



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Sous-sol A
USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

1. Mr. BENKOUIDER Mustapha
2. Mr. YAHLA Hicham

Soutenu le : 25/ 06 / 2015 devant le jury composé de :

Président : Mr. ZELMAT Yassine

Examineur : Mr. RZIGHA Ahmed

Encadreur : Mr. BELARIBI Omar

CO-Encadreur : Mr. BALHOUARI Fethi

Année Universitaire : 2018 / 2019

REMERCIEMENTS

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadreurs Messieurs **BELARIBI. Omar**, **BELHOUARI. Fethi** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de cet ouvrage.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

Grace à « **Dieu** » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

A mes chers parents qui m'ont toujours supporté dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs, plus spécialement à ma mère qui ma donné tout son amour pour reprendre mes études.

A mes grand-père paternelle « Boumediene » à mon grand-père maternelle « Jilali », à mes grande mère que Dieu bénisse leur âme ainsi à ma grande famille SOLTANE et YAHLA.

A tous mes amis sans exception, plus particulièrement Maical, Charaf, Filali, Walid et Radia.

Enfin à mon binôme Mustapha et à toute ma promotion 2018/2019.

Hicham

Au Nom de Dieu Omniscient que Miséricordieux,

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père.

Mon cher frère et ma chère sœur.

A tous mes amis, plus particulièrement Tedj , Hichem Ouledadda, Amira, et à mon binôme

Hicham Yahla

A tous ceux qui m'ont aidé et a tous mes enseignants beaucoup plus Mr AMMAR Brahim et

BENSOULA Mohamed.

Mustapha

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق ارضي +10 طوابق + طابق تحت ارضي ، يتم إنجازها، بولاية وهران- حي الصباح- المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA version 2003) إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات, الأعمدة و جدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS version 2017) تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **BAEL 91 (RPA 99 version 2003 modifié 99)**. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de **R+10+Sous-sol** étages qui sera implantée dans **la wilaya d'Oran- Hai Essabah-**, classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS. version.2017**). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**). La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of **G+10+subsoil** floors which will be located in the **Wilaya of Oran- Hai Essabah-**, classified in zone **IIa** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**ETABS. Version .2017**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation du projet :	1
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :	2
I.3.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.4 Caractéristiques techniques :	2
I.5 Caractéristiques des matériaux de construction :	4
I.5.1 Béton :	4
I.5.1.1 Contrainte de compression du béton :	4
I.5.1.2 Module de déformation :	4
I.5.1.3 Modèle de calcul réglementaire :	5
I.5.2 Acier :	5
I.6 Matériaux de construction utilisés : (DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitations).	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction :	8
II.2 Pré dimensionnement des poutres :	8
II.2.1 Poutres principales.	9
II.2.2 Poutre secondaires :	9
II.3 Pré dimensionnement des planchers :	10
II.3.1 Plancher à corps creux :	10
II.3.2 Plancher à dalle pleine :	11
II.4 Descente de charges :	12
II.4.1 Plancher terrasse accessible (Niveau+34.68):	12
II.4.2 Plancher étage courant :	13

II.4.3 Dalle pleine du sous-sol :.....	14
II.5 PREDEMENSIONNEMENT DES POTEAUX :.....	15
II.5.1 Critère de résistance :.....	15
II.5.2 Condition imposées par le RPA 99/2003 :.....	19
II.5.3 Conditions de flambement :.....	19
II.6 Pré dimensionnement des voiles :.....	23
II.6.1 Voile de contreventement :.....	23
II.6.2 Voile d'ascenseur :.....	23
II.6.3 Voiles périphériques du sous-sol :.....	24

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction :.....	25
III.2 Plancher a corps creux :.....	25
III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :.....	26
III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression : [CBA 93/B.6.8,423].....	26
III.2.3 Etude des poutrelles :.....	27
III.2.3.1 Evaluation des charges :.....	29
III.2.3.2 Poutrelle du plancher terrasse :.....	30
III.2.3.2.1 Différents types de poutrelles :.....	30
Application de la méthode forfaitaire :.....	31
Méthode de Caquot minorée : (pour type 2 et 3).....	35
Méthode flexion simple : (type 5 et 6).....	37
III.2.3.2.2 Calcul de ferrailage :.....	39
Conclusion :.....	41
III.2.3.2.3 Vérification de la flèche :.....	45
Calcul des ferrailages :.....	58

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1. Etude des escaliers :.....	64
IV.1. 1. Eléments constitutifs :.....	64
IV.1.2. Escalier :.....	64
IV.1.2. 1. Pré dimensionnement :.....	64

Conclusion :	66
IV.1.2.2. Descente de charges :	66
1) Volée :	66
2) Palier :	67
IV.1.2.3. Calcul du ferrailage :	69
a) Escalier a marches porteuses :	69
b) Escalir a paillasse porteuse :	72
i. Schéma statique :	72
ii. Calcul des moments max :	72
iii. Effort tranchant (T) et moments fléchissant maximums en travée M_t et en appui M_a :	
iv. Calcul de ferrailage :	75
IV.1.2.4 Calcul de la poutre brisée :	78
c) Moment de torsion :	83
IV.2 ETUDE DE L'ACROTERE :	87
Introduction :	87
IV.2.1 Calcul du ferrailage :	87
IV.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement :	92
IV.3 ETUDE BALCON :	92
IV.3.1 Type 1 :	93
IV.3.2 Type 02 :	96

Chapitre V : Etudes dynamique

V.1 Effets d'un séisme :	97
V.2 La méthode statique équivalente :	97
V.3 Méthode dynamique modale spectrale :	97
V.3.1 Présentation du logiciel :	97
V.3.2 Interprétation des résultats :	99
Calcul la force statique équivalente :	99
a. Coefficient d'accélération de zone A :	100
b. Coefficient de comportement global de la structure R :	100
c. Facteur de qualité Q :	100
d. Pourcentage d'amortissement critique ζ :	101
e. Facteur de correction d'amortissement η :	101
f. Période fondamentale de la structure T :	101

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :	101
g. Facteur d'amplification dynamique D :	101
h. Interprétation et vérifications :	102
V.3.3 Vérification des efforts tranchants de la structure :	103
b) La force sismique totale :	104
c) Spectre de réponse de calcul :	104
V.3.4 Calcul et vérification des déplacements :	105
V.3.5 Vérification de la section brute :	106
V.3.6 Calcul et vérification de P- Δ :	106
Conclusion :	108

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1 Les Poteaux :	109
VII.1.2. Exemple de calcul détaillé :	109
A/ Sollicitations de calcul :	109
B/Calcul des armatures :	110
B.1. Armatures longitudinales :	110
Cas 3 : Calcul A3	114
b) Sens y-y :	114
Cas 4 : Calcul A4	114
Cas 5 : Calcul A5	116
Cas 6 : Calcul A6	118
B.2 Armatures transversales :	118
Le ferrailage :	120
VI.2 POUTRES :	121
VI.2.1 Définition :	121
VI.2.2 Ferrailage des poutres :	122

VI.2.2.1 Ferrailage réglementaire :.....	122
Armatures longitudinales :	122
Armatures transversales :	122
VI.2.2.2 Sollicitations de calcul :	123
VI.2.3 Exemple de calcul:.....	124
Cas accidentel :.....	125
2) En appuis :.....	126
b) Armatures transversales :.....	127

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1 Introduction :.....	132
VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement :.....	132
VII.2.1 Les armatures verticales :.....	132
VII.2.2 Les Armatures horizontales :	133
VII.3 Exemple de calcul :	134
VII.3.1 Vérification au flambement :	135
VII.3.2 Calcul du ferrailage :	135
VII.3.3 La section d'armature adoptée :	137
VII.3.4 Espacement des barres :.....	137
VII.3.5 Schéma de ferrailage du voile de contreventement :.....	138
VII.4 Voile périphérique :.....	138

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :	140
VIII.2 Combinaisons de calcul :	140
VIII.3 Choix du type de fondation :.....	140
VIII.4 Calcul des semelles isolées :.....	141
VIII.4.1 Pré dimensionnement :	141
VIII.5 Etude du radier général :.....	142

