.

Quant à la norme NF-P82-208, elle s'intéresse particulièrement aux cabines à adopter selon la charge à transporter pour les immeubles d'habitation.

En ce qui concerne l'ascenseur de l'ouvrage étudié, nous avons choisi un ascenseur pouvant transporter 08 personnes. Pour ce type d'ascenseur, la charge maximale avoisine les 600 daN.

Les dimensions de l'ascenseur sont (Fig.4.20) :

- Largeur de la cabine : $L_C = 1.10$ m
- Profondeur de la cabine : $P_C = 1.40$ m
- Largeur de la gaine : $L_G = 1.50$ m
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1.70$ m
- Hauteur de la cabine : $H_C = 2.20$ m
- Largeur du passage libre : $L_P = 0.80$ m
- Hauteur du passage libre : $H_P = 2.00$ m
- Epaisseur de voile : $e = 15$ cm
- Dimensionnement de la dalle machine : $e_m = 15$ cm

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont choisies de sorte à assurer la protection contre le feu et le bruit. Pour cette raison, l'épaisseur de la dalle machine est prise égale à 15 cm.

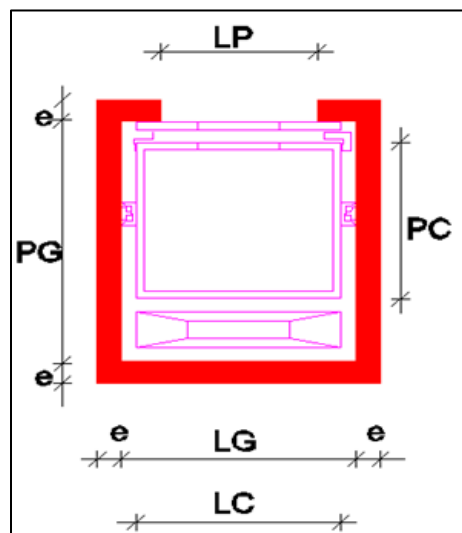


Figure 4.19 : Schéma de l'ascenseur

4.4.3 Evaluation des charges et surcharges

Pour 08 personnes, la surcharge de la cage d'ascenseur est prise égale à :

$$Q = 600 \text{ daN} = 6 \text{ kN}$$

Dans le tableau suivant sont mentionnées les charges et surcharges de la cage d'ascenseur.

Tableau 4.10 : Charge et surcharge de la cage d'ascenseur

Poids mort de la cage d'ascenseur	7.33 kN	
Masse du câble	0.33 kN	
Masse du contre poids	10.33 kN	
Treuil en haut + moteur	12.00 kN	
	G	29.98 kN
	Q	6 kN

Combinaisons des charges :

- Etat limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.98 + 1.5 \times 6 = 49.48 \text{ kN}$$

$$q_u = \mathbf{49.48 \text{ kN}}$$

Etat limite de service

$$q_{ser} = G + Q = 29.98 + 6 = 35.98 \text{ kN}$$

$$q_{ser} = \mathbf{35.98 \text{ kN}}$$

4.4.4 Vérification du poinçonnement

Conformément à l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91, la condition suivante doit être vérifiée :

$$q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$$

Avec,

q_a^u : charge ultime pour chaque appui

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 12.36 \text{ kN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 8.99 \text{ kN}$$

h : épaisseur de la dalle égal à 15 cm

$(a \times b)$: surface d'impact

$$(a \times b) = (10 \times 10) \text{ cm}^2$$

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen (Fig.4.21)

$$U_c = 2 \times [U+V]$$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2}$$

$$U = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2}$$

$$V = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}$$

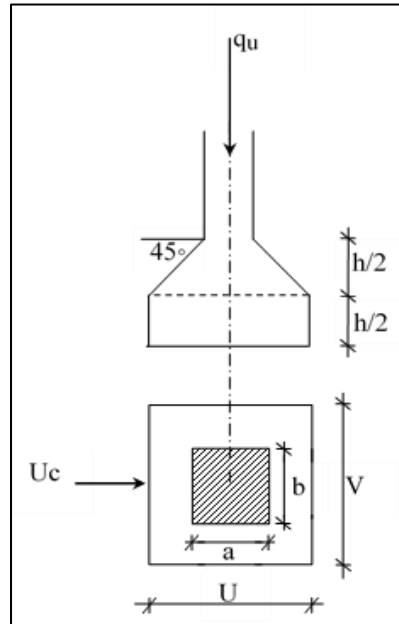


Figure 4.20 : Périmètre d’impact

Donc :

$$q_a^u = 12.36 \text{ kN} < \frac{0.045 \times 1 \times 25 \times 0.15}{1.5} = 112.50 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La dalle résiste au poinçonnement, par conséquent, il n’est pas nécessaire d’ajouter des armatures transversales.

4.4.5 Evaluation des sollicitations

L’évaluation des sollicitations est déterminée par le logiciel ROBOT. Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant :

Tableau 4.11 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	Sens x-x				Sens y-y			
	En travée		Sur appui		En travée		Sur appui	
Moments (kNm)	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
1	2.94	2.48	-1.96	-1.66	2.32	2.1	-1.55	-1.4

4.4.6 Calcul des armatures longitudinales et vérification à l’ELS

Le ferrailage se fait en flexion simple par les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$\mu < \mu_{lim}$: section économique par d’armature de compression.

$\mu > \mu_{lim}$: section n’est pas économique, besoin d’armature de compression

Pour FeE400 $\rightarrow \mu_{lim} = 0.392$

a. Détermination des armatures

Si $\mu < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ Section économique $\rightarrow A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$

Avec,

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

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

Si $\mu > \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ Section n'est pas économique $\rightarrow A'$ et A_s

- Section des armatures comprimées

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348(d-c)}$$

- Section des armatures tendues

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

b. Condition de non fragilité

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

c. Armatures de répartition

La section des armatures de répartition est donnée par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

Avec ;

A_t : section des armatures longitudinale sens de la petite portée.

d. Espacements

La condition de l'espacement est donnée par la relation suivante :

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm}$$

e. Application Numérique

- Ferrailage des armatures longitudinales suivant (x-x) (Fig.4.22) :

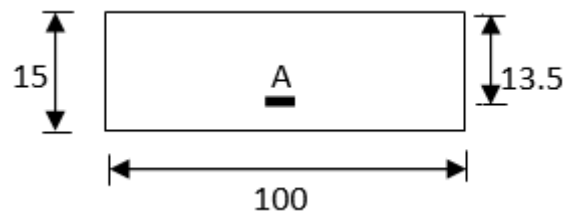


Figure 4.21 : Section du calcul de la dalle pleine d'ascenseur

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.12 : Ferrailage de la dalle plein d'ascenseur sens x-x

Éléments	Sur appui	En travée
M (kN.m)	1.96	2.94
μ	0.0076	0.0114
α	0.0095	0.0143
β	0.996	0.994
A_{\min} (cm ²)	1.56	1.56
A_t (cm ²)	0.41	0.63
$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	4 HA 2	4 HA12
	4.52	4.52
Armature comprimée : A' (cm ²)	Section économique	Section économique
Espacement S_t (cm)	25	25

- Ferrailage des armatures longitudinales sens y-y (Fig.4.23) :

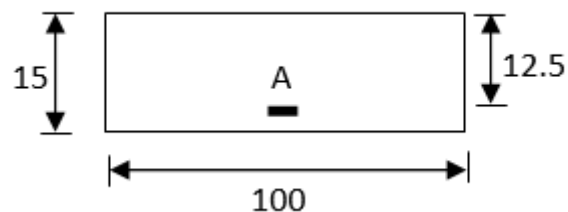


Figure 4.22 : Dimensions de la section rectangulaire

Les résultats du ferrailage est données dans le tableau suivant :

Tableau 4.13 : Ferrailage de la dalle plein d'ascenseur sens y-y

Éléments	Sur appui	En travée
M(N.m)	1.55	2.32
μ	0.007	0.010
α	0.0087	0.0125
β	0.996	0.995
A_{\min} (cm ²)	1.56	1.56
A_t (cm ²)	0.35	0.54
$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	4 HA10	4 HA10
	3.14	3.14
Armatures comprimée A' (cm ²)	Section économique	Section économique
Espacement (cm)	25	25

f. Verification à L'ELS

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Si la condition ci-dessus est vérifiée, pas besoin de vérifier la contrainte de traction σ_s et le calculé à l'ELU doit être maintenu.

Les résultats de vérification à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.14 : Vérification à l'ELS de dalle pleine d'ascenseur

M_{ser} (kN.m)	2.48
α	0.0143
$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	1.185
$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0.342
Vérification	Condition vérifiée

La condition est vérifiée donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

4.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

Comme précédemment, nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau}_u$$

Avec,

$\bar{\tau}_u$: contrainte admissible de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u : effort tranchant calculé par le logiciel ROBOT

$$T_u = 20.79 \text{ kN}$$

Donc,

$$\tau_u = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Le schéma du ferrailage de la dalle pleine de l'ascenseur se fait à l'aide du logiciel AutoCAD (Fig.4.24).



Figure 4.23 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine de d'ascenseur (coupe parallèle à L_x)

Chapitre 5 : Etude dynamique

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant se comporter convenablement face à de tels phénomènes pour minimiser au maximum les pertes en vie humaines. Pour répondre à de tels objectifs, il faut concevoir et calculer les ouvrages en respectant scrupuleusement la réglementation parasismique en vigueur.

5.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude est souvent assez complexe surtout si l'ouvrage présente des irrégularités en plan ou en élévation. Pour mener à bien cette étude, on fait appel à la modélisation pour simplifier l'analyse.

5.3 Résultantes sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

5.3.1 Calcul de la résultante sismique par la méthode statique équivalente

Lorsque la méthode statique équivalente s'applique, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (Annexe 2)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

5.3.1.1 Valeurs des facteurs de qualité

a. Bloc A

Suivant les deux directions, on a :

- Conditions minimales sur les files de contreventement

Le rapport des portées entre deux travées successives n'excède pas 1,5 (Fig.1.3). Cette condition est donc vérifiée.

- Redondance en plan :

Les files de contreventement doivent être disposées aussi symétrique que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Cette condition est vérifiée pour la plupart des files.

- Régularité en plan :

Cette condition est vérifiée.

- Régularité en élévation :
Pas de décrochement en élévation → Vérifié

- Contrôle de la qualité des matériaux
Pour le contrôle de la qualité des matériaux, on suppose que cette condition n'est pas vérifiée.

- Contrôle de la qualité de l'exécution :
Pour le contrôle de la qualité l'exécution, on suppose aussi que cette condition n'est pas vérifiée.

En tenant de toutes ces hypothèses, on obtient le facteur de qualité suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0.05 + 0,1$$

$$Q = 1.15$$

b. Bloc B

Suivant les deux directions, on a :

- Conditions minimales sur les files de contreventement

Le rapport des portées entre deux travées successives n'excède pas 1,5 (Fig.1.3). Cette condition est donc vérifiée.

- Redondance en plan :

Les files de contreventement doivent être disposées aussi symétrique que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Cette condition est vérifiée pour la plupart des files.

- Régularité en plan :
Cette condition est vérifiée.

- Régularité en élévation :
Pas de décrochement en élévation → Vérifié

- Contrôle de la qualité des matériaux
Pour le contrôle de la qualité des matériaux, on suppose que cette condition n'est pas vérifiée.

- Contrôle de la qualité de l'exécution :
Pour le contrôle de la qualité l'exécution, on suppose aussi que cette condition n'est pas vérifiée.

En tenant de toutes ces hypothèses, on obtient le facteur de qualité suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0.05 + 0,1$$

$$Q = 1.15$$

5.3.1.2 Valeurs des coefficients de comportement.

La classification des structures en béton armé contreventé par des voiles est représentée par la figure suivante :

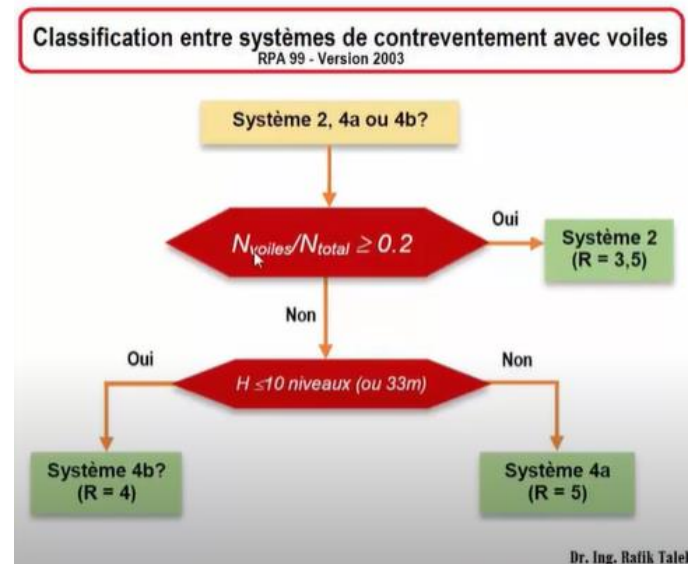


Figure 5.1 : Classification entre systèmes de contreventement avec voiles

Il faut calculer le rapport entre l'effort repris par tous les voiles et l'effort total pour vérifier si ce dernier ne dépasse pas les 20%. Les efforts normaux sont déterminés à l'aide du logiciel ROBOT. Les valeurs obtenues se trouvent dans les tableaux suivants.

Tableau 5.1 : Efforts normaux repris par les voiles et les poteaux du bloc A

Bloc A	Voiles de contreventement	Poteaux
Étage	Effort normal (N)	Effort normal (N)
1	-5819,49	-7854,41
2	-5084,41	-6828,14
3	-4931,17	-5564,95
4	-4406,27	-4757,55
5	-3790,34	-4041,18
6	-3166,52	-3332,7
7	-2668,36	-2513,57
8	-2045,88	-1848,79
9	-1375,17	-1232,24
10	-696,89	-625,13
Total	-33984,5	-38598,66

$$\frac{N_{\text{voile}}}{N_{\text{totale}}} = \frac{-33984,5}{-33984,5 - 38598,66} = 0,47 > 0,20$$

Tableau 5.2 : Efforts normaux repris par les voiles et les poteaux du bloc B.