VIII.5.1 Pré dimensionnement :	142
1) Hauteur du radier :.....	142
a) Condition forfaitaire :.....	142
b) Condition de rigidité :.....	142
c) Condition de non poinçonnement :	143
d) Condition de non cisaillement :	144
2) Hauteur des nervures : hn	145
3) Epaisseur de la dalle :.....	145
4) Pré dimensionnement des poutres :.....	145
VIII.6. Etude du radier :.....	146
VIII.6.1. Détermination des sollicitations :.....	146
VIII.6.1.2. Combinaisons d'actions :.....	147
VIII.6.2. Vérification des contraintes sous radier :.....	148
VIII.6.3 Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :.....	150
VIII.6.4 Calcul du ferrailage du radier :	150
A/ Ferrailage de la dalle :.....	150
B/ Ferrailage du débordement :.....	155
C/ Ferrailage des poutres :.....	156
C.1 Poutres Principales :.....	156
C.2. Poutre secondaire :	157
C.3 Vérification de l'effort tranchant :.....	159

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation du projet

Tableau I.1 : Résistances de l'acier calculé	6
Tableau I.2 : Matériaux de construction	7

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des charges et des surcharges des poteaux	18
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de sections des poteaux	21
Tableau II.3 : Epaisseur des voiles	24

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1: Tableau récapitulatif de différents moments en appuis	33
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des différents moments en travée	34
Tableau III.3 : Tableau des moments fléchissant.....	37
Tableau III.4 : Tableau des moments et les efforts tranchants	38
Tableau III.5 : Tableau des moments et les efforts tranchants	38
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations des planchers étage terrasse...	38
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations des planchers étages courants.	39

Tableau III.8: tableau de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse.....	49
Tableau III.9: tableau récapitulatif des sollicitations.....	55
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif.....	56
Tableau III.11: Tableau des Moments fléchissant maximums	58
Tableau.III.12 : tableau récapitulatif du ferrailage.....	62

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des résultats.....	69
Tableau IV.2 : Résultats des sollicitations et réactions à l'ELUR.....	73
Tableau IV.3 : Résultats des sollicitations et réactions à l'ELS.....	74
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	74
Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif des moments.....	80
Tableau IV.6 : Tableau des armatures à l'E.L.U.R.....	94
Tableau IV.7: tableau récapitulatifs des calculs.....	96

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V. 1 : récapitulatif des facteurs de qualité.....	100
Tableau V.2: Période et facteur de participation massique	102
Tableau V.3 : Distribution de la résultante des forces sismiques.....	103
Tableau V.4: tableau récapitulatif de la vérification du déplacement.....	105
Tableau V.5: récapitulatif de la vérification du P-Delta.....	107

Chapitre VI: Etude des portiques

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul.....	109
Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux.....	120
Tableau.VI.3 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchants.....	123
Tableau.VI.4 : tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.....	117

Chapitre VII: Etude des voiles

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales des voiles V1	135
Tableau VII.2 : Ferrailage du voile.....	139

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Dimensions des poutres.....	146
Tableau VIII.2: la stabilité du radier en situation durable.....	149
Tableau VIII.3: la stabilité du radier en situation accidentelle.....	149
Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELU).....	151
Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELS).....	151
Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage.....	155
Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage.....	158

Liste des figures

Chapitre I: Présentation du projet

Figure I.1 Plan d'étage courant	1
Figure I.2 vue de façade	2
Figure I.3 Dessin représente les maçonneries.....	3
Figure I.4 Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton	5

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux	10
Figure II.2 Dimensions d'un panneau de dalle.....	12
Figure II.3 Coupe transversale d'un plancher terrasse accessible.....	13
Figure II.4 Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	13
Figure II.5 Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.....	14
Figure II.6 Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	17
Figure II.7 Schéma de la loi de dégression.....	18
Figure II.8 Schéma représentatif d'un étage courant.....	19
Figure II.9 poteau le plus sollicité.....	20
Figure II.10 voile en élévation.....	23
Figure II.11 vue en plan de la cage d'ascenseur.....	23

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	25
Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.....	25
Figure III.3: Section de calcul	26
Figure III .4: Schéma d'une Poutre continue.....	27
Figure III.5: Définition des moments.....	28
Fig.III.6 : Moments sur appuis intermédiaires.....	29
Figure III.7 : Schémas statiques des poutrelles.....	31
Figure III.8 : Poutrelle type 1.....	31
Figure III.10 :Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	35
Figure III.11: Représentation de la méthode de Caquot.....	35
Figure III.12 : Schéma statique d'une poutre continue.....	36
Figure III.13 : Schéma statique.....	36
Figure III.14: Section de calcul.....	56
Figure III.15: Section de calcul aux appuis.....	42
Figure III.16 : influence de l'effort tranchant sur un appui.....	43
Figure III.17: influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.....	43
Figure III.18: Coordonnées du centre de gravité.....	46
Figure III.19: disposition des armatures étage terrasse.....	49
Figure III.20: disposition des armatures étage courant.....	49
Figure III.21 : la dalle pleine.....	50
Figure III.22: Hypothèse de calcul.....	51

Figure III.23: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.....	52
Figure III.25: Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement.....	53
Figure III.26: Panneau P1.....	54
Figure III.27: Panneau P1.....	62
Figure III.28 : Dessin du ferrailage de la dalle pleine.....	63

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1 : Vue en plan de la cage d'escalier.....	64
Figure IV.2: Schéma de la marche porteuse.....	67
Figure IV.3 : schéma statique de la marche porteuse.....	69
Figure IV.4 : section de calcul.....	69
Figure IV.5 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse.....	72
Figure IV.6 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un 2 palier de repos.....	72
Figure VI.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.....	73
Figure VI.8 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.....	74
Figure IV.9 : section de calcul.....	75
Figure IV.10 : section de calcul.....	76
Figure .IV.11 : Ferrailage de la paillasse.....	78
Figure IV.12 : Section de la poutre brisée.....	78
Figure IV.13 : schéma des marches porteuses (effet de torsion).....	83
Figure IV.14 : section de calcul.....	84

Figure.IV.15 : ferrailage de la poutre brisée.....	87
Figure IV.16 : Dimension et schéma statique de l'acrotère.....	88
Figure IV.17 : Section de calcul.....	89
Figure IV.18 : Position du centre de pression	91
Figure IV.19 : Coupe sur les deux balcons	93
Figure IV.20 : schéma statique du balcon type 1	93
Figure IV.21 : schéma statique du balcon type 2	96
Figure IV.22 : Schéma de ferrailage balcon 1	96
Figure IV.23 : Schéma de ferrailage balcon 2	96

Chapitre V: Etude sismique

Figure V.1: Vue de structure 2D	98
Figure V.2: Vue de structure 3D.....	98
Figure. V.3 : spectre de réponse.....	104

Chapitre VI: Etude des portiques

Figure VI.1 : Schéma du poteau (50x50) cm ²	110
Figure VI.2 : position de N, M et M ₁ sur la section transversale.....	111
Figure VI.3 : position de N, M et M ₁ sur la section transversale.....	113
Figure VI.4 : position de N, M et M ₁ sur la section transversale.....	115
Figure VI.5 : position de N, M et M ₁ sur la section transversale.....	117
Figure.VI.6 : Zone nodale.....	120
Figure.VI.7 : dessin de ferrailage du poteau (50×50).....	121

Figure VI.13 : Ferrailage PP (30x40) en appuis	131
Figure VI.14 : Ferrailage PP (30x40) en travée	131
Figure VI.15 : Ferrailage PP (30x45) en appuis	131
Figure VI.16 : Ferrailage PP (30x45) en travée	131
Figure VI.17 : Ferrailage PP (30x35) en appuis	131
Figure VI.18 : Ferrailage PP (30x35) en travée	131

Chapitre VII: Etude des voiles

Figure VII.1 : Le calcul des sollicitations d'un voile	132
Figure VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles trumeaux	133
Figure VII.3 : Les dimensions du voile	134
Figure VII.4 : Données de calcul du 1 ^{er} cas	136
Figure VII.5 : Données de calcul du 2 ^{ième} cas	136
Figure VII.6 : Données de calcul du 4 ^{ième} cas	137
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du voile	138
Figure VII.8 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté	138
Figure VII.9 : section de calcul en travée (x-x)	139
Figure VII.10 : section de calcul en travée (y-y)	139