Bloc B	Voiles de contreventement	Poteaux
Étage	Effort normal (N)	Effort normal (N)
1	-8095,32	-20911,01
2	-7158,2	-18283,9
3	-6761,31	-15684,49
4	-6062,2	-13472,6
5	-5179,28	-11444,98
6	-4287,34	-9426,38
7	-3891,46	-6973,77
8	-3068,99	-5089,86
9	-2051,01	-3401,47
10	-1010,54	-1741,1
Total	-47565,65	-106429,56

$$\frac{N_{\text{voile}}}{N_{\text{totale}}} = \frac{-47565,65}{-47565,65 - 106429,56} = 0.31 > 0.20$$

D'après ces résultats, on en déduit que les deux blocs ont un comportement appartenant au système 2 selon le RPA99/2003. Dans ce système de contreventement, les forces sismiques sont exclusivement reprises par des voiles porteurs en béton armé sans la contribution des portiques. Aussi, le coefficient de comportement à prendre en compte dans nos calculs est : **R = 3,5**

5.3.2 Calcul de l'effort sismique

La résultante sismique à la base est calculée pour les deux blocs

a. Bloc A

Direction X

Selon cette direction, on a :

$$Q : 1.15$$

$$R : 3.5$$

$$A : 0.25$$

Le coefficient dynamique D est calculé comme ci-dessous :

$$T = 0.664s$$

$$T_2 = 0.5s$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$$0.5s \leq 0.664s \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882(0.5/0.664s)^{2/3}$$

$$D = 1.825$$

Le poids du bloc A est :

$$W : 14307.40 \text{ kN}$$

La résultante sismique suivant x du bloc A est :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.825 \times 1.15}{3.5} \times 14307.40 = 2144.83 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_x = 1715.86 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) = 1797,59 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) > 80\% \times V_x(\text{vérifiée})$$

Direction Y

$$A : 0.25$$

$$T = 0.62s$$

$$T_2 = 0.5s \text{ et } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$$0.5s \leq 0.62s \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882(0.5/0.62)^{2/3}$$

$$D = 1.91$$

$$Q = 1.15$$

$$W = 14307.40 \text{ kN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.91 \times 1.15}{3.5} \times 14307.40 = 2244.72 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_y = 1795.78 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) = 1947,20 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) > 80\% \times V_y(\text{vérifiée})$$

b. Bloc B

Direction X

$$A : 0.25$$

$$T = 0.555\text{s}$$

$$T_2 = 0.5\text{s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$$0.5\text{s} \leq 0.555\text{s} \leq 3.0\text{s} \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.555)^{2/3}$$

$$D = 2.057$$

$$Q = 1.15$$

$$W = 30525,14 \text{ kN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.057 \times 1.15}{3.5} \times 30525,14 = 5157.76 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_x = 4126.21 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) = 3972,43 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) < 80\% \times V_x(\text{Non vérifiée})$$

Comme cette dernière condition n'est pas vérifiée, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport suivant :

$$\frac{0.8 \times V_x}{V_x(\text{dynamique})} = \frac{4126.21}{3972,43} = 1.04$$

La valeur retenue est égale à :

$$V_x(\text{dynamique}) = 3972,43 \times 1.04$$

$$V_x(\text{dynamique}) = 4131,33 \text{ kN}$$

Direction Y

$$A : 0.25$$

$$T = 0.664\text{s}$$

$$T_2 = 0.5\text{s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$$0.5\text{s} \leq 0.66\text{s} \leq 3.0\text{s} \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.66)^{2/3}$$

$$D = 1.832$$

$$Q = 1.1$$

$$W = 30525,14 \text{ kN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.832 \times 1.1}{3.5} \times 30525,14 = 4393.87 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_y = 3515.10 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) = 3762,17 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) > 80\% \times V_y(\text{vérifié})$$

5.3.3 Vérifications du RPA99/2003

5.3.3.1 Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le CBA93, et dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

a. Bloc A

Poteaux du RDC et étage 1 : (50x50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1427,27 \times 1000}{500^2 \times 25} = 0.228 \leq 0.30$$

Poteaux des étages 2 3 4 5 : (40x40)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1081,86 \times 1000}{400^2 \times 25} = 0.270 \leq 0.30$$

Poteaux des étages 6 7 8 9 : (35x35)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{515,07 \times 1000}{350^2 \times 25} = 0.169 \leq 0.30$$

Voiles

Pour cette vérification nous n'avons tenu compte que du voile le plus sollicité (Voile axes B-C et 5)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{2001,42 \times 1000}{4000 \times 200 \times 25} = 0.10 \leq 0.30$$

b. Bloc B

Poteaux du RDC et étage 1 : (50x50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1670,24 \times 1000}{500^2 \times 25} = 0.267 \leq 0.30$$

Poteaux des étages 2 3 4 5 : (45x45)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1243,64 \times 1000}{450^2 \times 25} = 0.246 \leq 0.30$$

Poteaux des étage 6 7 8 9 : (35x35)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{566,56 \times 1000}{350^2 \times 25} = 0.185 \leq 0.30$$

Voiles :

Le voile plus sollicité est celui des axes C-D et 5

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1874,77 \times 1000}{3800 \times 200 \times 25} = 0.098 \leq 0.30$$

5.3.3.2 Justification vis à vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les valeurs des déplacements relatifs sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Ce dernier tient compte du coefficient de comportement R.

a. Bloc A

Les déplacements obtenus pour le bloc A figurent dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 : Valeurs des déplacements inter-étages du bloc A

Etage	δ_{kxa} [cm]	δ_{kya} [cm]
1	0,4	0,412
2	0,659	0,661
3	0,919	0,888
4	1,125	1,04
5	1,262	1,127
6	1,34	1,16
7	1,382	1,165
8	1,378	1,128
9	1,35	1,076
10	1,345	0,882

b. Bloc B

Les déplacements obtenus du bloc B sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Valeurs des déplacements inter-étages du bloc B

Etage	δ_{kxb} [cm]	δ_{kyb} [cm]
1	0,452	0,456
2	0,687	0,707
3	0,910	0,946
4	1,060	1,106
5	1,150	1,204
6	1,185	1,245
7	1,212	1,280
8	1,180	1,250
9	1,135	1,201
10	1,408	1,139

D'après ces résultats, on remarque que la condition relative aux déplacements inter-étages est vérifiée. Soit :

- 1.0% de la hauteur = $3.91 \times 0.01 = 3.91 \text{ cm} \rightarrow \text{RDC}$
- $3.06 \times 0.01 = 3.06 \text{ cm} \rightarrow \text{Étages courants}$

5.3.3.3 Justification de la largeur des joints sismiques

Lorsque deux blocs voisins sont séparés par un joint parasismique, la largeur minimale de ce dernier d_{min} doit satisfaire la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 60\text{mm}$$

Avec,

$\delta_1 + \delta_2$: déplacements maximaux des deux blocs (Voir §5.3.3.2)

Puisque le joint de notre bâtiment est disposé parallèlement à X, il faut vérifier les déplacements relatifs suivant Y des 2 blocs. Ce qui donne :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (11,65 + 12,80)\text{mm} = 39,45\text{mm}$$

Aussi, on peut prendre comme largeur du joint parasismique :

$$\mathbf{d = 100\text{mm}}$$

5.3.3.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0.10$$

Où,

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ». tel que :

$$V_k = \sum_i^k F_i$$

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si, $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P-Δ 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° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si, $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P-Δ concerne les deux blocs

a. Bloc A

Les résultats obtenus pour le bloc A figurent dans les tableaux suivants :

Direction XTableau 5.5 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc A sens X-X.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_x (kN)	h (m)	θ	Vérification
1	14030,77	0,4	1797,6	3,91	0,00905	OK
2	12228,34	0,659	1761,69	3,06	0,015895	OK
3	10784,77	0,919	1690,82	3,06	0,019165	OK
4	9413,25	1,125	1596,6	3,06	0,020464	OK
5	8041,74	1,262	1480,56	3,06	0,020306	OK
6	6670,22	1,34	1337,27	3,06	0,019113	OK
7	5313,72	1,382	1165,14	3,06	0,017793	OK
8	3987,25	1,378	967,43	3,06	0,01562	OK
9	2660,77	1,35	729,58	3,06	0,013273	OK
10	1334,29	1,345	419,23	3,06	0,015678	OK

Direction Y :Tableau 5.6 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc A sens Y-Y.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_y (kN)	h (m)	θ	Vérification
1	14030,77	0,412	1947,2	3,91	0,009551	OK
2	12228,34	0,661	1912,28	3,06	0,016892	OK
3	10784,77	0,888	1840,42	3,06	0,020787	OK
4	9413,25	1,04	1740,8	3,06	0,022415	OK
5	8041,74	1,127	1613,47	3,06	0,022447	OK
6	6670,22	1,16	1453,15	3,06	0,021296	OK
7	5313,72	1,165	1259,24	3,06	0,019991	OK
8	3987,25	1,128	1035,41	3,06	0,017686	OK
9	2660,77	1,076	768,64	3,06	0,015048	OK
10	1334,29	0,882	432,56	3,06	0,013037	OK

b. Bloc B

Les résultats obtenus pour le bloc B figurent dans les tableaux suivants.

Direction XTableau 5.7 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc B sens X-X.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_x (kN)	h (m)	θ	Vérification
1	29934,94	0,47	4131,33	3,91	0,00871	OK
2	26273,17	0,715	4051,93	3,06	0,015151	OK
3	23179,61	0,947	3891,81	3,06	0,018432	OK
4	20171,47	1,102	3668,41	3,06	0,019802	OK
5	17163,79	1,196	3387,42	3,06	0,019804	OK
6	14156,11	1,232	3040,91	3,06	0,018743	OK
7	11210,48	1,26	2632,61	3,06	0,017534	OK
8	8406,96	1,228	2173,84	3,06	0,01552	OK
9	5603,45	1,18	1622,8	3,06	0,013315	OK
10	2805,82	1,464	920,87	3,06	0,014577	OK

Direction Y :

Tableau 5.8 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bloc B sens Y-Y.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_y (kN)	h (m)	θ	Vérification
1	29934,94	0,456	3762,17	3,91	0,00928	OK
2	26273,17	0,707	3688,43	3,06	0,016458	OK
3	23179,61	0,946	3539,77	3,06	0,020244	OK
4	20171,47	1,106	3336,46	3,06	0,021852	OK
5	17163,79	1,204	3083,7	3,06	0,0219	OK
6	14156,11	1,245	2769,77	3,06	0,020794	OK
7	11210,48	1,28	2396,75	3,06	0,019565	OK
8	8406,96	1,25	1979,9	3,06	0,017345	OK
9	5603,45	1,201	1483,91	3,06	0,014821	OK
10	2805,82	1,139	847,72	3,06	0,01232	OK

Chapitre 6 : Etude des éléments porteurs

Chapitre 6 : Etude des éléments porteurs

6.1 Etude des poutres

Les poutres que nous allons étudier sont soumises à la flexion simple (moment fléchissant + effort tranchant). Pour ce faire, nous nous intéressons à la détermination des sollicitations maximales des poutres principales et secondaires des deux blocs de notre ouvrage.

Les sections d'armatures nécessaires pour équilibrer les efforts qui sollicitent ces poutres sont calculées à l'état limite ultime, puis vérifiées à l'état limite de service.

Pour chaque bloc, nous prenons en considération les poutres principales et secondaires les plus sollicitées.

6.1.1 Recommandations du RPA99/2003

a. Pourcentage minimal

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est pris égal à 0.5 %. Pour les poutres principale et secondaire étudiées, les minimums correspondants sont mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau 6.1 : Ferrailage minimal des poutres principales et secondaires

Poutre principale	(30 × 40)	$S = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	(30 × 35)	$S = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$

b. Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4 % → En zone courante
- 6 % → En zone de recouvrement

Pour les mêmes poutres que précédemment, les maximas figurent dans le tableau qui suit.

Tableau 6.2 : Ferrailage maximal des poutres principales et secondaires

Poutre	Zone courante	Zone de recouvrement
Poutre principale	$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	$A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

c. Ancrage des armatures longitudinales

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être réalisé avec des crochets à 90°.

La longueur minimale de recouvrement est prise égale à 50 Ø en zone III.

6.1.2 Etude des poutres du bloc A

Pour le bloc A, les poutres les plus sollicitées sont : (Fig.6.1)

- Poutre principale : poutre axe 2
- Poutre secondaire : poutre axe B

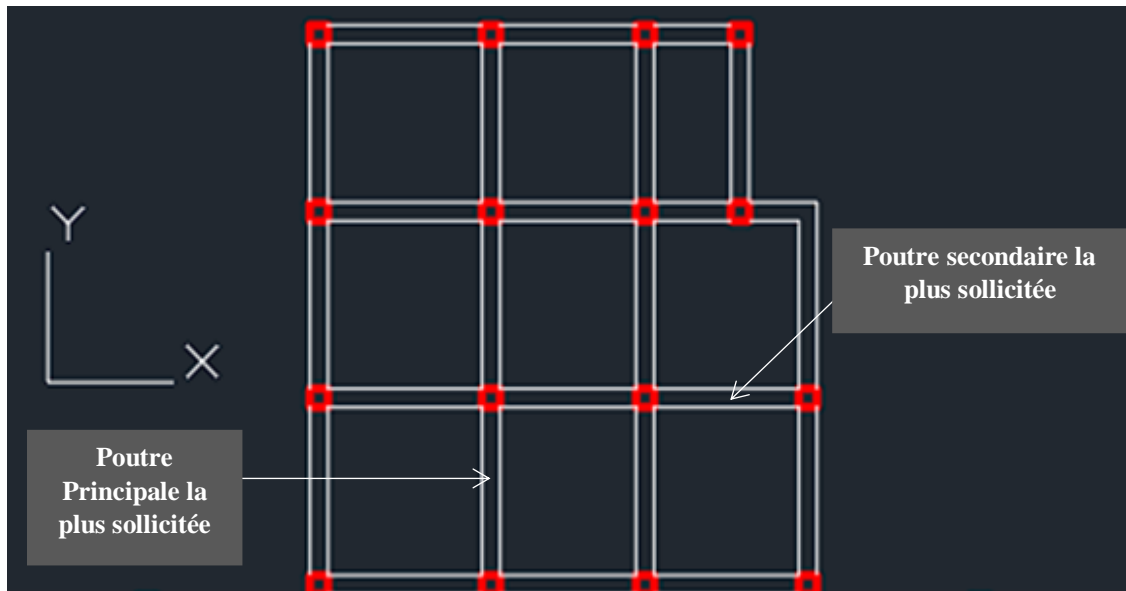


Figure 6.1 : Poutres les plus sollicitées du bloc A

6.1.2.1 Evaluation des sollicitations

Les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- À l'état limite ultime : $1.35 G + 1.5 Q$
- À l'état limite de service : $G + 1.5 Q$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$

Les sollicitations, déterminées au moyen du logiciel ROBOT, sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Moments sur appui et en travée des poutres du bloc A

Poutre	Appui			Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
Poutre principale	-83.50	-60.55	-118.69	32.83	23.98	-59.35
			102.81			51.41
Poutre secondaire	41.65	-30.28	-113.08	36.20	26.23	-56.54
			97.33			48.67

6.1.2.2 Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales d'une poutre rectangulaire se fait en flexion simple comme pour les poutres de planchers. Soit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$\mu < \mu_{lim}$: section économique, pas d'armature de compression.

$\mu > \mu_{lim}$: besoin d'armature de compression.

$\mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ Pour des FeE400

a. Détermination des armatures

Si $\mu < \mu_{lim} = 0.392$ (section économique), on a :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Avec ;

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

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

Si $\mu > \mu_{lim} = 0.392$ (pas de section économique), on a :

- Section des armatures comprimées :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348 (d - c)}$$

- Section des armatures tendues :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

- Espacement :

La condition de l'espacement est donnée par la relation suivante :

$$S_t \leq \min (3h ; 33) \text{ cm}$$

b. Ferrailage des poutres principales du bloc A

Les dimensions de la poutre principale sont :

h : hauteur de la poutre

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

b : largeur de la poutre

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

d : hauteur utile

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage des poutres principales du bloc A figurent dans le tableau suivant :

Tableau 6.4 : Ferrailage des poutres principales du bloc A

Poutre Principale	Appui	Travée
M (kN.m)	118.69	59.35
μ	0.21	0.107
α	0.298	0.141
β	0.880	0.943
$A_{min} (cm^2)_{BAEL}$	1.3	
$A_{min} (cm^2)_{RPA}$	6	
$A_t (cm^2)$	10.76	5.022
$A_{adoptée} (cm^2)$	4 HA16 + 4HA14 (renfort)	4 HA16
	14.19	8.038
$A' (cm^2)$	Section économique	Section économique
Armature de construction	4 HA16	4 HA16

c. Ferrailage des poutres secondaires du bloc A

Les dimensions de la poutre secondaire sont :

h : hauteur de la poutre

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

b : largeur de la poutre

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

d : hauteur utile
 $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage des poutres secondaires du bloc A figurent dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc A

Poutre secondaire	Appui	Travée
M (kN.m)	113.08	56.54
μ	0.268	0.13
α	0.398	0.174
β	0.841	0.930
$A_{\min} (\text{cm}^2)_{\text{BAEL}}$	1.13	1.13
$A_{\min} (\text{cm}^2)_{\text{RPA}}$	4.5	4.5
$A_t (\text{cm}^2)$	12.26	5.54
$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	4 HA16 + 4 HA14 (renfort)	4 HA16
	14.19	8.038
$A' (\text{cm}^2)$	Section économique	Section économique
Armature de construction	4 HA16	4 HA16

6.1.2.3 Vérification à L'ELS

On doit vérifier les conditions des contraintes de traction et de compression comme suit :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec ;

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_b : contrainte maximale de compression

$$\sigma_b \leq K \times y$$

y : position de l'axe neutre

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15A_t(d - y) = 0$$

K : coefficient donné par la relation suivante

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

I : moment d'inertie de la section donné par l'équation suivant

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_t(d - y^2)$$

σ_s : contrainte maximale de traction

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

Les résultats des vérifications à l'état limite de service pour les poutres principales et secondaires sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.6 : Vérification à l'ELS de la poutre principale du bloc A

Moment de service M_{ser} (kN.m)	60.55
Position de l'axe neutre y (cm)	13.46
Moment d'inertie I (cm ⁴)	18551.25
Coefficient K	32.63
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	13.2
σ_b (MPa)	4.39
$\sigma_b = 4.39 \leq \bar{\sigma}_b = 13.2$	Condition vérifiée
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348
σ_s (MPa)	110.32
$\sigma_s = 110.32 < \bar{\sigma}_s = 348$	Condition vérifiée

Tableau 6.7 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire

Moment de service M_{ser} (kN.m)	30.28
Position de l'axe neutre y (cm)	13.46
Moment d'inertie I (cm ⁴)	18551.25
Coefficient K	16.32
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	13.2
σ_b (MPa)	2.19
$\sigma_b = 2.19 \leq \bar{\sigma}_b = 13.2$	Condition vérifiée
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348
σ_s (MPa)	55.17
$\sigma_s = 55.17 < \bar{\sigma}_s = 348$	Condition vérifiée

6.1.2.4 Calcul des armatures transversales des poutres du bloc A

a. Vérification au cisaillement du béton

Il faut vérifier que la contrainte tangentielle du béton est inférieure au minimum des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

Les résultats de cette vérification figurent dans le tableau suivant :

Tableau 6.8 : Vérification de l'effort tranchant du bloc A

Poutre	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale	51.28	0.543	3.33	Vérifiée
Poutre secondaire	-71.32	0.66	3.33	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales des poutres

La quantité d'armatures transversales minimales, selon le RPA99/2003, est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec,

S_t : espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow$ En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ En zone courante

Où,

h : hauteur de la poutre

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.9 : Ferrailage des armatures transversales bloc A

Poutres	S_t Zone nodale (cm)	S_t Zone courante (cm)	$A_{t\min}$ (cm ²)	A_t Choisie	A_t (cm ²)	Vérification
Principale	10	15	1.35	T8	2.01	Vérifiée
Secondaire	10	15	1.35	T8	2.01	Vérifiée

Les schémas du ferrailage des poutres du bloc A sont présentés par les figures 6.2 et 6.3.