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité.....	142
Figure VIII.2 : Dimensions du radier	145
Figure VIII.3 : Dimensions de la poutre	145

Figure VIII.4 : Encrage de la structure	150
Figure VIII.5 : Dimensions du panneau de dalle la plus sollicité	150
Figure. VIII. 6:Section de calcul dans le sens xx.....	152
Figure. VIII. 7:Section de calcul dans le sens yy.....	152
Figure VIII.8: Schéma statique du débord.....	155
Figure VIII.9 : Section de calcul.....	155
Figure VIII.10: Charge de la poutre principale.....	157
Figure VIII.11: Charge de la poutre secondaire.....	157
Figure VIII.12: Ferrailage de la poutre principale.....	160
Figure VIII.13: Ferrailage de la poutre secondaire.....	160
Figure VIII.14: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	160

Notation

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h_0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul

Notation

$\overline{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I_0	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$

Introduction Générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10+Sous-sol) à usage multiple. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique des structures mixtes, en utilisant la méthode de capacité spectrale, proposée par le règlement Américain ATC40.

En second lieu, les paramètres (déplacements inter étages, demande en ductilité, raideur au point de performance, mécanisme de ruine) issues de la méthode statique non linéaire.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ✓ La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements.
- ✓ Le dimensionnement des éléments du bâtiment.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et, l'acrotère, les dalles pleines.
- ✓ L'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS 2017
- ✓ Le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- ✓ Etude de fondation.

CHAPITRE I

Présentation du projet

I.1 Introduction :

L'étude de ce projet est représentée comme conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, balcon) ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait en respectant les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et les règles de béton armé en vigueur (**BAEL91**) avec l'aide du logiciel de calcul (**ETABS 2017**).

I.2 Présentation du projet :

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment d'habitation implanté à " Oran – Est", on cite " Hai Essabah " zone de sismicité moyenne (zone IIa) groupe d'usage (2), selon (**le RPA99 version 2003**) et qui est constitué d'un " sous – sol " ; Rez-de-chaussée et 10 étages. On trouve deux appartements par étage ; cage d'escalier et cage d'ascenseur.

- * Le sous-sol est réservé pour le stationnement des véhicules (parking).
- * Le rez-de-chaussée est pour usage commercial.
- * Les étages du 1^{er} jusqu'au 10^{ème}, à usage d'habitation.

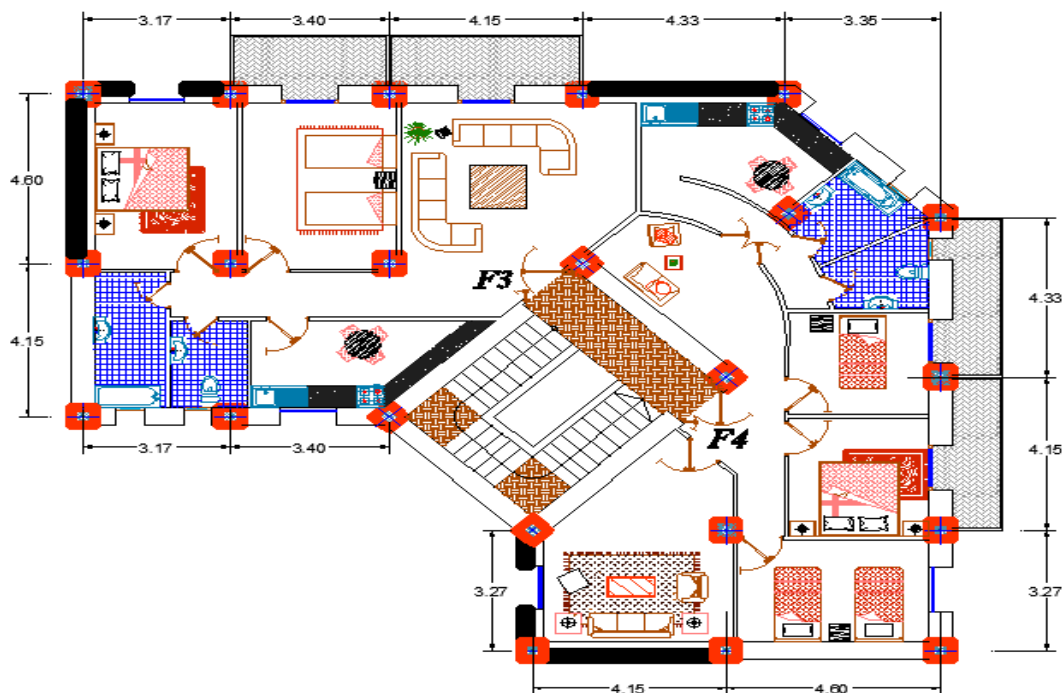


Figure I.1 : Plan d'étage courant



Figure I.2: vue de façade

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Caractéristiques géométriques :

- * La hauteur totale du bâtiment : 37.74m.
- * La longueur de construction : 18.40m.
- * La largeur de construction : 15.1m.
- * La hauteur de rez-de-chaussée : 4.08m.
- * La hauteur d'étage et la hauteur de sous-sol : 3.06m.
 - D'après le rapport géotechnique nous savons que le sol est meuble (S3) avec une contrainte admissible $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$.
 - Poids volumique du sol : $\gamma_s = 19.9 \text{ KN/m}^3$.

I.4 Caractéristiques techniques :

Notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le sous sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique.

Selon l'article 2.5.4 du **RPA99 (version2003)**, les ouvrages doivent en général comporter :

❖ **Voiles de contreventements et périphérique qui doivent être disposés de façon à :**

- * Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- * Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- * Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- * Minimiser les effets de torsion.

❖ **Planchers :**

On adopte deux types de planchers :s sol

- * Plancher à dalle pleine pour le sous-sol et RDC
- * Plancher à corps creux pour le reste des étages.

❖ **Circulations verticales :**

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

- * Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.
- * Escalier : escalier type droit de paillasse porteuse et marche porteuse

❖ **Maçonneries :**

Ils seront en double parois séparées par une lame d'air:

- Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une lame d'air de 5 cm qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique.
- Parois intérieures en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

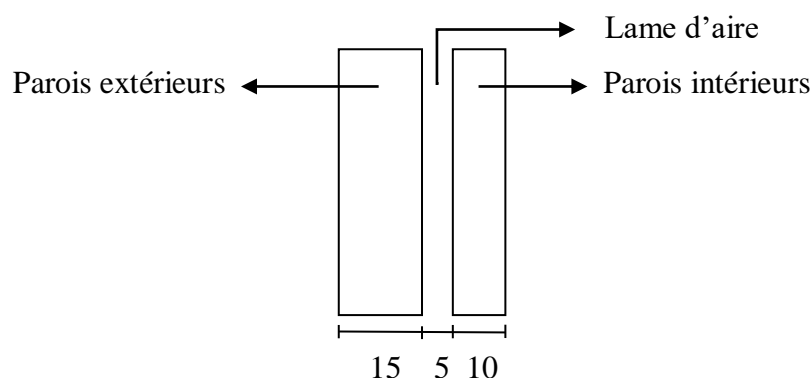


Figure II.3: Dessin représente les maçonneries.

❖ **Acrotère :**

Pour les terrasses accessibles, on adopte un acrotère de 1.2 m de hauteur.

I.5 Caractéristiques des matériaux de construction :

I.5.1 Béton :

Les constructions sont réalisées traditionnellement par des matériaux facilement obtenus, comprenant gravier, sable, eau, et ciment et cet ensemble mélangé donne du béton.

Le béton utilisé est un béton armé, son dosage en ciment doit être 350 kg/m³ pour les éléments du bâtiment et 150 kg/m³ pour le béton de propreté, avec 250 kg/m³ pour béton légèrement armé (maigre).