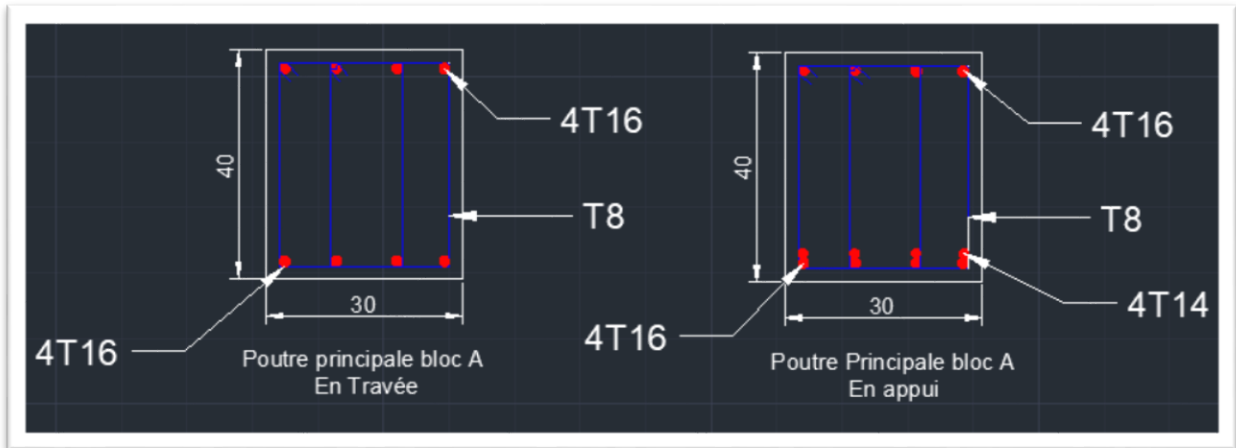


Figure 6.2 : Schéma du ferrailage de la poutre principale du bloc A

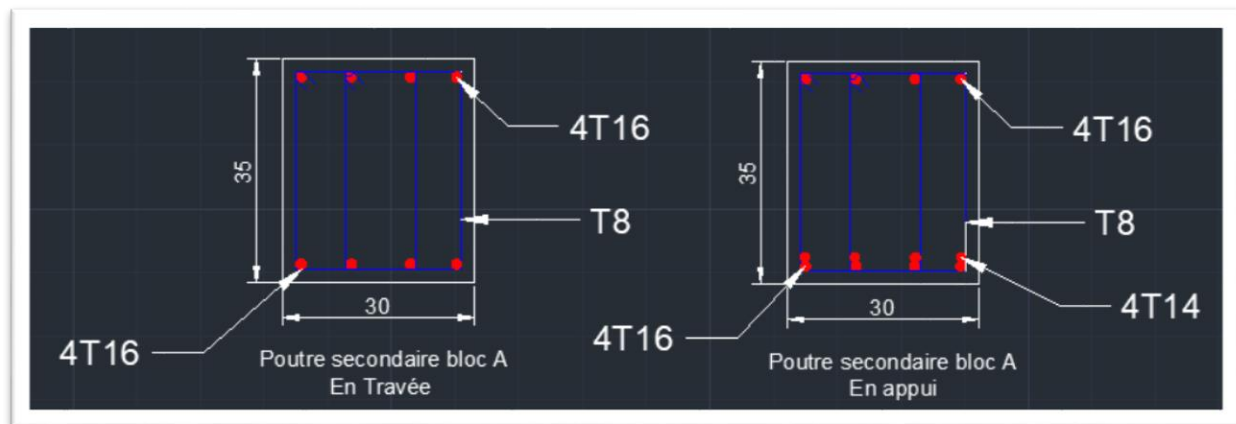


Figure 6.3 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire du bloc A

6.1.3 Etude des poutres du bloc B

Pour le bloc B, les poutres les plus sollicitées sont : (Fig.6.4)

- Poutre principale : poutre axe 4
- Poutre secondaire : poutre axe D

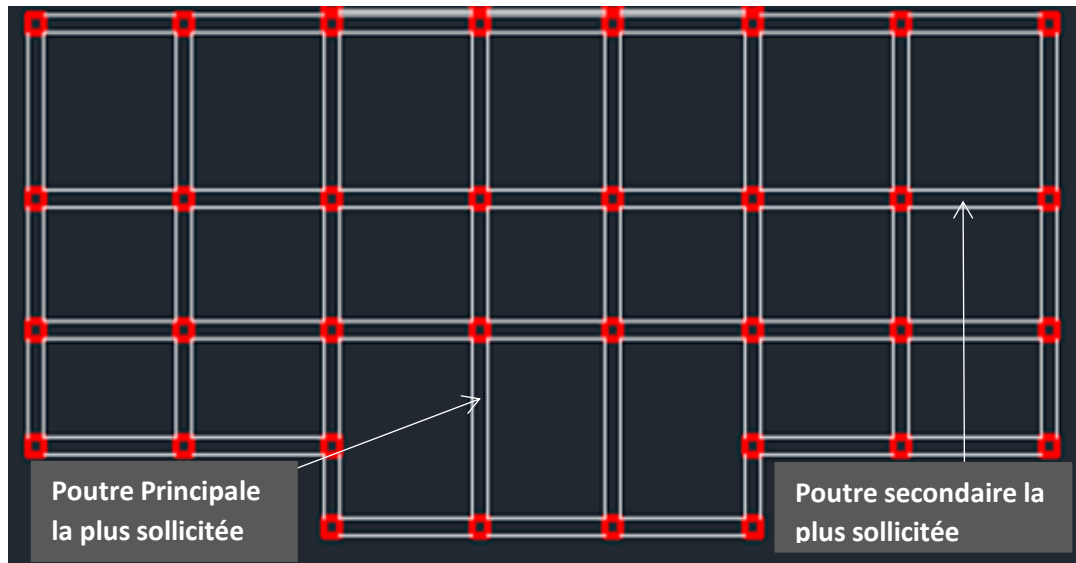


Figure 6.4 : Poutres les plus sollicitées du bloc A

6.1.3.1 Evaluation des moments

Les sollicitations sont déterminées au moyen du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.10 : Sollicitations des poutres sur appui et en travée du bloc B

Poutre	Appui			Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
Poutre principale	-17.66	-12.78	230.57	9.83	7.19	115.29
			211.19			105.6
Poutre secondaire	-34.29	-24.96	-153	25.61	18.54	-76.50
			148.46			74.23

6.1.3.2 Armatures longitudinales

a. Ferrailage des poutres principales du bloc B

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont :

h : hauteur de la poutre

h = 40 cm

b : largeur de la poutre

b = 30 cm

d : hauteur utile

d = 0.9h = 36 cm

Les résultats du ferrailage sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.11 : Ferrailage des poutres principales du bloc B

Poutre Principale	Appui	Travée
M (kN.m)	230.57	115.29
μ	0.418	0.21
α	0.743	0.298
β	0.702	0.880
Type de Pivot	Pivot B	Pivot B
A_{\min} (BAEL)	1.3	
A_{\min} (RPA)	6	
A_t	10.79	10.45
$A_{\text{adoptée}}$	4 HA 6 + 4 HA14 (renfort)	4 HA16 + 4 HA14
	14.19	12.057
Armature de compression A' (cm ²)	Section n'est pas économique	
	12.7	
	4 HA16 + 4 HA14 (renfort)	Section économique $A'=0$ Armature de construction 4 HA16
	14.19	

b. Ferrailage des poutres secondaires du bloc B

Les dimensions de la poutre secondaire sont :

h : hauteur de la poutre

h = 35 cm

b : largeur de la poutre

b = 30 cm

d : hauteur utile

d = 0.9h = 31.5 cm

Les résultats du ferrailage se trouvent dans le tableau qui suit :

Tableau 6.12 : Ferrailage des poutres secondaires du bloc B

Poutre secondaire	Appui	Travée
M (kN.m)	153	76.50
μ	0.362	0.181
α	0.593	0.252
β	0.762	0.899
Type de Pivot	B	A
A_{\min} (BAEL)	1.13	
A_{\min} (RPA)	4.5	
A_t	18.31	7.76
$A_{\text{adoptée}}$	4 HA20 + 4 HA16(renfort)	4 HA16 + 4 HA14(renfort)
	20.59	8.038
A'	0	0
Armature de construction	4 HA16	4 HA16

6.1.3.3 Vérification à l'ELS

Les résultats des vérifications à l'état limite de service pour les poutres principales et secondaires sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.13 : Vérification à l'ELS de la poutre Principale

Moment de service M_{ser} (kN.m)	60.55
Position de l'axe neutre y (cm)	13.46
Moment d'inertie I (cm ⁴)	18551.25
Coefficient K	32.63
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	13.2
σ_b (MPa)	4.39
$\sigma_b = 4.39 \leq \bar{\sigma}_b = 13.2$	Condition vérifiée
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348
σ_s (MPa)	110.32
$\sigma_s = 110.32 < \bar{\sigma}_s = 348$	Condition vérifiée

Tableau 6.14 : Vérification à l'ELS de la poutre principale

Moment de service M_{ser} (kN.m)	60.55
Position de l'axe neutre y (cm)	13.46
Moment d'inertie I (cm ⁴)	18551.25
Coefficient K	32.63
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	13.2
σ_b (MPa)	4.39
$\sigma_b = 4.39 \leq \bar{\sigma}_b = 13.2$	Condition vérifiée
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348
σ_s (MPa)	110.32
$\sigma_s = 110.32 < \bar{\sigma}_s = 348$	Condition vérifiée

6.1.3.3 Armatures transversales

a. Vérification au cisaillement du béton

Il faut vérifier que la contrainte tangentielle du béton est inférieure au minimum des deux valeurs suivantes:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Pour le bloc B, les résultats de cette vérification se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau 6.15 : Vérification de l'effort tranchant bloc B

Poutre	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale	157.81	1.46	3.33	Vérifiée
Poutre secondaire	32.45	0.35	3.33	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales des poutres

Selon le RPA 99/2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec,

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En zone courante}$$

h : hauteur de la poutre

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage transversal sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.16 : Armatures transversales du bloc B

Poutre	S_t (zone nodale) (cm)	S_t , (zone courante) (cm)	$A_{t \text{ min}}$ (cm^2)	$A_{t, \text{ adoptée}}$	A_t (cm^2)	Vérification
Principale	10	15	1.35	T8	2.01	Vérifiée
Secondaire	10	15	1.35	T8	2.01	Vérifiée

Les figures qui suivent représentent les schémas du ferrailage des poutres principales et secondaires du bloc B.

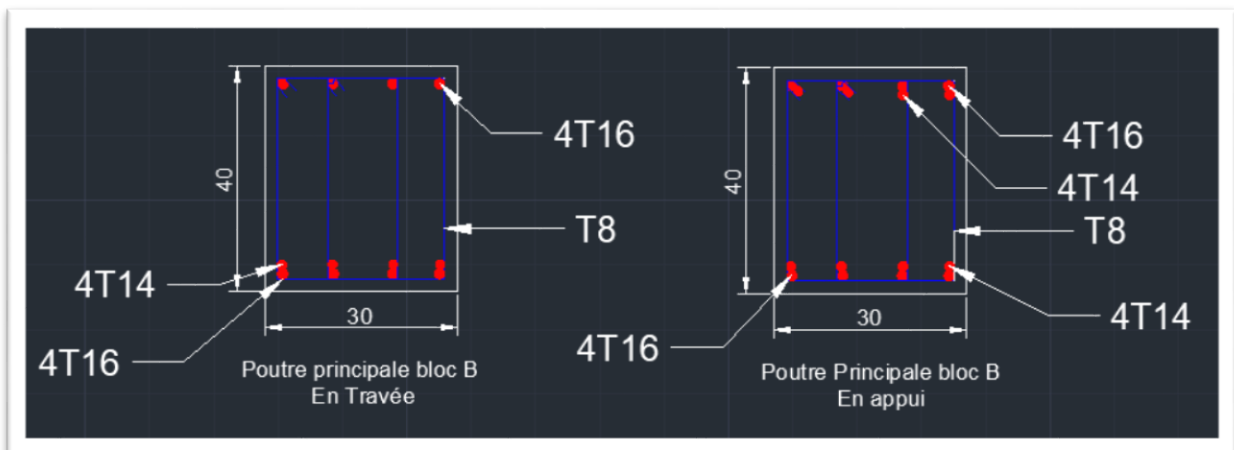


Figure 6.5 : Schéma du ferrailage de la poutre principale du bloc B

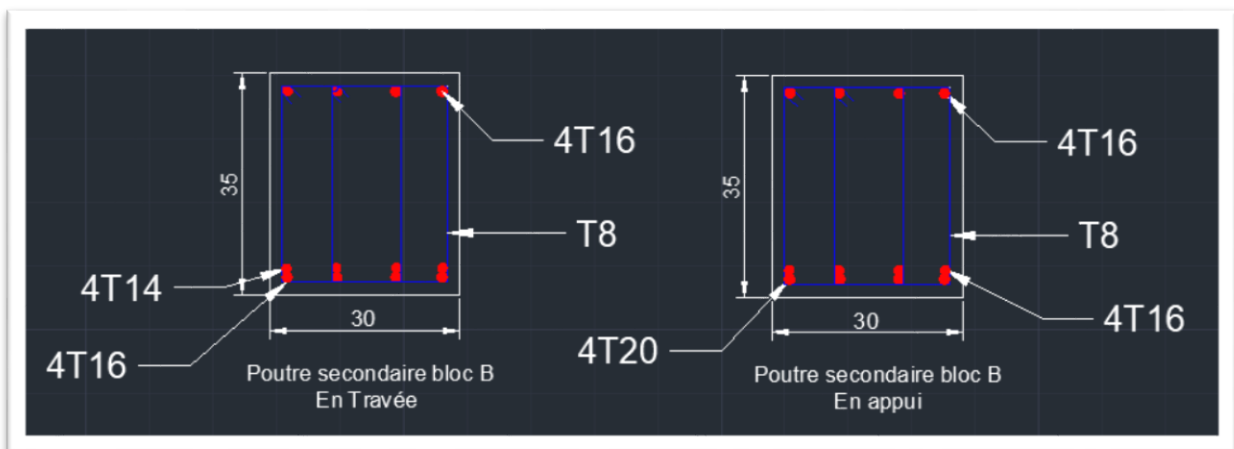


Figure 6.6 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire du bloc B

6.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux directions : longitudinale et transversale. Pour cette raison, ils sont calculés en flexion composée avec la méthode forfaitaire. Les calculs se font à l'état limité ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

6.2.1 Recommandations du RPA 99/2003

Les poteaux sont calculés en flexion composée suivant les deux directions en tenant compte des combinaisons vues plus haut. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

En zone III, le pourcentage minimal est pris égal à 0,90 % de la section du poteau. Les ferraillements minimaux des poteaux étudiés figurent dans le tableau ci-après.