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours}$$

La résistance du béton à la compression simple à 28 jours est $\rightarrow: f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance du béton à la traction simple à 28 jours est :

$$\rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj} \rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.5.1.1 Contrainte de compression du béton :

➤ ELUR : $\sigma_b = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa.}$

BAEL91

Situation normale $\Rightarrow \gamma_b = 1.5$

Situation accidentelle $\Rightarrow \gamma_b = 1.15$

➤ ELS : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

BAEL91

I.5.1.2 Module de déformation :

- Instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} = 32164 \text{ MPa.}$$

- **Différée :**

On utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} = 10819 \text{ MPa.}$$

- **Coefficient de Poisson:**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$V=0 \quad \text{à ELU} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

$$V=0.2 \quad \text{à ELS}$$

- **Module déformation transversale béton :**

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

1.5.1.3 Modèle de calcul réglementaire :

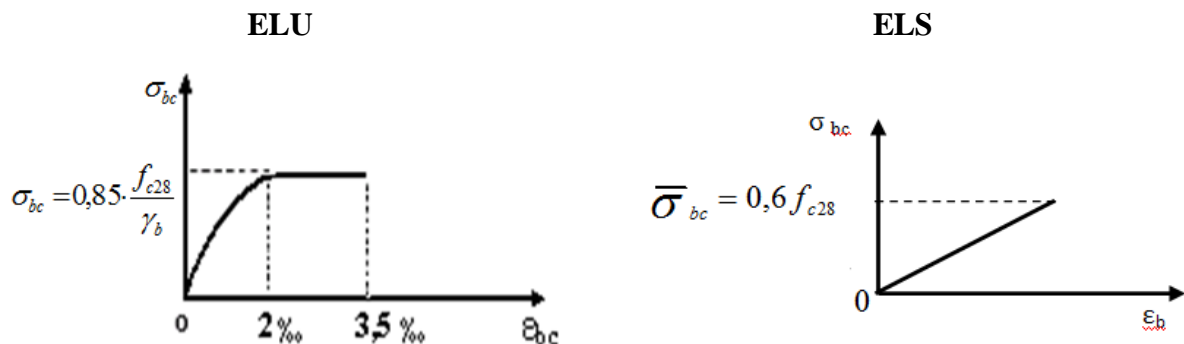


Figure I-4 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton

1.5.2 Acier :

Les aciers utilisés dans notre ouvrage en béton armé en raison de leurs caractéristiques et leur utilisation sont :

- Barres à haute adhérence "Fe E 400 " pour armatures longitudinales → HA.
- Acier doux ou rond lisse ; " Fe E 235 " pour armatures transversales →RL.
- Treillis soudés ; pour le quadrillage "TLE 520 " →TS (rond lisse).
- Le module d'élasticité longitudinal → $E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$

La contrainte pour l'état limite ultime de résistance :

$\sigma = f_e / \gamma_s$ Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$ $\longrightarrow \gamma_s = 1.15 \text{ MPA}$ en général

$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ $\longrightarrow \gamma_s = 1.00 \text{ MPA}$ cas accidentel

$\zeta_{sl} = f_e / \gamma_s E_s$

Si $\zeta_s < \zeta_{sl} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s$

Si $\zeta_{sl} \leq \zeta_s < 10 \text{ ‰}$ $\rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$

Tableau 1.1 : Résistances de l'acier calculé

Etat considéré	ELS	ELU
fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$ $\left\{ \begin{array}{l} \eta : 1 \text{ (RL) et ;} \\ \eta : 1,6 \text{ (HA).} \end{array} \right.$	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ <p>Où</p> $\gamma_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$	
Modèle de calcul Réglementaire		

I.6 Matériaux de construction utilisés : (DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitations).

Tableau I.2 : Matériaux de construction

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

CHAPITRE II

Pré dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure ; poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement. Il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela, nous évaluons une descente de charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'aux fondations.

Nous commencerons le pré-dimensionnement du haut vers le bas comme suite :

- * Poutres
- * Planchers
- * Poteaux
- * Voiles

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments de type barre faisant partie de la structure, leur rôle est la transmission des charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

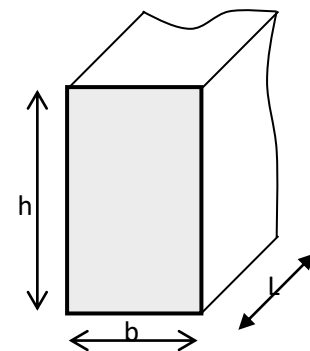
Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

- * Selon [Formulaire du BAEL. Page 257] :
$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

- * D'après [RPA99 version 2003/7.5.7] :
$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- L : La plus grande portée.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.



Section transversale d'une poutre

II.2.1 Poutres principales : on a deux types de poutres principales

❖ **pp1 : $L_{\max} = 460 \text{ cm}$**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$\Rightarrow 30.7 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

Pour $h = 40 \text{ cm} \Rightarrow (0.4h \leq b \leq 0.8h) \Rightarrow (16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm})$

On prendra :

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

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

➤ Vérification des conditions imposées par l'RPA 99(version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc ; la section de la poutre principale PP1 est de dimensions : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

❖ **pp2:**

$L_{\max} = 587 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{587}{15} \leq h \leq \frac{587}{10}$$

$$\Rightarrow 39.13 \text{ cm} \leq h \leq 58.7 \text{ cm}$$

Pour $h = 45 \text{ cm} \Rightarrow (0.4h \leq b \leq 0.8h) \Rightarrow (18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm})$

On prendra :

* **$h = 45 \text{ cm}$**

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

Donc ; la section de la poutre principale 2 est de dimensions : **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$**

II.2.2 Poutre secondaires :

$$L_{\max} = 433 \text{ cm} \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{433}{15} \leq h \leq \frac{433}{10}$$

$$\Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 43.3 \text{ cm}$$

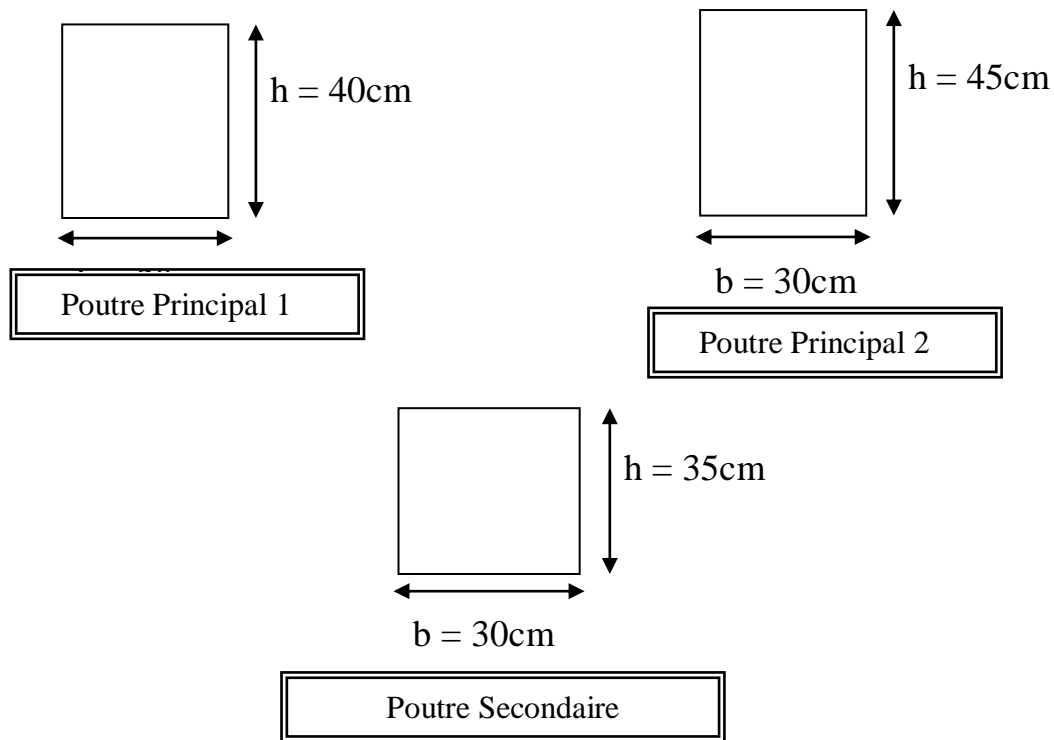
Pour $h = 35 \text{ cm} \Rightarrow (0.4h \leq b \leq 0.8h) \Rightarrow (14 \text{ cm} \leq b \leq 29 \text{ cm})$

On prendra :

* $h = 35 \text{ cm}$

* $b = 30 \text{ cm}$

Donc ; la section de la poutre secondaire est de dimensions : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



II.3 Pré dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- * Planchers à corps creux.
- * Planchers à dalle pleine.

II.3.1 Plancher à corps creux :

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

Le plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux :

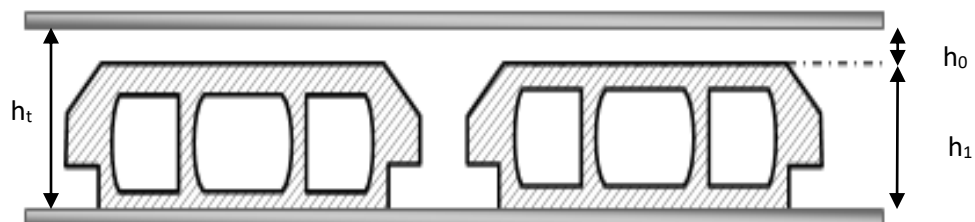


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

[BAEL91 / 7.6.8, 424]

Avec : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

- * h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.
- * h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- * h_1 : épaisseur du corps creux.
- * L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a :

$L_{\max} = 403 \text{ cm (433-30)}$

$\Rightarrow 17.91 \text{ cm} \leq h_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On prendra: $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

Avec : - $h_0 = 4 \text{ cm. (Dalle de compression)}$

- $h_1 = 16 \text{ cm. (Corps creux)}$

II.3.2 Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines en générale aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs.

Le plancher à dalle pleine est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

* **Condition de résistance à la flexion (CBA 93) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par :

➤ **Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :**

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \\ \bullet \text{ La charge doit être uniformément répartie.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

avec $l_x \leq l_y$

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

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 0.4 \leq \rho \leq 1 \\ \bullet \text{ La charge est uniformément répartie} \\ \bullet \text{ Ou bien dalle soumise à une charge concentrée} \end{array} \right.$$

(Quelque soit la valeur de ρ .)

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

- * L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle
- * L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

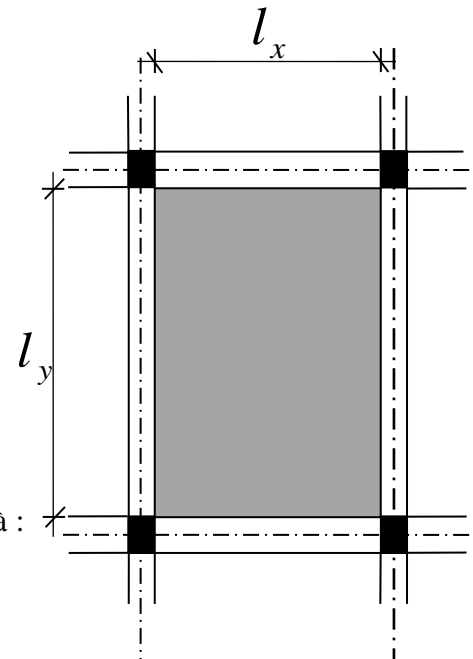


Figure II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

$L_x = 415$ cm, $L_y = 460$ cm. Ceci engendre 0.9

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{415}{460} = 0,9$$

➤ Donc on conclue que :

$$0,4 < \rho = 0,9 < 1$$

La dalle est uniformément chargée } \Rightarrow La dalle porte suivant les deux directions.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) \times L_x = \left(\frac{415}{50} \div \frac{415}{40}\right) = (8.3 \div 10.37) \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 10\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles pleines dépend aussi souvent des conditions suivantes :

* Condition d'isolation acoustique:

➤ Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}.$

➤ Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm}.$

* Condition de sécurité en matière d'incendie

➤ Pour une heure de coup de feu $\Rightarrow h_d = 7\text{cm}.$

➤ Pour deux heures de coup de feu $\Rightarrow h_d = 11\text{cm}.$

➤ Pour quatre heures de coup de feu $\Rightarrow h_d = 17.5\text{cm}.$

Conclusion :

Donc pour satisfaire les différentes conditions ci-dessus, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : **$h_d = 16\text{cm}.$**

II.4 Descente de charges :

II.4.1 Plancher terrasse accessible (Niveau+34.68):

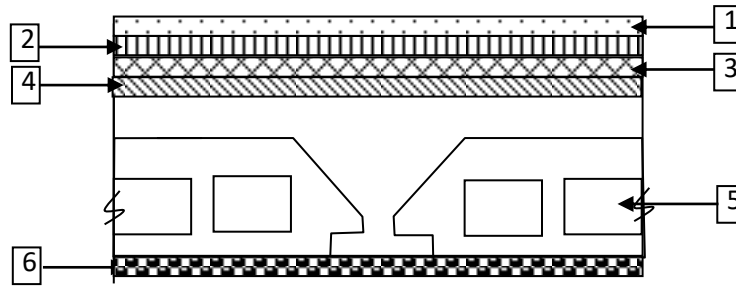


Figure II.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse accessible

* Charges permanentes :

N	Matériaux	Pds volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	(G) charge permanente(KN/m ²)
1	Sable	17	0.02	0.34
	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Etanchéité	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.132	2.90
4	Isolation thermique	-	0.06	0.1
5	Dalle en corps creux (16+4)	-	0.20	2.8
6	Enduit au ciment	18	0.015	0.27
				G₁ = 7.33 KN/m²

* Surcharges d'exploitation :

Terrasse accessible ⇒ Q₁ = 1.5 KN/m²

II.4.2 Plancher étage courant :

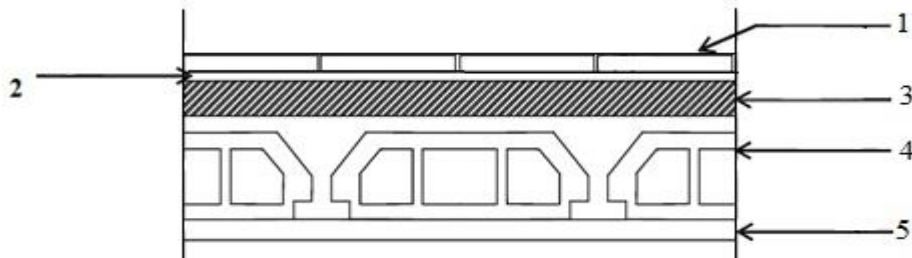


Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher étage courant

* Charges permanentes :

N	Matériaux	Pds volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	c.permanente (KN/m ²)
1	Carrelage+ Sable+ Mortier de pose	-	0.06	1.04
4	Corps creux+dalle de compression (16+4)	-	0.2	2.8
5	Enduit au ciment	18	0.015	0.27
6	Cloisons légères	-	-	0.75
				G₂=4.86 KN/m²

* Surcharges d'exploitation :

Plancher à usage d'habitation ⇒ Q₂ = 1.5 KN/m²

II.4.3 Dalle pleine du sous-sol :

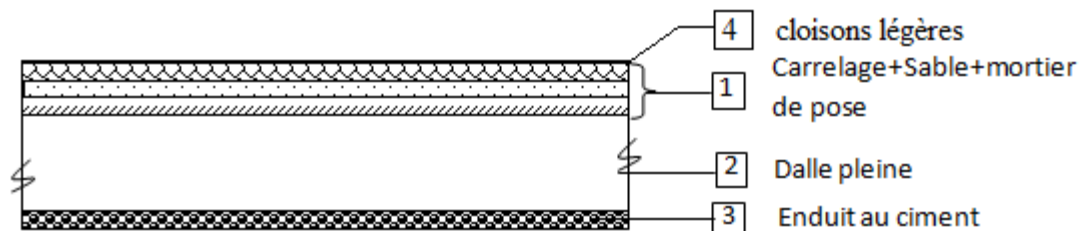


Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine

* Charges permanentes :