Tableau 6.17 : Ferraillement minimal des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux 6.7.8.9 bloc A, B	(35 × 35)	$S = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 11.025 \text{ cm}^2$
Poteaux 2.3.4.5 bloc A	(40 × 40)	$S = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 14.4 \text{ cm}^2$
Poteaux 2.3.4.5 bloc B	(45 × 45)	$S = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$	18.23 cm ²
Poteau RDC.1 bloc A, B	(50 × 50)	$S = 50 \times 50 = 2\,500 \text{ cm}^2$	22.5 cm ²

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % → En zone courante
- 6 % → En zone de recouvrement

Les ferraillements maximaux des poteaux étudiés figurent dans le tableau ci-après.

Tableau 6.18 : Ferraillement maximal des armatures longitudinales des poteaux

Poteau	Zone courante	Zone de recouvrement
(35 × 35)	$A_{\max} = 49 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 73.5 \text{ cm}^2$
(40 × 40)	$A_{\max} = 64 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 96 \text{ cm}^2$
(45 × 45)	$A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 121.5 \text{ cm}^2$
(50 × 50)	$A_{\max} = 100 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 150 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est prise égale à 50 Ø en zone III.

6.2.2 Evaluation des charges des poteaux du bloc A

Les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- À l'état limite ultime : $1.35 G + 1.5 Q$
- À l'état limite de service : $G + 1.5 Q$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$

Tableau 6.19 : Evaluation des charges des poteaux du bloc A

Poteaux	(35×35) cm	(40×40) cm	(50×50) cm
Q_{ELU} (kN)	515.07	1081.86	1428.01
Q_{ELS} (kN)	375.23	787.25	1038.63
Q_{ACC} (kN)	22.98	200.61	370.35
Q_{ACC} (kN)	101.00	484.68	855.30
Q_{ACC} (kN)	-18.26	-100.65	-121.73

6.2.3 Evaluation des sollicitations du bloc A

Les moments maximaux des poteaux du bloc A figurent dans le tableau suivant :

Tableau 6.20 : Evaluation des sollicitations des poteaux du bloc A

Poteau	35×35	40×40	50×50
M _{ELU} (kN.m)	3.64	1.09	0.64
M _{ELS} (kN.m)	2.65	0.80	0.21
M _{ACC} (kN.m)	32.07	23.09	64.61
M _{ACC} (kN.m)	61.70	71.53	63.53
M _{ACC} (kN.m)	32.40	29.13	56.51

6.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendu

Le moment au centre de gravité de l'acier tendu M_f (moment fictif) est donné par la formule suivante :

$$M_f = N_u (e + (h/2 - c))$$

Avec,

e : excentricité

$$e = e_0 + e_a$$

e_a : excentricité Additionnelle

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

e_0 : excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

c : enrobage

h : hauteur totale

$d = h - c$ (d : hauteur utile)

Le moment fictif est évalué pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

- $N_{\max}, M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max}, N_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min}, M_{\text{correspondant}}$

Chacune des trois combinaisons donne un moment fictif. Le moment fictif choisi correspond au maximum des trois valeurs (cas le plus défavorable).

Un calcul détaillé est fait pour le poteau le plus sollicité. Ce dernier se trouve au RDC, et a comme dimension : (50×50).

Tableau 6.21 : Evaluation des moments fictifs de poteau de dimension 50×50

Combinaison	$N_{\max}, M_{\text{correspondant}}$	$M_{\max}, N_{\text{correspondant}}$	$N_{\min}, M_{\text{correspondant}}$
N (kN)	1428.01	370.35	121.73
M (kN.m)	0.64	64.61	56.51
e_0 (cm)	0.045	17.44	46.42
e_a (cm)	2	2	2
e (cm)	2.045	19.44	48.42
M_f (kN.m)	314.80	138.65	68.62

Le moment fictif le plus défavorable est :

$$M_f = 314.80 \text{ kN.m}$$

L'effort normal correspondant :

$$N_u = 1428.01 \text{ kN}$$

6.2.5 Armatures longitudinales des poteaux du bloc A

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion composée par la méthode forfaitaire.

Deux cas peuvent se présenter : section du poteau partiellement comprimée ou entièrement comprimée.

Pour le calcul en flexion composée, on commence par vérifier l'inégalité suivante (Annexe3) :

$$e > \frac{h}{2} - c \quad (6.1)$$

Si elle est vérifiée, la section est partiellement comprimée. Si elle ne l'est pas, il faut vérifier l'expression ci-après :

$$N_u (d - c) - M_f \leq \left(0.337 - \frac{0.81 \times c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad (6.2)$$

Pour ce faire, on procède comme ce qui suit :

On pose :

$$a = \left(0.337 - \frac{0.81 \times c}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$b = N_u (d - c) - M_f$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) a > b$$

La section est partiellement comprimée, le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$2) a < b$$

Dans ce cas, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \quad (6.3)$$

Si la relation (6.3) est vérifiée, la section a besoin des armatures comprimée A' et tendue A , tel que :

$$- A' = \frac{M - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)} \quad (6.4)$$

$$- A = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A' \quad (6.5)$$

Si l'inégalité (6.2) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin des armatures tendues. Il faut juste une section d'armatures de compression A' égale à :

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad (6.6)$$

Où,

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c) \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}} \quad (6.7)$$

Application numérique

Pour les calculs, nous avons détaillé ceux du poteau du RDC (50 x 50 cm) du bloc A dont les caractéristiques sont :

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

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$c = 5 \text{ cm}$$

Pour ce poteau, on a (6.1) :

$$e = 2.045 < \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm}$$

La relation (6.1) n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier l'inégalité (6.2).

On a :

$$\left. \begin{aligned} a &= \left(0.337 - \frac{0.81 \times c}{h}\right) b h^2 f_{bc} = 453.12 \text{ kN.m} \\ b &= N_u (d - c) - M_f = 256.404 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} a > b \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Etant donné que la section est partiellement comprimée, alors le ferrailage des poteaux se fait en flexion simple en utilisant la méthode de calcul vue plus haut :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ Section économique, pas besoin d'armatures de compression.

$\mu > \mu_{lim} \rightarrow$ Section nécessite des armatures de compression.

$\mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ Pour les aciers de type FeE400.

a. Détermination des armatures

Si $\mu < \mu_{lim} = 0.392$ (section économique), il vient :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Avec,

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

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

Si $\mu > \mu_{lim} = 0.392$ (besoin d'armatures comprimées), alors :

- Section des armatures comprimées :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348 (d - c)}$$

- Section des armatures tendues :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

b. Condition de non fragilité

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

L'espacement est donné par la relation suivante :

$$S_t \leq \min (3h, 33) \text{ cm}$$

Remarque

Dans le tableau 6.22 sont mentionnés les ferrailages des poteaux (50 x 50) cm ainsi que les poteaux (40 x 40) cm et (35 x 35) cm dont les caractéristiques sont :

- Poteau (40 x 40) cm

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

$$d = 36 \text{ cm}$$

$c = 4 \text{ cm}$

- Poteau (35 x 35) cm

$h = 35 \text{ cm}$

$d = 31,5 \text{ cm}$

$c = 3,5 \text{ cm}$

Tableau 6.22 : Ferrailage des poteaux du bloc A

Poteaux	35×35	40×40	50×50
N_u (kN)	515.07	1081.86	1428.01
M_f (kN.m)	86.02	195.82	314.80
Excentricité (cm)	2.70	2.10	2.04
Types de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_s (cm ²)	6.16	12.65	15.26
$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	8HA14	8HA16	8HA20
	12.30	16.08	25.12
A_{sc} (cm ²)	0	0	0
$A_{sc, \text{adoptée}}$	0	0	0

6.2.6 Vérification à l'ELS des poteaux du bloc A

Nous devons vérifier les conditions des contraintes suivant deux cas :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ Section entièrement comprimée

Dans ce cas, il faut que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \times 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec,

σ_b : contrainte de compression d'acier

$$\sigma_b = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \right)$$

Où,

I_G : moment d'inertie

$$I_G = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(A_s(V_1 - c)^2) + A_s(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s d) \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B_0 = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$$

N_s : effort de compression à l'ELS

M_s : moment fléchissant à l'ELS

B_0 : section homogénéisée

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ Section partiellement comprimée

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \times 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Où,

σ_b : contrainte de compression d'acier

$$\sigma_b = K \times y$$

$$K = \frac{M_s}{I_G}$$

I_G : moment d'inertie de la section donnée par la relation suivante :

$$I_G = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'(y_1 - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_2 : \text{déterminer par l'équation : } y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

Avec,

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 + \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

c' : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

$$c' = c = \frac{h}{2} - e$$

6.2.5 Armatures transversales des poteaux du bloc A

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois du poteau. Leur principal rôle consiste à reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux et à empêcher le déplacement transversal du béton.

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Selon le RPA 99/2003, il faut :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où,

$$\rho_d = 0.075 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 5$$

λ_g : élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

l_f : longueur de flambement

Les résultats de cette vérification à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.23 : Vérification de l'effort tranchant bloc A

Poteau	35×35	40×40	50×50
T_u (kN)	22.87	18.64	19.94
τ_u (MPa)	0.21	0.13	0.088
λ_g	6.12	5.35	5.47
ρ_d	0.075	0.075	0.075
$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	1.88	1.88	1.88
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

b. Calcul de la quantité d'armatures transversales

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_u \times \rho_a}{h \times f_e}$$

Avec,

ρ_a : coefficient correcteur tenant compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5$$

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale (zone III)}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante (zone III)}$$

c. Quantité minimale des armatures transversales

Elle est donnée par l'expression :

$$- \frac{A_t}{b_1 \times s_t} = 0.3 \% \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- \frac{A_t}{b_1 \times s_t} = 0.8 \% \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpolation entre les valeurs limites du poteau \rightarrow si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\text{min}}$.

Les résultats du calcul des armatures transversales des poteaux du bloc A sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.24 : Armatures transversales des poteaux bloc A

Poteaux	35×35	40×40	50×50
V_u (kN)	22.87	18.64	19.94
S_t (zone nodale) cm	10	10	10
S_t (zone courant) cm	15	20	25
ρ_a	2.5	2.5	2.5
A_t (cm ²)	0.61	0.58	0.62
A_t adoptée (cm ²)	T12	T12	T12
$A_{t\text{min}}$ (cm ²)	1.58	2.4	3.75
Vérification	CV	CV	CV

Les figures suivantes représentent les schémas du ferrailage des poteaux du bloc A.

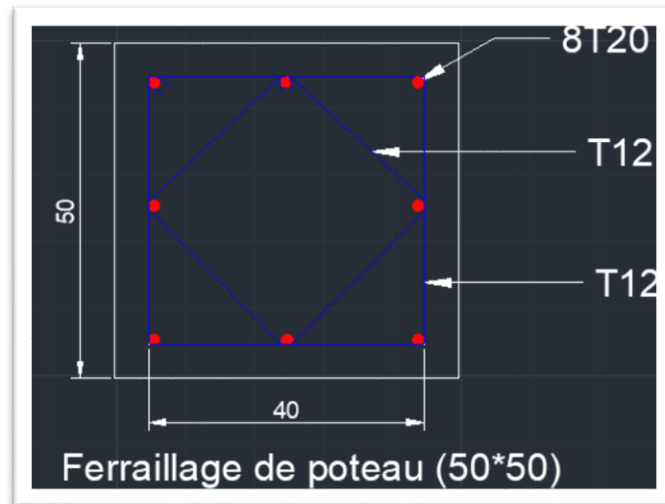


Figure 6.7 : Schéma du ferrailage du poteau (50x50) cm du bloc A

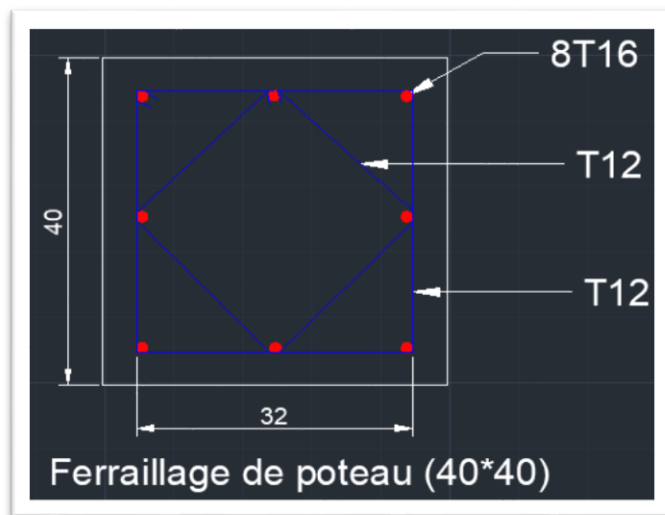


Figure 6.8 : Schéma du ferrailage du poteau (40x40) cm du bloc A

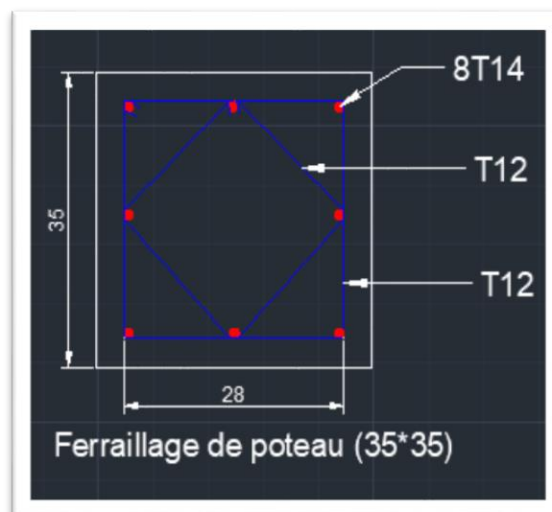


Figure 6.9 : Schéma du ferrailage du poteau (35x35) cm du bloc A

6.2.6 Evaluation des charges des poteaux du bloc B

Les charges appliquées sur les poteaux, déterminées par le logiciel ROBOT, sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 6.25 : Evaluation des charges des poteaux bloc B

Poteaux	35×35	45×45	50×50
ELU	566.56	1243.64	1670.24
ELS	412.55	903.85	1213.65
ACC	96.82	364.41	709.21
ACC	62.37	280.32	1274.95
ACC	11.38	10.09	15.15

6.2.7 Evaluation des sollicitations des poteaux du bloc B

Le tableau suivant regroupe les sollicitations des poteaux du bloc B.

Tableau 6.26 : Evaluation des sollicitations des poteaux bloc B

Poteaux	35×35	45×45	50×50
M_{ELU} (kN.m)	0.74	12.58	6.25
M_{ELS} (kN.m)	0.51	9.08	4.52
M_{ACC} (kN.m)	97.62	97.33	61.44
M_{ACC} (kN.m)	76.47	129.96	93.11
M_{ACC} (kN.m)	19.82	41.80	41.98

6.2.8 Calcul des armatures longitudinales des poteaux du bloc B

Les résultats des armatures longitudinales des autres poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.27 : Ferrailage des Poteaux du bloc B

Poteaux	35×35	45×45	50×50
N_u (kN)	566.56	1243.64	1670.24
M_f (kN.m)	91.38	261.28	373.63
Excentricité (cm)	2.13	3.011	2.37
Types de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_s (cm ²)	6.98	14.02	19.79
$A_{adoptée}$ (cm ²)	8HA14	8 HA16	8HA20
	12.30	16.076	25.12
A_{sc} (cm ²)	0	0	0

6.2.9 Calcul des armatures transversales des poteaux du bloc B

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Les résultats de cette vérification sont mentionnés dans le tableau ci-apres.