N	Matériaux	Pds volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	c.permanente (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
+	Sable	17	0.02	0.34
+	Mortier de pose	20	0.02	0.4
2	Dalle pleine BA	25	0.16	4

3	Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4	Cloisons légères	-	-	0.75
				G₃=6.16 KN/m²

* Surcharges d’exploitation :

Locaux à usage commercial ⇒ Q₃ = 5 KN/m²

➤ Tableau récapitulatif des charges et leurs combinaisons :

Charges / Etages	Destination	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	E.L.U q _u =1.35G+1.5Q [KN/m ²]	E.L.S q _{ser} =G+Q [KN/m ²]	Bande (e) [m]	q _u =q _u ×e [daN/m _L]	q _s =q _{ser} ×e [daN/m _L]
Plancher terrasse	accessible	7.33	1.5	12.15	8.83	0.6	7.29	5.30
1 ^{er} étage 9 ^{ème} étage	Habitation	4.86	1.5	8.811	6.36	0.6	5.286	3.82
RDC	Commerce	6.16	5	15.81	11.16	1.00	15.81	11.16

II.5 PREDEMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire le critère de résistance, les conditions du RPA ainsi que la condition de flambement (stabilité)

II.5.1 Critère de résistance :

Selon le CBA93/B8.4.1 :

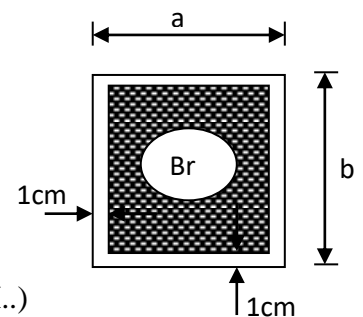
$$\text{Avec : } Nu = \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{A \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(*)$$

Nu : effort normal résistant ultime.

Br : Section réduite du poteau en déduisant 1cm tous les pourtours.

$$\Rightarrow Br = (a-2)(b-2) \dots\text{pour une section rectangulaire (figureII..)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5



Section réduite du poteau

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e=400\text{Mpa}$)

A : Section d'armatures à mettre en place

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ

Selon les règles du CBA93 : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance, dans notre cas, on prend $\lambda \leq 35$

$$\lambda \leq 35 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.71$$

D'après le (CBA93/article A.8.4.1), les valeurs de α sont divisé par un coefficient réducteur de :

- **1.1** : Si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours
- **1.2** : lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours

Dans notre cas, les charges sont appliquées après 90 jours, donc le coefficient réducteur est égal à 1

$$\text{De (*) on a : } Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{Br \gamma_s} \right)}$$

On peut prendre un pourcentage d'armateur égal à $\frac{A}{Br} = 1\%$

$$\Leftrightarrow Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + 0.01 \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \Leftrightarrow Br \geq \frac{Nu}{0.71 \left(\frac{fc28}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \frac{400}{1.15} \right)}$$

Avec : Nu en (kN) et Br en (cm²)

✓ Calcul de Nu (CBA93/article A.8.1.1)

Nu = Σ des charges verticales agissantes sur le poteau

$$Nu = N_{plancher} \times S_{aff} + N_{pp} \times L_{affpp} + N_{ps} \times L_{affps}$$

$$N_{plancher} = 1.35G + 1.5Q$$

- G : la charge permanente cumulée
- Q : la charge d'exploitation déterminée

Par la loi de dégression

S_{aff} : Surface afférente du plancher

N_{pp} : Poids de la poutre principale = $1.35 \times \rho \times b \times h \times n$ (kN/ml)

- ρ : poids volumique du béton armé (25kN/ml)
- n : nombre d'étage considéré
- b : largeur de la pp
- h : hauteur de la pp

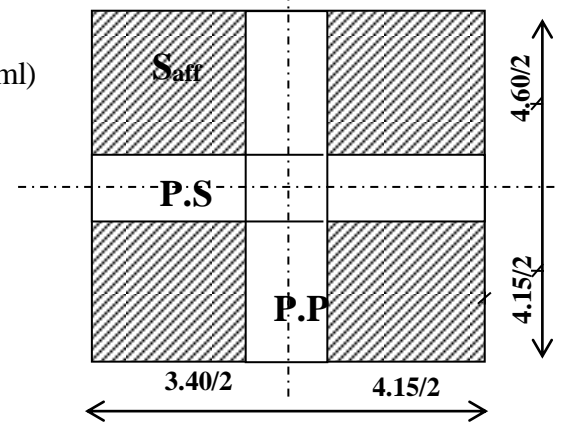


Figure III.6 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

$L_{aff\ pp}$: Longueur afférente de la poutre principale.

N_{ps} : Poids de la poutre secondaire.

$L_{aff\ ps}$: Longueur afférente de la poutre secondaire.

D'après le CBA93/article A.8.1.1 l'effort normal résistant ultime (N_u) doit être majoré de :

- 15% pour les poteaux centraux (intermédiaires).
- 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

Loi de dégression :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment ; Q_1, Q_2, \dots, Q_n les surcharges relatives aux plancher 1,2,..., n numéroté à partir du sommet de bâtiment

Comme les surcharges ne sont pas identiques pour chaque niveau alors on adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous étage intermédiaire inférieur :
 - Etage 2..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
 - Etage 3..... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 - Etage 4..... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
 - Etage n..... $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Remarque : le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ est valable pour $n \geq 5$ étages.

-Application de la loi de dégression :

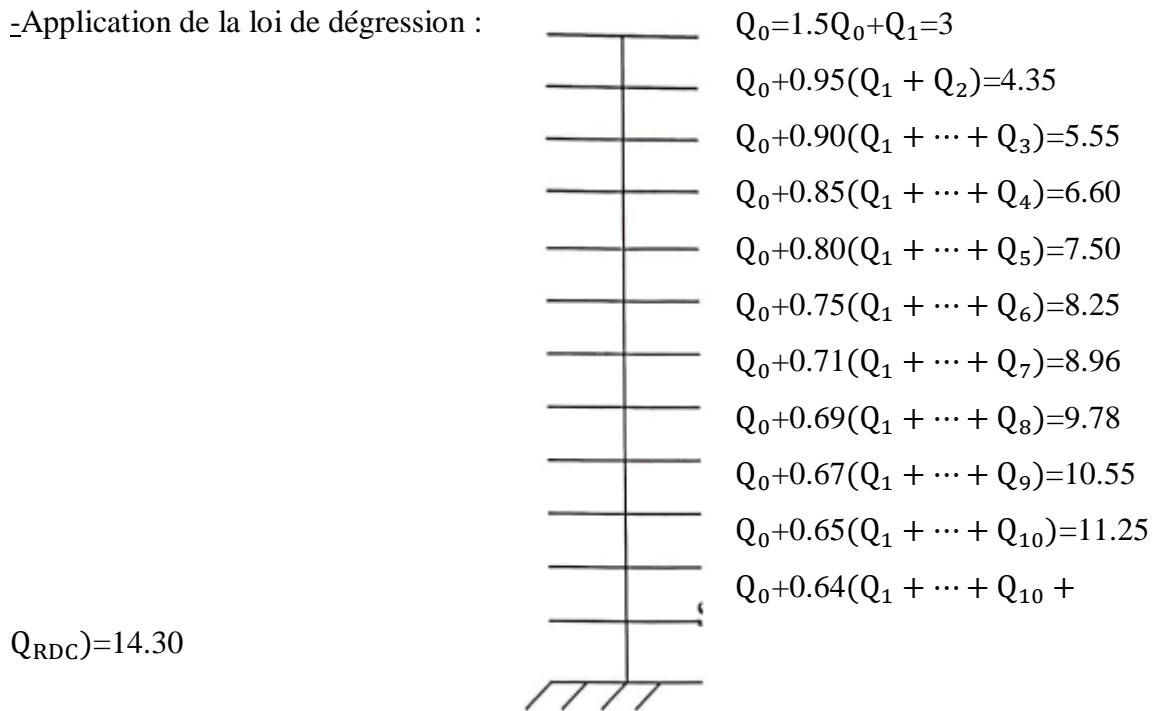
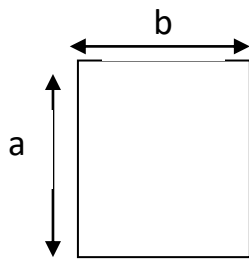


Figure I : Schéma de la loi de dégression.

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des charges et des surcharges cumulées (Poteau plus sollicité)

Etage	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	G cumulé (kN/m ²)	Q cumulé (kN/m ²)
Terrasse	7.33	1.5	7.33	1.5
10	4.86	1.5	12.19	3
9	4.86	1.5	17.05	4.35
8	4.86	1.5	21.91	5.55
7	4.86	1.5	26.77	6.60
6	4.86	1.5	31.63	7.50
5	4.86	1.5	36.49	8.25
4	4.86	1.5	41.35	8.96
3	4.86	1.5	46.21	9.78
2	4.86	1.5	51.07	10.55
1	4.86	1.5	55.93	11.25
RDC	6.16	5	62.09	14.30

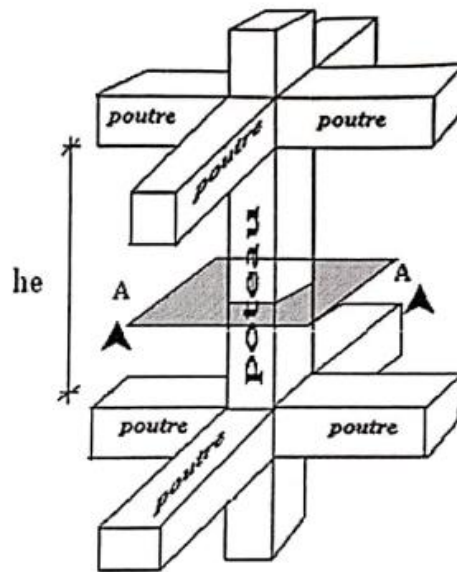
II.5.2 Condition imposées par le RPA 99/2003 :



Coupe A-A

Pour une section rectangulaire :

- * $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$zone IIa
- * $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$
- * $(1/4) < (a/b) < 4$



Avec :

Figure II.8 : Schéma représentatif d'un étage courant

he : hauteur libre de l'étage

II.5.3 Conditions de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Avec :

- λ : élancement
- l_0 : Longueur libre du poteau
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration de la section du béton.
- I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.
- B : Aire de la section du béton seul.

Le pré dimensionnement des poteaux consiste à étudier le poteau le plus sollicité et la section obtenue sera généralisée pour les autres poteaux de même niveau

Application détaillé : (poteau du sous sol)

$$S_{aff} = \left(\frac{3.40}{2} + \frac{4.15}{2} \right) \times \left(\frac{4.15}{2} + \frac{4.60}{2} \right) = 16.52 \text{ m}^2$$

$$N_{plancher} = 1.35Q + 1.5G = 1.35(62.09) + 1.5(14.30) = 105.27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$N_{pp} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 12 = 48.6 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{affpp} = \left(\frac{4.15}{2} + \frac{4.60}{2} \right) = 4.38 \text{ m}$$

$$N_{ps} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 12 = 42.525 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{affps} = \left(\frac{3.40}{2} + \frac{4.15}{2} \right) = 3.77 \text{ m}$$

$$N = N_{plancher} \times S_{aff} + N_{pp} \times L_{affpp} + N_{ps} \times L_{affps} = 2112.25 \text{ kN}$$

$$Nu = 1.15N = 2429.08 \text{ kN}$$

On a :

$$Br \geq 0.64Nu \rightarrow Nu = 1554.60 \text{ kN}$$

$$Br = (a-2)(b-2)$$

$$\text{On pose : } a = b \rightarrow Br = (a-2)^2 \geq 1554.60 \rightarrow a \geq 45.17 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

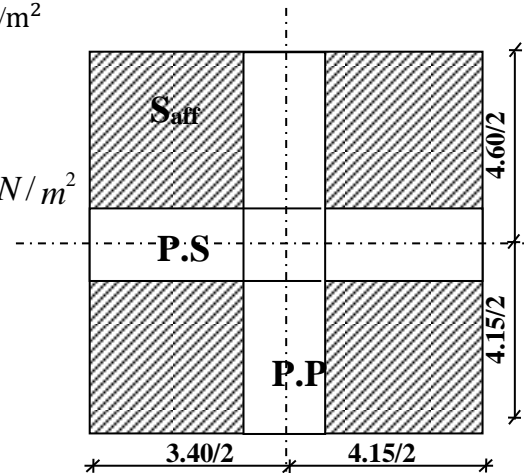


Figure II.9 : poteau le plus sollicité

Vérification de condition du RPA :

- Min (a,b) = 50 cm > 25cm..... Condition vérifié
- Min (a,b) = 50 cm > $h_e/20 = 291/20 = 14.55 \text{ m}$ Condition vérifié
- $0.25 < b/a = 1 < 4$ Condition vérifié..... Condition vérifié

Vérification au flambement :

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

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec :}$$

$$\checkmark i = \frac{ab^3}{12} = \frac{50^4}{12} = 52,08.10^4 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark B = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow i : 14.23 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{14.43} = 14.84 < 35 \text{condition vérifiée}$$

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de sections des poteaux

Tableau récapitulatif de section des poteaux :													
Etage	Nombre (n)	Plancher					Poutre principale					Poutre secondaire	
		G_{cum} kN/m ²	Q_{cum} kN/m ²	N_{pl} kN/m ²	S_{aff} m ²	b m	h m	N_{pp} kN/ml	L_{affpp} m	b m	h m		
10	1	7.33	1.5	12.15	16.52	0.30	0.40	3.17	4.38	0.30	0.35		
9	2	12.19	3	21.43	16.52	0.30	0.40	7.3	4.38	0.30	0.35		
8	3	17.05	4.35	30.49	16.52	0.30	0.40	11.43	4.38	0.30	0.35		
7	4	21.91	5.55	39.32	16.52	0.30	0.40	15.56	4.38	0.30	0.35		
6	5	26.77	6.6	47.92	16.52	0.30	0.40	19.69	4.38	0.30	0.35		
5	6	31.63	7.5	56.31	16.52	0.30	0.40	23.82	4.38	0.30	0.35		
4	7	36.49	8.25	64.47	16.52	0.30	0.40	27.95	4.38	0.30	0.35		
3	8	41.35	8.96	72.57	16.52	0.30	0.40	32.08	4.38	0.30	0.35		
2	9	46.21	9.78	80.83	16.52	0.30	0.40	36.21	4.38	0.30	0.35		
1	1	51.07	10.55	89.02	16.52	0.30	0.40	40.34	4.38	0.30	0.35		
RDC	1	55.93	11.25	97.11	16.52	0.30	0.40	44.47	4.38	0.30	0.35		
s-sol	2	60.79	14.3	105.27	16.52	0.30	0.40	48.6	4.38	0.30	0.35		

N_{ps}	L_{affps}	Nu	Br	B_{adp}		Cond RPA	Conditions de flambement												
				A=b	cm		L_0	L_f	I	B	i	λ							
KN/ml	m	KN	cm^2	cm	cm	cm	cm	cm^4	cm^2	cm									
-3.01	3.77	163.21	196	35	35	Vérfié	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20	<35						
1.125	3.77	306.31	353	35	35	Vérfié	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20	<35						
5.26	3.77	551.50	507	35	35	Vérfié	306	214.2	125052	1225	10.10	21.20	<35						
9.4	3.77	791.88	658	40	40	Vérfié	306	214.2	213333	1600	11.55	18.55	<35						
13.54	3.77	1027.46	805	40	40	Vérfié	306	214.2	213333	1600	11.55	18.55	<35						
17.68	3.77	1258.23	950	40	40	Vérfié	306	214.2	213333	1600	11.55	18.55	<35						
21.83	3.77	1484.20	1091	45	45	Vérfié	306	214.2	341719	2025	12.99	16.49	<35						
25.96	3.77	1705.36	1232	45	45	Vérfié	306	214.2	341719	2025	12.99	16.49	<35						
30.10	3.77	1925.24	1375	45	45	Vérfié	306	214.2	341719	2025	12.99	16.49	<35						
34.24	3.77	2148.65	1517	50	50	Vérfié	306	214.2	520833	2500	14.43	14.84	<35						
38.38	3.77	2370.45	1658	50	50	Vérfié	408	285.6	520833	2500	14.43	19.79	<35						
42.525	3.77	2429.08	1679.67	50	50	Vérfié	306	214.2	520833	2500	14.43	14.84	<35						