Tableau 6.28 : Vérification de l'effort tranchant bloc B

Poteau	35×35	45×45	50×50
V_u (kN)	24.56	24.14	19.59
τ_u (MPa)	0.22	0.13	0.087
λ_g	6.12	4.76	5.47
ρ_d	0.075	0.04	0.075
$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	1.88	1.88	1.88
Vérification	CV	CV	CV

b. Calcul des armatures transversales

Le ferrailage obtenu se trouve dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6.29 : Ferrailage des armatures transversales bloc B

Poteaux	35×35	45×45	50×50
V_u (kN)	24.56	24.14	19.59
S_t (zone nodale)	10	10	10
S_t (zone courant)	15	20	25
ρ_a	2.5	3.75	2.5
A_t (cm ²)	0.66	1.01	0.61
A_t adoptée	T12	T12	T12
A_{tmin} (cm ²)	1.58	4.95	3.75
Vérification	CV	CV	CV

Les schémas du ferrailage des poteaux du bloc B sont les mêmes que ceux des poteaux du bloc A.

6.3 Etude des voiles avec une file d'ouvertures par méthode d'Albige et Goulet

6.3.1 Introduction

Les voiles en béton armé sont des éléments de contreventement soumis à des actions verticales (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des actions horizontales (vent, séisme).

Les actions verticales provoquent des efforts normaux et des moments s'il y a une excentricité. Quant aux actions horizontales, elles engendrent des efforts de cisaillement et des moments flechissants. Par conséquent, le ferrailage des voiles de contreventement comportera :

- des armatures verticales pour reprendre l'effort normal et le moment fléchissant,
- des armatures horizontales pour reprendre l'effort tranchant.

6.3.2 Hypothèses de calcul de la méthode d'Albige et Goulet

La méthode de calcul (Albige et Goulet) est basée sur deux hypothèses principales :

- 1) Efforts localisés transmis par les linteaux considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément du voile (appelé aussi refend).
- 2) Déformations dues à l'effort normal dans les linteaux négligeables: même déplacement horizontal des éléments du voile à chaque niveau (linteau considéré comme infiniment rigide vis-à-vis de l'effort normal).

6.3.3 Conséquences

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un voile présentant des ouvertures peut être assimilé, du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, "à une structure constituée par deux éléments du voile liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment" (Fig.6.10).

À un niveau quelconque x au-dessus de la section d'encastrement, le déplacement horizontal y de la fibre moyenne est le même pour les deux éléments du voile. Il en est de même pour les dérivées y' , y'' , et y''' qui définissent les autres déformations. À partir de ce constat, on peut en déduire, que les sections d'encastrement des linteaux dans les éléments du voile subissent des rotations y' égales (Fig.6.11).

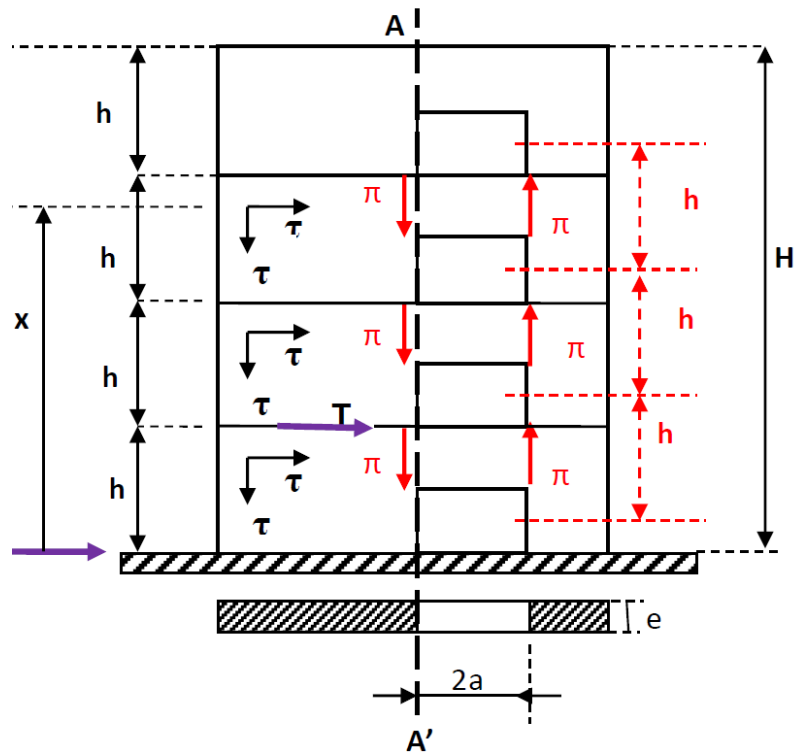


Figure 6.10 : Voile (ou refend) avec une file d'ouvertures

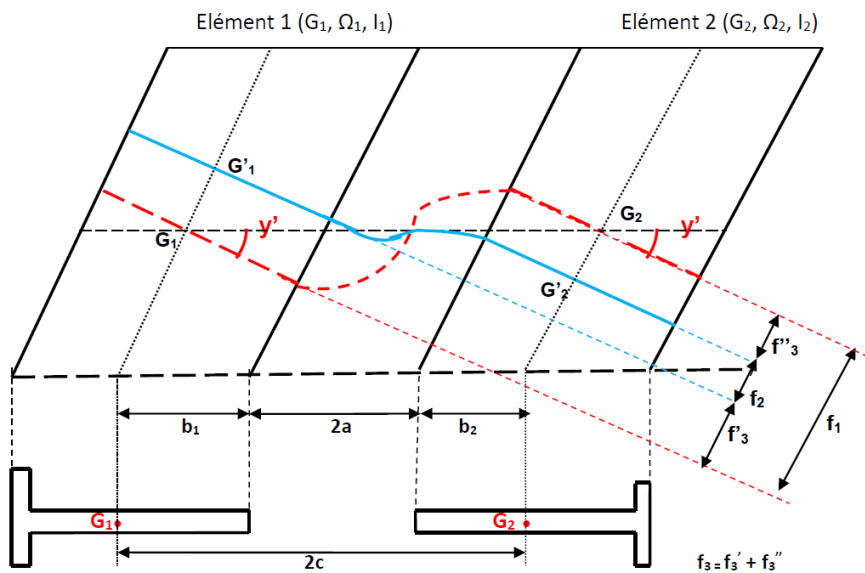


Figure 6.11 : Allure de la déformée d'un voile avec une file d'ouvertures

6.3.4 Degré de monolithisme

Le développement de la méthode d'Albigez et Goulet fait apparaître un paramètre " α " permettant de déterminer le degré de monolithisme d'un voile donné, pour :

- $\alpha < 1 \rightarrow$ voile avec ouvertures de grande dimension
- $\alpha > 10 \rightarrow$ voile avec ouvertures de faible dimension
- $1 \leq \alpha \leq 10 \rightarrow$ refend avec ouvertures de moyenne dimension

Il s'agit de déterminer la part d'effort repris par chaque élément du voile (trumeaux + linteaux) connaissant la distribution de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Le degré de monolithisme du voile avec une file d'ouvertures vaut :

$$\alpha = H \omega \quad (6.8)$$

Avec,

$$\omega^2 = \frac{3i}{a^3} \times \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh} \quad (6.9)$$

Et, où (Fig.6.12),

I : moment d'inertie du voile par rapport à G

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

I_1 : moment d'inertie du trumeau 1 par rapport à G_1

I_2 : moment d'inertie du trumeau 2 par rapport à G_2

m : moment statique par rapport à G de la partie de section située d'un côté de l'ouverture

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

i : moment d'inertie du linteau

T_0 : effort tranchant à la base

G_1, G_2 : centres de gravité du trumeau 1, trumeau 2

G : centre de gravité du voile avec file d'ouvertures

H : hauteur du bâtiment

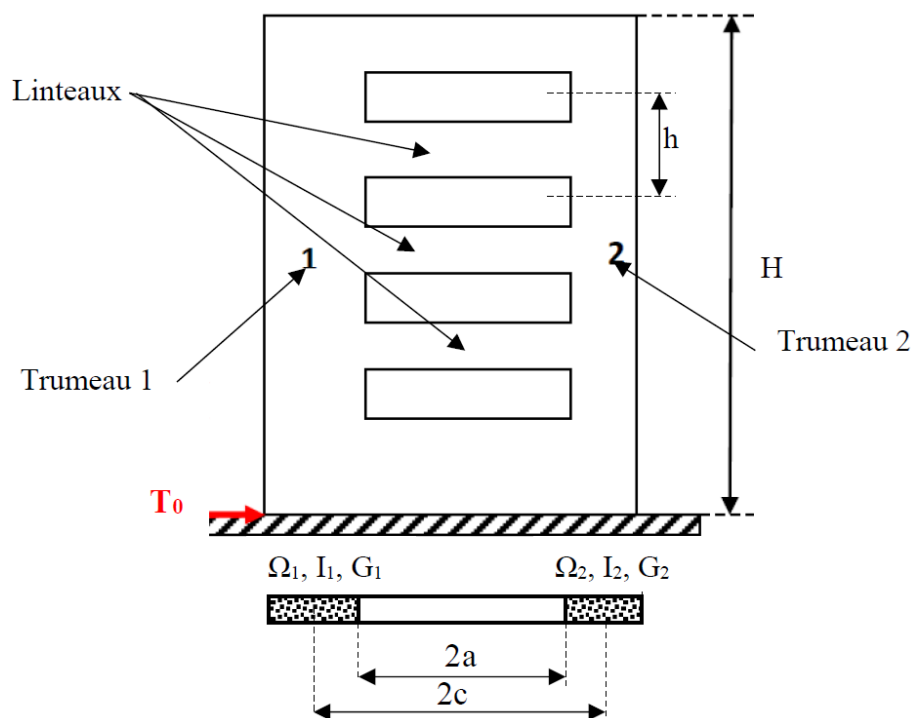


Figure 6.12 : Eléments composant un voile avec une file d'ouvertures (trumeaux + linteaux)

6.3.5 Détermination des efforts dans les linteaux

Les voiles de notre ouvrage présentent une seule file d'ouvertures. Ils sont soumis à l'action des charges gravitaires et des charges sismiques. L'action sismique est supposée linéairement répartie suivant la hauteur de l'ouvrage (Chap.5).

L'étude est faite pour le voile le plus sollicité. La section horizontale du voile est effectuée au niveau d'une ouverture. Elle est représentée par la figure suivante :

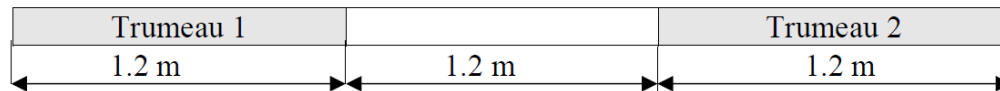


Figure 6.13 : Section transversale d'un voile avec une file d'ouvertures

a. Détermination du degré de monolithisme du voile α

$$\alpha = H \omega$$

$$\omega^2 = \frac{3i}{a^3} \times \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh}$$

Avec :

H : hauteur du bâtiment = 31,45 m

i : moment d'inertie du linteau (Fig.6.14)

$$i = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 0,87^3}{12} = 0,011 \text{ m}^4$$

$$i = 0,011 \text{ m}^4$$

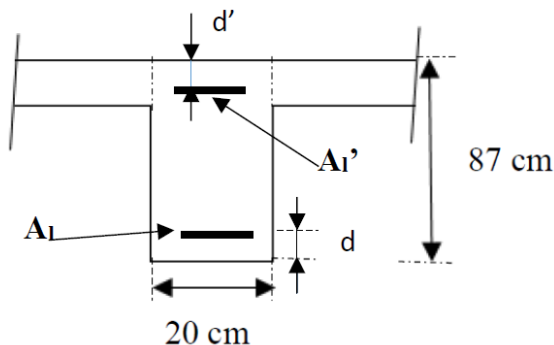


Figure 6.14 : Section du linteau

$$I_1 = I_2 = \frac{b \times h^3}{12} = 0,029 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 0,029 \text{ m}^4$$

m : moment statique du linteau

$$m = \frac{2 \times c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$$c = 1,2 \text{ m}$$

Ω_1 : aire de trumeau 1

Ω_2 : aire de trumeau 2

$$\Omega_1 = \Omega_2 = 1,2 \times 0,2 = 0,24 \text{ m}^2$$

Donc, le moment statique est égal :

$$m = \frac{2 \times 1,2}{\frac{1}{0,24} + \frac{1}{0,24}} = 0,29 \text{ m}^3$$

$$m = 0.29 \text{ m}^3$$

I : moment d'inertie total du voile avec ouverture

$$I = I_1 + I_2 + 2 \times m \times c$$

$$I = 0.058 + 2 \times 0.29 \times 1.2$$

$$I = 0.754 \text{ m}^4$$

En portant les résultats obtenus dans l'expression (6.9), on obtient :

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0.011 \times 1.2 \times 0.754}{0.6^3 \times 0.058 \times 0.29 \times 3.06} = 2.68 \rightarrow \omega = 1.64$$

$$\omega = 1.64$$

Le degré de monolithisme du voile est égal à :

$$\alpha = H \omega = 31.45 \times 1.64 = 51.58$$

$$\alpha = 51.58 \rightarrow \alpha > 10$$

Nous sommes donc en présence d'un voile avec des ouvertures de faible dimension. Par conséquent, il se calcule comme un voile plein. Quant aux linteaux, ils seront ferrailés pour reprendre les sollicitations suivantes (Fig.6.15) :

À l'encastrement du linteau :

- Effort tranchant :

π = somme des contraintes de cisaillement agissant dans le plan AA' sur la hauteur d'étage h (Fig.6.10)

$$\pi = \tau e h = \frac{T_0 \times m}{I} \times h$$

- Moment fléchissant (Fig. 6.15) :

$$M = \pm \pi a$$

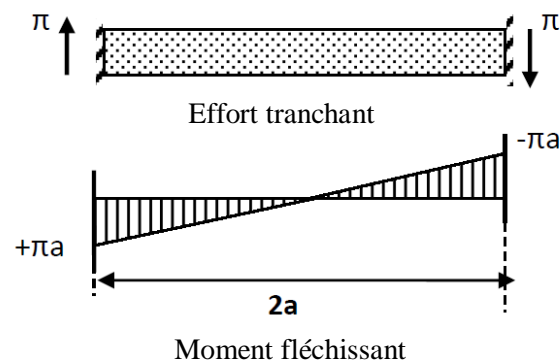


Figure 6.15 : Sollicitations du linteau

c. Calcul des sollicitations du linteau

Effort tranchant :

$$\pi = \frac{T_0 \times m}{I} \times h$$

Avec,

T_0 : effort tranchant à la base du voile considéré (déterminé à l'aide du logiciel ROBOT)

$$T_0 = 946 \text{ kN}$$

$$\pi = \left(\frac{946 \times 0.29}{0.78} \right) \times 3.06$$

$$\pi = 1076.25 \text{ kN}$$

Moment à l'encastrement

$$M = \pm \pi a$$

$$M = \pm 1076,25 \times 0,6 = 645,75 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{M = \pm 645,75 \text{ kNm}}$$

6.3.4 Ferrailage des linteaux

Le ferrailage du linteau se fait conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/2003.

a. Vérification de la contrainte tangentielle

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \text{ avec } = 1,4 \times 1076,25 \approx 1506,75 \text{ kN}$$

Où,

$$\bar{V} = 1,4T_E = 1,4 \pi = 1,4 \times 1076,25 \approx 1506,75 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1506,75 \text{ kN}$$

b : épaisseur du linteau = 20 cm

d : hauteur utile = 0,9 h_l

h_l : hauteur totale de la section brute du linteau = 87 cm

Ce qui vient :

$$\tau_b = \frac{1506,75}{0,2 \times 0,9 \times 0,87} = 9,621 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,62 \text{ MPa} \rightarrow \text{Armatures diagonales indispensables}$$

En plus des armatures diagonales A_D, il faut disposer un ferrailage longitudinal, transversal et en zone courante conformément aux minimums fixés par le règlement algérien (RPA99/2003).

Les efforts (M, π) seront repris par des bielles diagonales suivant l'axe moyen des armatures A_D. Pour le calcul de ces armatures, on utilise les formules suivantes :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tga} = \frac{h-2d}{l}$$

Où,

$$V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)} = \pi$$

$$h = h_l$$

b. Armatures longitudinales

La quantité d'armatures longitudinales est tel que :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 87 = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_l = A'_l = 2,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix } 2\text{Ø}14}$$

c. Armatures transversales

Elles sont déterminées comme ce qui suit :

$$0,025 f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b \rightarrow A_t > 0,0025 bs$$

$$\text{Espacement minimal} = s_{\min} = \frac{h}{4} = \frac{87}{4} = 21,75 \text{ cm} \rightarrow A_t > 0,0025 \times 20 \times 21,75 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t > 1,09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix } 1 \text{ cadre } \text{Ø}10 \rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2}$$

d. Armatures de repartition

Elles sont données par la formule suivante :

$$A_c \geq 0.002bh = 0.002 \times 20 \times 87 = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq 3.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix } 4\text{Ø}12$$

e. Armatures diagonales

Pour le calcul de ces armatures, on utilise les formules suivantes :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

Soit numériquement,

$$d = d' = 3 \text{ cm (Fig.6.14)}$$

$$l = 120 \text{ cm (Fig.6.13)}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{87-2 \times 3}{120} = 0.675$$

$$\text{tg} \alpha = 0.675 \rightarrow \alpha = 34^\circ \rightarrow \sin \alpha = 0.559$$

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} = \frac{1076,25 \times 10^2}{2 \times 400 \times 10 \times 0.559} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix } 8\text{Ø}20$$

Le schéma de ferrailage des linteaux est représenté par la figure 6.16.

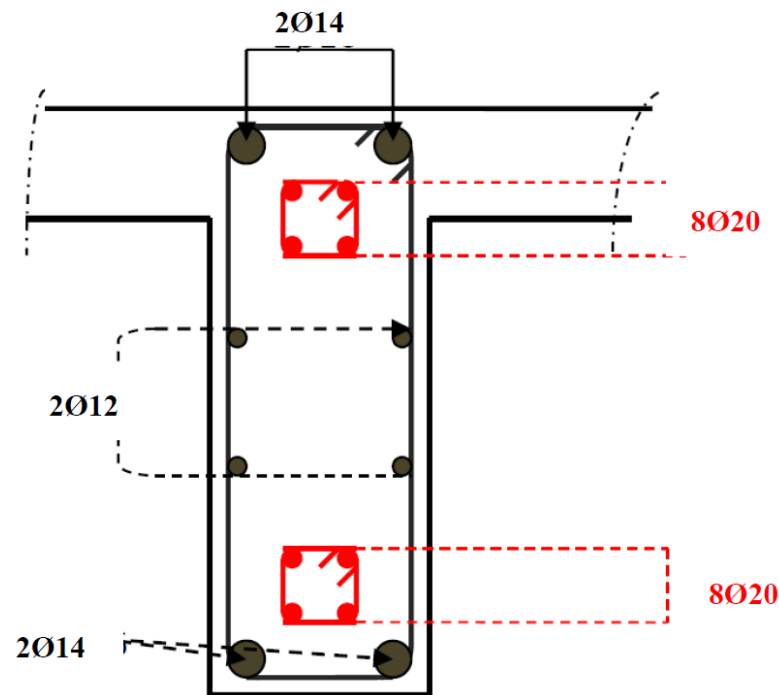


Figure 6.16 : Schéma du ferrailage des linteaux

6.3.6 Etude du voile avec une seule file d'ouverture

Nous avons vu plus haut que le degré de monolithisme du voile ($\alpha = 51.58 > 10$, ouvertures de faibles dimensions) permet de l'étudier comme s'il était plein. Pour cette raison, nous avons choisi d'étudier les voiles pleins les plus sollicités des deux blocs étant donné que la méthodologie est identique.

6.4 Etude d'un voile plein conformément au RPA/2003

L'étude s'intéresse aux voiles les plus sollicités se trouvant au niveau RDC. Il s'agit des voiles axe H, axe 4 et axe 5. Ces voiles ont comme dimensions :

l : longueur

$l = 4 \text{ m}$

h : hauteur du voile au niveau RDC

$h = 3,91 \text{ m}$

a : épaisseur du voile

$a = 20 \text{ cm}$

a. Evaluation des sollicitations

Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 6.29.

Tableau 6.29 : Evaluation des sollicitations des voiles pleins

Combinaison	Type	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
ELU	ELU	1608,27	-147,21	6,58	2,29	1,73
G+Q+Ex	ACC	1419,72	-1680,41	96,04	4,93	-1,38
G+Q-Ex	ACC	939,74	1469,75	-86,59	-1,58	3,93
G+Q+Ey	ACC	2445,59	8205,42	-936,01	-12,14	18,25
G+Q-Ey	ACC	-86,13	-816,08	945,46	15,48	-15,70
0.8G+Ex	ACC	1100,37	-1632,57	94,03	4,44	-1,69
0.8G-Ex	ACC	620,38	1517,59	-88,6	-2,07	3,62
0.8G+Ey	ACC	2126,24	8153,26	-938,02	-12,63	17,95
0.8G-Ey	ACC	-405,49	-8268,25	943,45	15,00	-16,01

D'après ce tableau, on constate que le cas le plus défavorable correspond à la combinaison : 0,8 G - E_y

Les sollicitations correspondantes sont :

$M = - 8268.25 \text{ kN.m}$

$N = - 405.46 \text{ kN}$

b. Ferrailage du voile sous (0,8 G - E_y)

- Armatures verticales

Le voile sera ferrailé à la traction avec la combinaison 0.8G – E_y, ce qui donne :

$M = - 8268.25 \text{ kN.m}$

$N = - 405.46 \text{ kN}$

$T = 943,45 \text{ kN}$

σ_1, σ_2 : Contraintes extrêmes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv_i}{I_i}$$

Ω : Surface du voile

$$\Omega = a \times L$$

a : épaisseur du voile = 20 cm

L : longueur du voile = 4 m

I : moment d'inertie du voile

$$I = \frac{aL^3}{12}$$

v : distance entre l'extrémité des voiles et le centre de gravité

Pour ce cas l'excentricité est égale à :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-8268,25}{-405,49} = 20.39 \text{ m}$$

Pour déterminer si la section du voile est partiellement comprimée ou non, il faut vérifier la condition suivante :

$$e_0 \leq \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

Tel que :

$$\left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{4}{2} - 0.1 \times 4 = 1,6 \text{ m}$$

$$e_0 = 20.39 \text{ m} \geq \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.6 \text{ m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Par conséquent, la section du voile est partiellement comprimée (S.P.C). Le ferrailage de ce dernier se fait en flexion composée.

c. Armatures du voile

Pour une bande de 1 mètre de largeur, les quantités d'armatures déterminées à l'aide du logiciel ROBOT sont :

- Armatures du bord (armatures verticales) : $A_S = 66.85 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Choix : 6 HA 40
- Armatures verticales (zone tendue) : $A_v = 9.13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Choix : 6 HA14
- Armatures horizontales : $A_h = 3.74 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Choix : 6 HA12
- Armatures minimales verticales et horizontales : $A_{v,h \min} = 0.15 \times 20 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

Pour le choix des armatures du voile, le diamètre des barres ne dépasse pas 20 mm, condition imposée par le RPA99/2003. D'autre part, l'espacement des armatures verticales et horizontales doit être tel que :

$$S_t \leq (1.5a, 30 \text{ cm}) = (30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas, l'espacement des armatures verticales et horizontales est égal à :

$$S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Par ailleurs, en plus des armatures horizontales, le RPA 99/2003 exige que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré de diamètre $\emptyset 8$.

d. Schéma de ferrailage

La figure suivante schématise le schéma de ferrailage du voile étudié au niveau RDC.



Figure 6.17 : Schéma de ferrailage du voile au niveau RDC

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

7.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

En général, les efforts transmis aux semelles de fondations sont :

- Un effort normal
- Une force horizontale engendrée par une action sismique ou climatique
- Un moment pouvant agir dans n'importe quelles directions.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

a. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers.

b. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

7.2 Etude du sol de fondation et choix du type de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude du sol détaillée. Celle-ci nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Concernant le site où sera implanté cet ouvrage, une étude du sol a déjà été réalisée au voisinage de ce site (Annexe 4).

Les résultats de l'étude donnent un taux de travail du sol de 0.32 MPa et un site ferme (S_2). Mais, par mesure de sécurité, nous avons utilisé pour le calcul des semelles un taux légèrement plus faible et en supposant que le site est meuble (S_3). Le taux de travail du sol retenu est pris égal à :

$$\sigma_{sol} = 0.27 \text{ MPa}$$

Le choix du type de fondation est conditionné par la nature de l'ouvrage à fonder, la nature du terrain et sa résistance, la profondeur du bon sol et le tassement du sol.

En ce qui concerne notre ouvrage, le taux de travail du sol est élevé et le problème de tassement ne se pose pas. Aussi, on peut utiliser des fondations superficielles (semelles

isolées sous poteaux, semelles filantes sur plusieurs poteaux, semelles filantes sous voiles, radier général).

Nous avons d'abords testés les semelles isolées. Avec ces dernières, les dimensions obtenues nous ne permettent pas de les garder surtout au niveau du joint parasismique (semelles très excentrées qui nécessitent des poutres redressement). Pour cette raison, nous avons opté pour un seul radier général nervuré pour les deux blocs.

Parmi les principaux avantages du radier, on peut citer sa grande rigidité dans son plan horizontal, sa bonne répartition de la charge sur le sol de la fondation, sa facilité de coffrage, sa rapidité d'exécution, ...

7.3 Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé (Fig.7.1) dont les appuis sont constitués par les éléments porteurs verticaux de l'ouvrage (poteaux et voiles), et où les nervures sont considérées comme des poutres renversées (Fig.7.2).

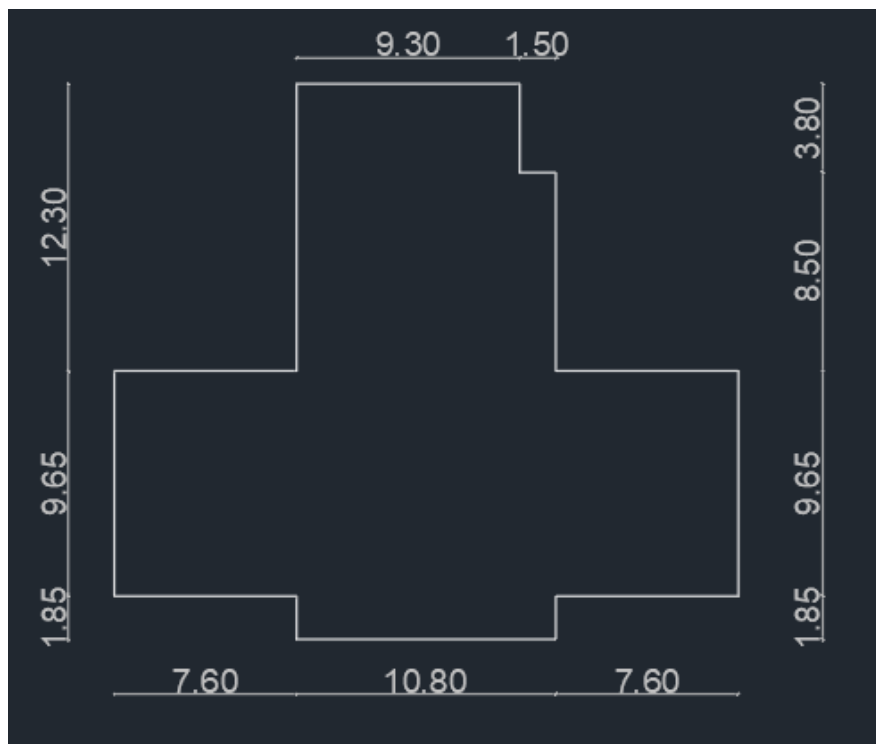


Figure 7.1 : Forme de la dalle du radier

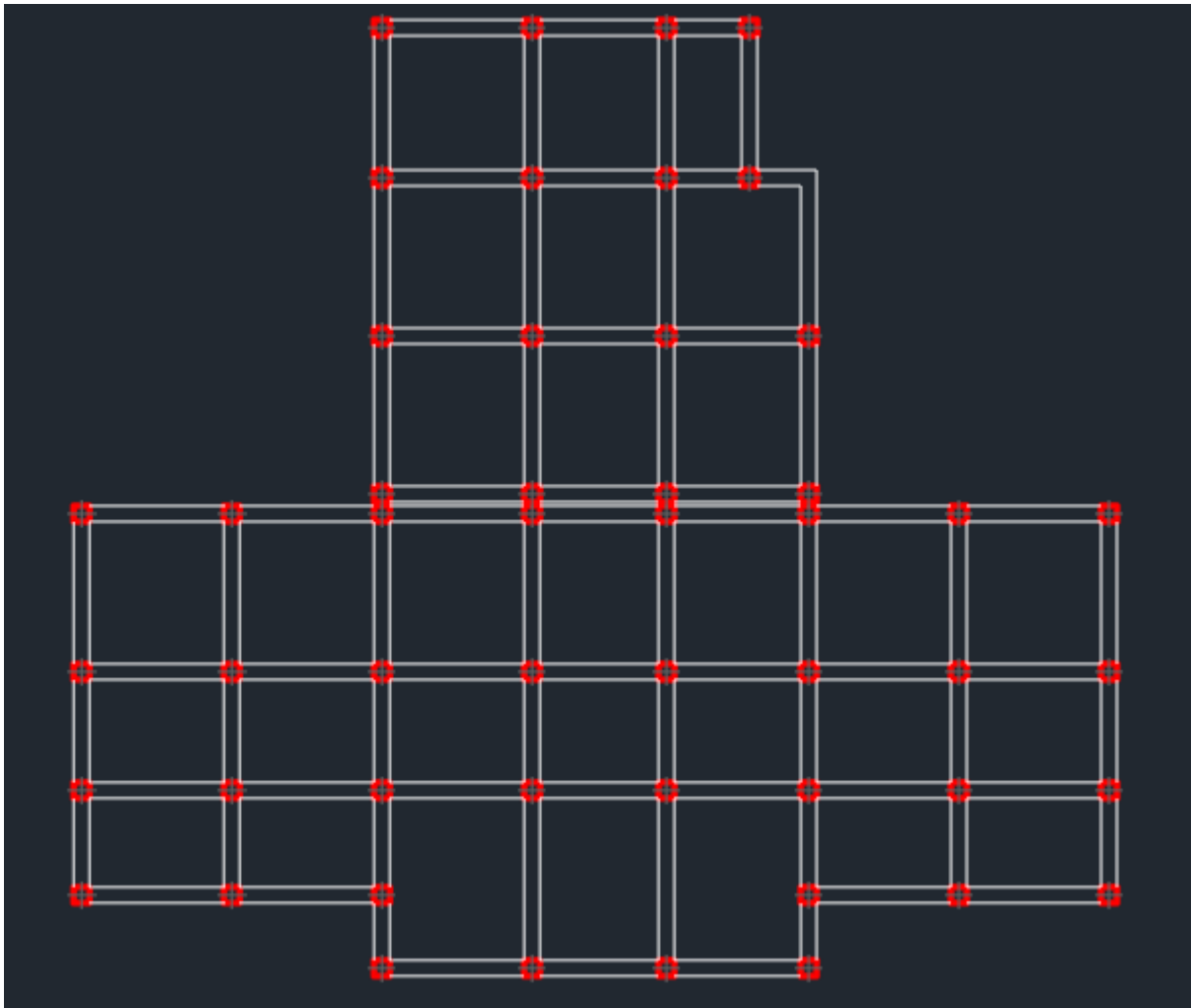


Figure 7.2 : Disposition des nervures du radier

7.3.1 Prédimensionnement du radier

Selon le RPA99/2003 et le BAEL91, la hauteur minimale du radier doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$
- $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

Le panneau le plus sollicité se trouve suivant les axes 4,5 et A,B. Ses dimensions sont :

$$L_{\max} = 4.5 \text{ m}$$

$$L_{\min} = 3.4 \text{ m}$$

$$\frac{4.5}{8} \leq h \leq \frac{4.5}{5} \rightarrow 0.56 \text{ m} \leq h \leq 0.9 \text{ m}$$

D'après ces conditions, on prend :

$$\mathbf{h = 100 \text{ cm}}$$

7.3.1.1 Prédimensionnement de la dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit :

$$h_d = 30 \text{ cm}$$

7.3.1.2 Prédimensionnement des nervures

- Hauteur de la nervure

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Soit :

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

- Base de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 70 = 28 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 70 = 49 \text{ cm}$$

On prend :

$$b_n = 50 \text{ cm}$$

7.3.2 Condition de la longueur d'élasticité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2}$$

Ce qui conduit à :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times L_{\max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E_v}}$$

Avec,

h : hauteur du radier

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

K = 40 MPa pour un sol moyen

I : inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

L_{\max} : distance maximale entre nus des nervures

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.90 \text{ m}$$

On prend :

$h = 100 \text{ cm}$

Récapitulatif

Les dimensions retenues pour le radier sont :

$h_{\text{ner}} = 70 \text{ cm}$

$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$

$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$

7.3.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Où,

$b = 1 \text{ m}$

$d = 0.9h_d = 0.27 \text{ m}$

$$T_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}}$$

$T_u = 309.71 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{309.71}{1 \times 0.27} = 1147.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.15 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

7.3.4 Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL91, aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite (Fig.7.3) :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec,

N_u : charge de calcul à l'ELU pour un poteau ou un voile

μ_c : périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

a : épaisseur du voile ou du poteau

b : largeur du poteau ou du voile

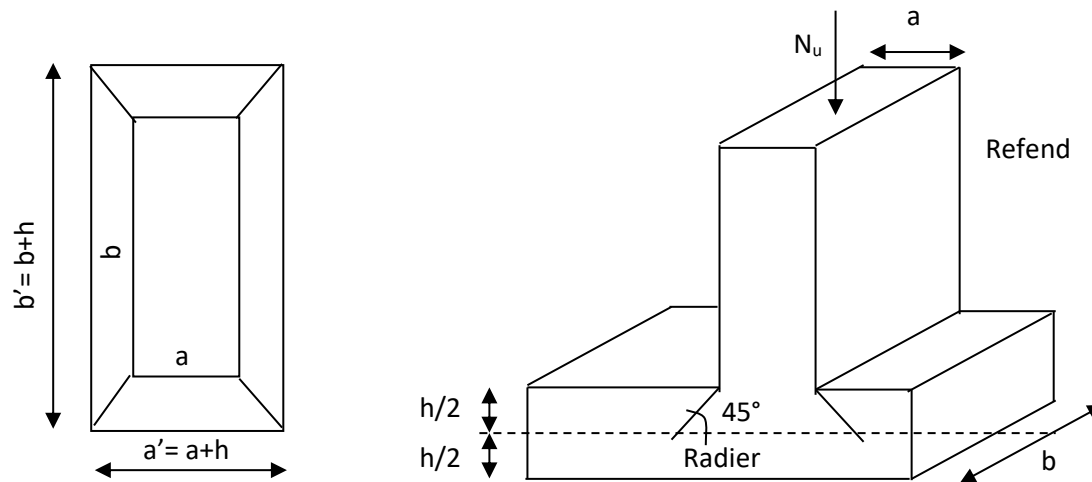


Figure 7.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux après diffusion des charges

- Poteaux

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 1670.27 \text{ kN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 1.25 \times 10^3}{1.5} = 4500 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Voiles de contreventement

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 12.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1608.27 \text{ kN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 12.4 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 2790 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7.4 Ferrailage du radier

Etant donné que le ferrailage des dalles des planchers ainsi que celui des poutres principales et secondaires s'est fait manuellement, aussi, pour le ferrailage du radier, nous l'avons fait à l'aide du logiciel ROBOT et EXPERT.

7.4.1 Ferrailage de la dalle

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure soumis à la réaction du sol.

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adapterons la même section d'armatures. Cette section est déterminée en prenant en considération dans les calculs le panneau le plus sollicité.

Les sollicitations de ce panneau figurent dans les tableaux suivants :

Tableau 7.1 : Evaluation des moments M_{xx} (kNm/m) du radier

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-261.13	173.02	-190.91	126.37	-102.81	181.18

Tableau 7.2 : Evaluation des moments M_{yy} (kNm/m) du radier

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-101.46	102.06	-73.80	74.35	-31.94	142.48

7.4.1.1 Ferrailage dans le sens x - x

- Sur appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{261.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.25$$

$$\mu = 0.25 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{sa} = 32.7 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{7HA25 \rightarrow A_{sa} = 34.36 \text{ cm}^2}$$

Avec,

$S_t = 12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$: Sens de la petite portée

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27 = 3.24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{sa} = 34.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{181.18 \times 10^{-3}}{100 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.17$$

$$\mu = 0.17 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{st} = 20.03 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{7HA20 \rightarrow A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement de $12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$: Sens de la petite portée

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27 = 3.24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{sx} = 21.99 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.4.1.2 Ferrailage dans le sens y - y

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.238^2 \times 14.16} = 0.126$$

$$\mu = 0.126 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \text{section économique pas d'armature de compression}$$

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{sa} = 11.14 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{7HA16 \rightarrow A_{sa} = 14.06 \text{ cm}^2}$$

Avec :

$S_t = 12\text{cm} < \min(3h, 33\text{ cm})$: Sens de la grande portée.

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 23.8 = 2.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sa} = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{142.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.238^2 \times 14.16} = 0.177$$

$$\mu = 0.138 < \mu_{\lim} = 0.392 \rightarrow \text{section économique pas d'armature de compression}$$

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{st} = 14 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{7HA16} \rightarrow \mathbf{A_{st} = 14.07 \text{ cm}^2}$$

Avec : $S_t = 12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$: Sens de la grande portée.

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27 = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.4.1.3 Vérification à L'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée (Tab.7.3) :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau 7.3 : Vérification à l'ELS du radier

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	261.13	190.91	1.37	0,366	0,435	Vérifiée
	Travée	173.02	126.37	1.37	0,234	0,435	Vérifiée
Y- Y	Appuis	101.46	73.80	1.37	0,129	0,435	Vérifiée
	Travée	102.06	74.35	1.37	0,186	0,435	Vérifiée

7.4.2 Ferrailage de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres renversées. Les dimensions de celles-ci sont :

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 63 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Robot. Les résultats figurent dans le tableau : ci-après :

Tableau 7.4 : Evaluation des moments dans la nervure du radier

Nervure	Appui			Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
Valeurs	396.61	288.83	399.17	-571.96	-416.74	-742.47

7.5.2.1 Calcul des armatures longitudinales

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{399.17 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.63^2 \times 14.16} = 0.142$$

$\mu = 0.142 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ section économique pas d'armature de compression

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{st} = 18.2 \text{ cm}^2$$

6HA20 $\rightarrow A_{sa} = 18.85 \text{ cm}^2$

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 50 \times 63 = 3.78 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$A_{sy} = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{742.47 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.63^2 \times 14.16} = 0.264$$

$\mu = 0.264 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ section économique pas d'armature de compression

La section des armatures longitudinales tendues est :

$$A_{st} = 30.8 \text{ cm}^2$$

7HA25 $\rightarrow A_{st} = 34.36 \text{ cm}^2$

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 50 \times 63 = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sy} = 34.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

7.5.2.2 Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Les résultats de cette vérification se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau 7.5 : Vérification à l'ELS de la nervure du radier

Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Appuis	396.61	288.83	1,37	0,142	0,192	0,435	Vérifiée
Travée	-571.96	-416.74	1,37	0,264	0,391	0,435	Vérifiée

7.4.2.3 Calcul des armatures transversales

- Espacement des armatures

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right) = \min(17.5; 30; 30) = 17.5 \text{ cm}$$

Où,

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- Quantité d'armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

On prend des barres de diamètre $\phi 12$, donc :

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (double cadre)}$$

La quantité des armatures minimale :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2 < A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{u \max} = 423.32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{432.32 \times 10^3}{500 \times 630} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.4.2.4 Armatures de peau

Selon le BAEL91, les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures, on risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans le cas de notre ouvrage, la hauteur de la nervure est de 70 cm. La quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p \geq 3 \text{ cm}^2/\text{m de parment} (2 \times \text{la retombée} + \text{la largeur})$$

Avec,

Retombée = 40 cm

Largeur = 50 cm

$$A_p \geq 3 (2 \times 0.4 + 0.5) = 3.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures de peau :

$$4 \text{ HA14} \rightarrow A_p = 6.15 \text{ cm}^2$$

Les schémas du ferrailage de radier général et de la poutre nervurée figurent ci-dessous :

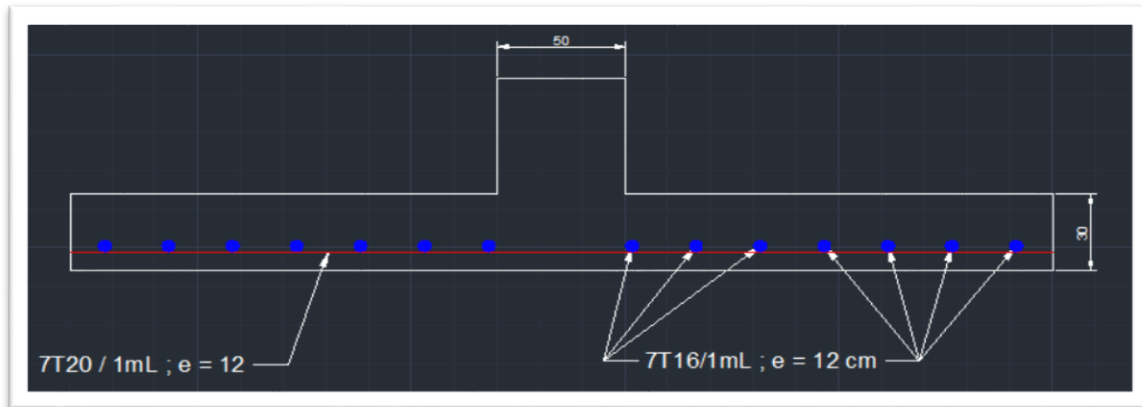


Figure 7.4 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine du radier (coupe parallèle à L_x)

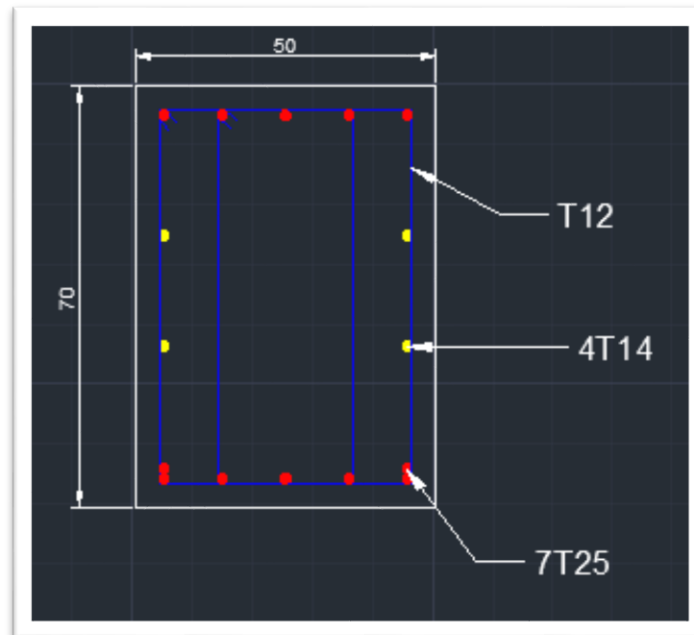


Figure 7.5 : Schéma du ferrailage de la poutre nervurée

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant la conception et dimensionnement des bâtiments et d'autre part, d'approfondir les connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire.

En effet, à travers cette étude, nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises, en les affinant et les approfondissant par rapport aux attentes du vaste monde qu'est le domaine du Génie Civil.

Un des principaux objectifs de cette étude était de trouver la manière la plus rationnelle de concevoir et dimensionner un bâtiment en béton armé afin qu'il puisse bien se comporter convenablement aux séismes.

Pour atteindre cet objectif, il est impératif de prévoir une bonne conception parasismique et un dimensionnement qui tient en compte de la ductilité des matériaux tout en respectant les dispositions particulières exigées par le RPA99/2003.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir d'avantage nos recherches et connaissances en Génie Civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant nos études.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul). Comme exemple, nous citerons ROBOT que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

Bibliographie

Bibliographie

1. C.G.S, CBA93, Office des publications universitaires, 1994.
2. C.G.S, RPA99 version 2003, Office des publications universitaires, 2003.
3. Henry Thonier, Conception et Calcul des structures de Bâtiment Tome 3, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1998.
4. Jean Perchat et Jean Roux, Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés, Eyrolles, 1999.
5. Walide Maireche et Mouad Renane, Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+4, ENP, PFE, Juin 2009.
6. Rafik Taleb, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions, 2017, <http://revue.ummo.dz/index.php/JMES/article/viewFile/1567/pdf>
7. Cours génie civil - Outils, livres, exercices et vidéos, <https://www.4geniecivil.com>
8. Belkacem Chaibedra, <https://www.youtube.com/channel/UCmVzlyfGIcKsfEERgzRSPw>

Cours et TD :

9. BOUTEMEUR Ramdane. Béton Armé 1 et 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.
10. STIHI Sana. Batiment 1 et 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.
11. BAOUCHE Nadjia. Constructions parasismiques. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.
12. BAOUCHE Nadjia. Structures en béton. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.
13. BOURAHLA Noureddine. Dynamique des structures 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.

Logiciels :

14. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022, (Analyse et calcul des structures)
15. AutoCAD 2022 - Français (French), (Dessin).
16. EXPERT BA 2010, (Ferrailage).
17. Office WORD et EXCEL, (Traitement de texte et calcul).

Annexes

ANNEXE 1

1. Dimensionnement de l'acrotère

1.1 Force sismique

Selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003 l'élément secondaire doit être calculé sous l'action des forces horizontales données par la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec ;

A : coefficient d'accélération obtenu suivant la zone III et le groupe d'usage 2 donc : $A = 0.25$ pour un groupe d'usage 2, zone III d'après RPA (4.2.3 P34. Tableau (4.1)).

C_p : facteur de forces horizontales $C_p = 0,8$ (R.P.A Tableau6.1, P55)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = g_p + g_{\text{revêtement}}$

Avec ;

g_p : Poids propre de l'acrotère $\rightarrow g_p = \text{poids volumique du béton} \times \text{la section d'acrotère}$

S : La section de l'acrotère $\rightarrow S = (0.1 \times 0.9) + (0.1 \times 0.15) - (0.052 / 2) = 0.079 \text{ m}^2$

Donc : $g_p = 25 \times 0.079 = 1.975 \text{ kN/m}_L$

$g_{\text{revêtement}}$: Poids du revêtement $\rightarrow g_{\text{revêtement}} = \text{poids surfacique de revêtement} \times \text{Périmètre de l'acrotère.}$

B : Le périmètre de l'acrotère $\rightarrow B = (0.1+0.9 +0.1 + 0.45 + 0.15 + 0.1 + 0.07) = 1.87 \text{ m}$

Donc : $g_{\text{revêtement}} = 1.87 \times 0.02 \times 20 = 0.748 \text{ kN/m}_L$

Poids propre de l'acrotère $\rightarrow W_p = g_p + g_{\text{revêtement}} = 2.62 \text{ kN/m}_L$

$W_p = 2.62 \text{ kN/m}_L$

Force sismique est égale : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.62 = 2.01 \text{ kN}$

$F_p = 2.01 \text{ kN}$

1.2 Évaluation des charges

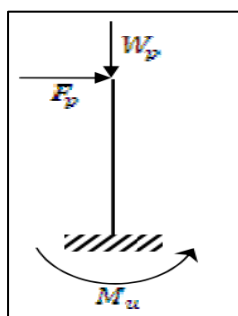


Figure 1 : Schéma statique des charges appliqué sur l'acrotère

La charge permanent et exploitation à l'ELU et l'ELS est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Evaluation des charges

La charge permanente N_u à ELU	$N_u = 1.35 W_p$	3.53 kN/m
la charge permanente N_s à ELS	$N_s = W_p$	2.62 kN/m
La charge d'exploitation à ELU (Q_u)	$Q_u = 1.35 F_p$	2.82 kN/m
la charge d'exploitation à ELS (Q_s)	$Q_s = F_p$	2.01 kN/m

1.3 Évaluation des Sollicitations

Le calcul se fait sur une bande de 1 m linière :

Moment à l'ELU : $M_u = h \times Q_u \times 1 = 0.9 \times 2.82 = 2.54 \text{ kN.m} \rightarrow \mathbf{M_u = 2.54 \text{ kN.m}}$

Moment à l'ELS : $M_s = h \times Q_s \times 1 = 0.9 \times 2.01 = 1.81 \text{ kN.m} \rightarrow \mathbf{M_s = 1.81 \text{ kN.m}}$

1.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

Le moment au centre de gravité de l'acier tendue M_A est donné par la multiplication de la force horizontale par l'excentricité

a. A l'ELU

$$M_{Au} = N_u \times e_{Au}$$

Avec ;

$$e_{Au} = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

e : excentricité $\rightarrow e_0 = e_1 + e_a$

$$e_1 : \text{Excentricité de 1}^{\text{er}} \text{ ordre} : e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.54}{3.53} = 0.72 \text{ m}$$

$$e_a : \text{Excentricité additionnelle} : e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

Donc l'excentricité est : $\rightarrow e = e_1 + e_a = 0.74 \text{ m}$

$$\text{On a : } \frac{h_0}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m} \rightarrow e_0 > \frac{h_0}{2} - c$$

Donc le type de la section est partiellement comprimé et le moment fictif est égal :

$$M_{Au} = N_u \times e_{Au} = 3.53 \times 0.74$$

$$\mathbf{M_{Au} = 2.61 \text{ kN.m}}$$

b. A l'ELS

$$M_{As} = N_s \times e_{As}$$

$$e_{As} = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Avec ;

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.81}{2.62} = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_{As} = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.69 + 0.03 = 0.72 \text{ m}$$

$$\text{D'où le Moment à l'ELS est égal : } M_{As} = N_s \times e_{As} = 2.62 \times 0.72$$

$$\mathbf{M_{As} = 1.89 \text{ kN.m}}$$

1.5 Calcul des armatures longitudinales et la vérification à l'ELS

La section est partiellement comprimée donc le ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire de dimension :

Hauteur de la section : $h = 10 \text{ cm}$

Largueur de la section : $b = 100 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 8 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{Au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.61 \times 0.001}{14.16 \times 1 \times 0.08^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.853$$

Détermination des armatures longitudinales tendue :

$$A_s = \frac{M_{Au}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2.61 \times 0.001}{348 \times 0.987 \times 0.08} = 0.94 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : D'après le BAEL 91 la section minimale des armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 8 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures $\rightarrow 4\text{HA}8/\text{mL} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement : D'après le BAEL 91 la condition de l'espacement est donnée par la relation suivante :

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions : D'après le BAEL 91 la section d'armature de répartition est donnée par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\text{Ø}6 \rightarrow A_{rep} = 0.85 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 27 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

Selon le BAEL 91 on doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.61}{1.81} = 1.44$$

Donc :

$$\alpha = 0.036 \leq \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$$

Condition vérifiée donc les armatures calculées à E.L.U seront maintenues, aucune vérification pour (σ_s)

1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement

La vérification et le calcul se font selon le BAEL 91 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec ;

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement $\rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

τ_u : Contrainte de cisaillement :

T_u : effort tranchant $\rightarrow T_u = F_p + Q = (1 + 2.01) \times 1.5 = 4.51 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{4.51 \times 10^{-2}}{1 \times 0.8} = 0.056 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

ANNEXE 2

Méthode statique équivalente

1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Cette méthode peut être utilisée pour les structures régulières ou légèrement irrégulières lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

- La structure ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation (Fig.1).
- Le bâtiment doit comporter au moins trois plans de contreventement de rigidité comparable, par exemple, trois voiles ou trois portiques (mais ne pas associer les voiles et les portiques).
- La rigidité des planchers doit être plus importante que celle des contreventements verticaux.
- Le bâtiment doit vérifier les conditions de régularité en plan et en élévation.

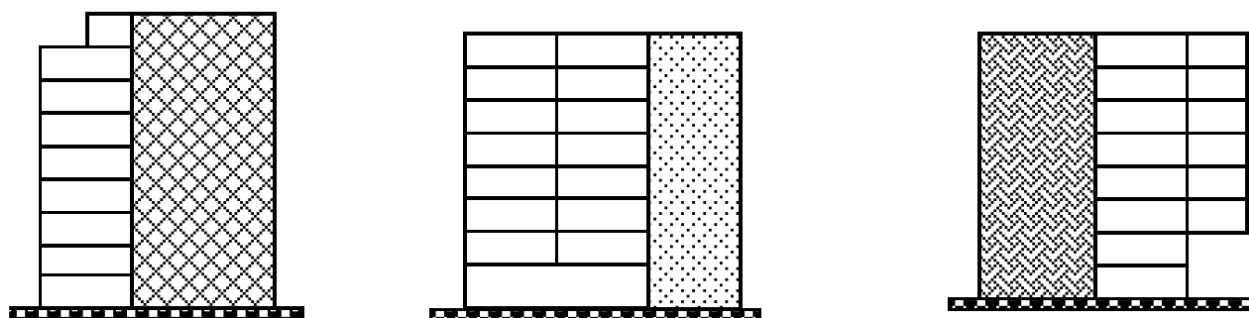


Figure 1 : Structures avec des éléments verticaux discontinus.

1.1. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une forme sensiblement symétrique suivant les deux directions et vérifier les critères ci-dessous (Fig.2) :

$\lambda = L_x/L_y \leq 4$ pour des bâtiments réguliers et légèrement irréguliers, λ représente l'élançement géométrique.

Pour les bâtiments réguliers et légèrement irréguliers, les décrochements en plan ne doivent pas excéder dans chaque direction de calcul $0,25 L_x$ ou $0,25 L_y$.

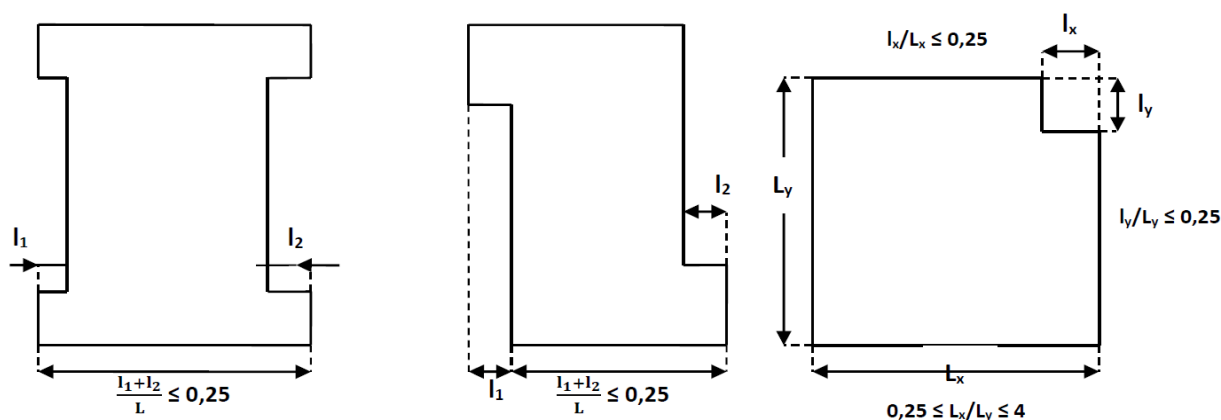


Figure 2 : Limites de la régularité en plan

1.2. Régularité en élévation

Le bâtiment doit présenter une continuité assez régulière (Fig.3) en élévation suivant les deux directions. Il est dit régulier en élévation si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Pas de discontinuité dans le système de contreventement vertical.
- Pas de variation brusque de la rigidité en élévation. De plus, la masse des différents niveaux doit rester constante ou diminuer progressivement.
- Le rapport masse/rigidité de deux niveaux successifs ne doit dépasser 25 % dans chaque direction de calcul.
- Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan de deux niveaux successifs ne doit dépasser 20 % suivant les deux directions de calcul avec $L \leq 1,5$ (L : plus grande dimension latérale et l : plus petite dimension du bâtiment).

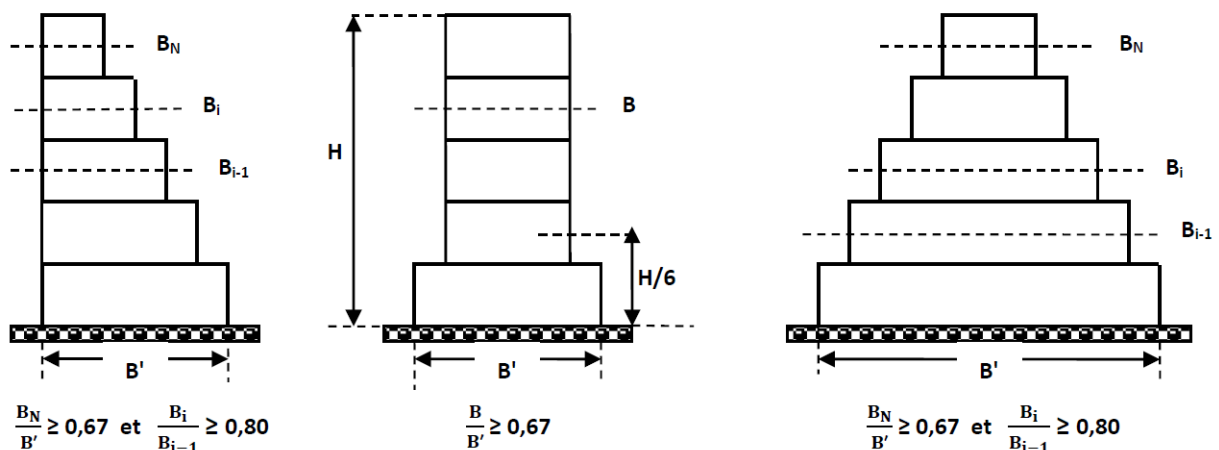


Figure 3 : Limites de la régularité en élévation

2. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux de la structure.

3. Modélisation de la structure

Dans chacune des deux directions de calcul, la modélisation de la structure se fait comme ce qui suit :

- Modèle plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers.
- Un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement puissent être découplés.
- Rigidité latérale des éléments de contreventement calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie armée.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est pris en considération pour le calcul de la résultante des forces sismiques.

- L'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment où : La structure est représentée par un modèle plan encasté à sa base avec des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale.
- La rigidité latérale des éléments de contreventement vertical est calculée à partir des sections non fissurées.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est pris en considération.

4. Calcul de la résultante sismique à la base V

Si les conditions précédentes sont vérifiées, le RPA 99/2003 permet de calculer l'effort tranchant à la base de la construction suivant les deux directions orthogonales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Où,

A : coefficient d'accélération du sol dans une zone donnée et pour une classe de construction donnée caractérisant l'intensité du séisme.

Les valeurs de A sont données par le tableau suivant (RPA99/2003) :

Tableau 1: Valeurs de A en fonction du groupe d'usage et de la zone

Groupe d'usage	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen tenant compte de l'effet dynamique de la sollicitation sismique sur la construction. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{2/3} \rightarrow T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 2 : T1, T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

R : coefficient de comportement global de la structure dépendant du type de contreventement.

Q : facteur de qualité fonction de l'hyperstatique de la structure, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et du contrôle en cours de construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfaisant ou non. Sa valeur est donnée au tableau ci-après.

Tableau 3.2 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

W : poids total de la structure, égal à la somme des poids w_i (poids propre + charges d'exploitation) calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

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

W_{qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est vaut :

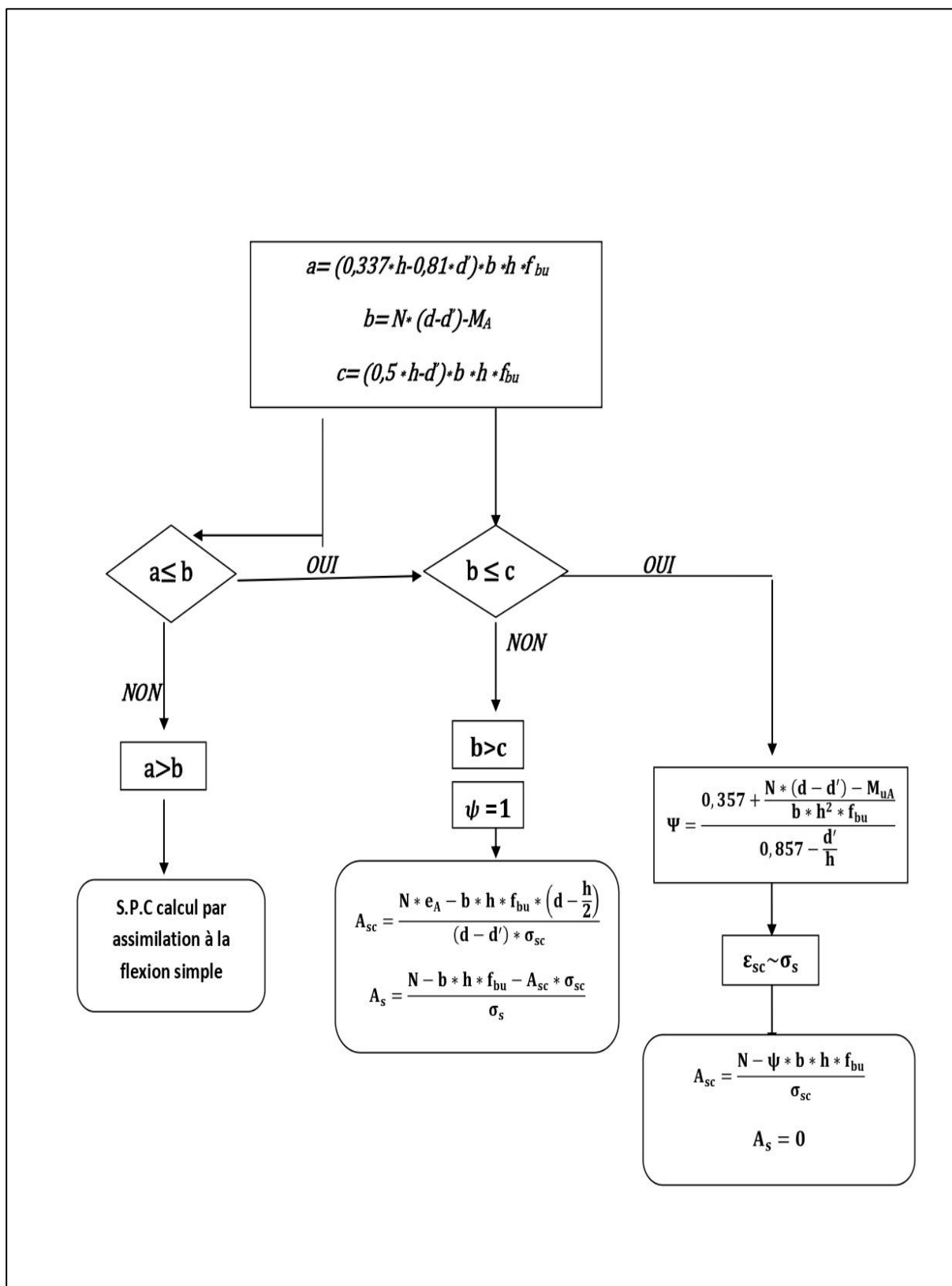
$\beta = 0,20$ pour une charge habitation ou bureau

$\beta = 0,30$ pour des salles de réunion, d'exposition, de sport, ...

$\beta = 0,40$ pour des salles de classe, restaurants, ...

ANNEXE 3

Organigramme de la méthode de calcul en flexion composée :



ANNEXE 4

1. Conclusion géotechnique :

1.1 Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature rocheuse.

1.2 Fondation des ouvrages :

- La résistance minimale à la pénétration est de 80 bar.
- Le taux de travail admissible est de 3.20 bar.
- La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel.

1.3 Classification du site :

Selon le règlement parasismique Algérien 1999 et en fonction des propriétés mécaniques des sols, ce site est classé dans la catégorie S₂ (Site ferme).

2. Stabilité du site :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

3. Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux, nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles
- Et enfin, faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.