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

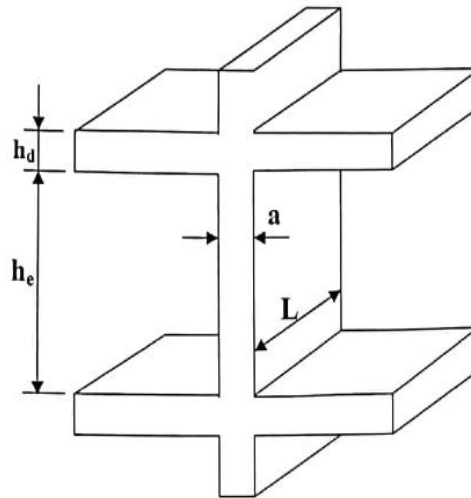


Figure II 10 : voile en élévation

II.6.1 Voile de contreventement :

Selon le RPA 99 (version 2003) l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, elle doit satisfaire sa condition [article 7.7.1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \leq \frac{1}{4} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \\ a_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage $\rightarrow h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour notre structure : } h_{\max} = 408 \text{ cm} \\ h_d = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} h_e = 388 \text{ cm.}$$

II.6.2 Voile d'ascenseur :

Selon le RPA 99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{h_e}{20} \\ a_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

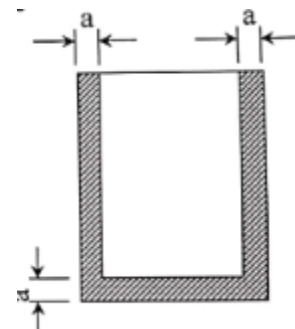


Figure II .11 : vue en plan de la cage d'ascenseur.

II.6.3 Voiles périphériques du sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99/2003.

- $a_{min} = 15 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1]

Les résultats de calcul de tous types de voiles sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Epaisseur des voiles

Type de voile		L(cm)	L/4(cm)	he (cm)	$\frac{he}{20}$ (cm)	$\frac{he}{25}$ (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
voile	Voile d'ascenseur	155	38.75	388	19.4	-	20
	Voile de contreventement	415	103.75	388	19.4	-	20
Voile périphérique du sous sol		317	79.25	291	-	11.64	15

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'ascenseur et l'acrotère.

III.2 Plancher a corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

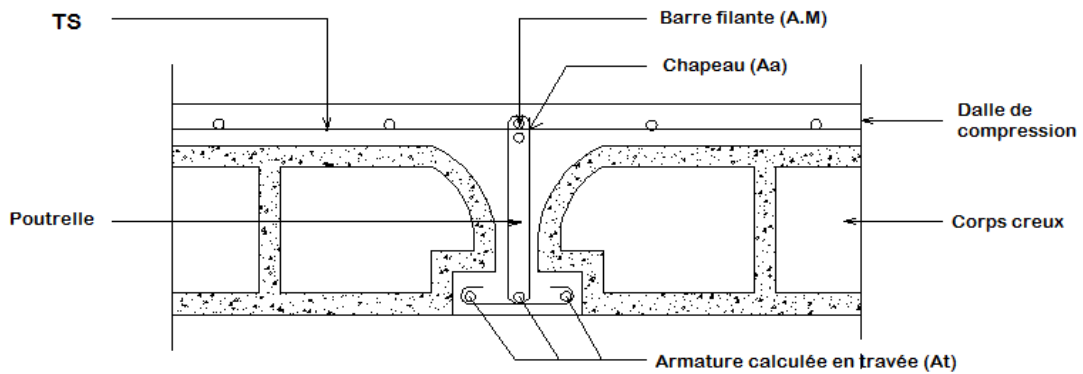


Figure III.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

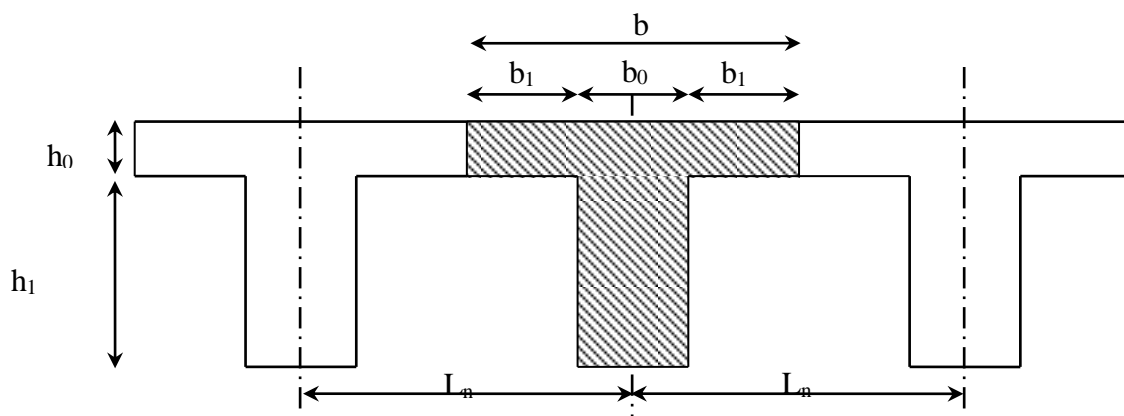


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le [CBA 93/A.4.1,3], on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_n - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

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

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ($L = 3.98 \text{ m}$)

h_0 : Épaisseur de la dalle

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

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 39.8 \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :
calcul

$$B = 2 b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

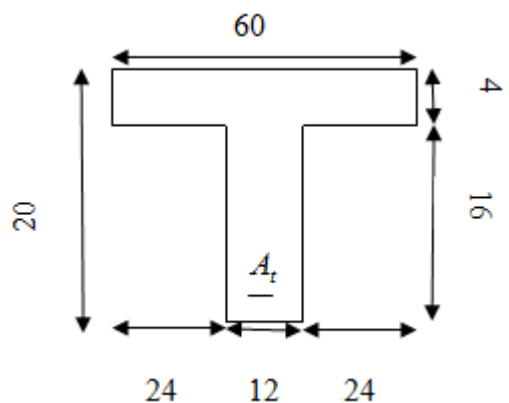


Figure III.3: Section de

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression : [CBA 93/B.6.8,423]

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 / m) pour les armateurs perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm (3 / m) pour les armateurs parallèles aux poutrelles

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si $L_n \leq 50 \text{ cm}$ alors $\rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$; $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$

$$- \text{ Si } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad \text{alors} \quad \rightarrow A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} ; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en cm ;

f_e : Limite d'élasticité en Mpa ($f_e=520\text{Mpa}$) ;

A_{\perp} : Armatures perpendiculaire aux nervures en $[cm^2 / ml]$;

$A_{//}$: Armatures parallèles aux nervures en $[cm^2 / ml]$;

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n=60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } 5 \phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Leftrightarrow A_{//} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } 4 \phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

\Rightarrow Le treillis soudé adopté est : **TS ϕ 5 (200 \times 200) mm²**

III.2.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T \acute{e} en béton arme servant à transmettre les charges reparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

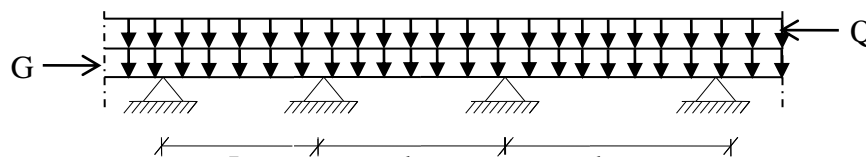


Figure III .4: Schéma d'une Poutre continue

▪ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Condition complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- Méthode forfaitaire pour les planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B.6.2,21]
- Méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [CBA93/B.6.2,22]

✱ **Méthode forfaitaire :**

Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- 1- Plancher à surcharge modérée : $Q(KN/m^2) \leq \max \{2G; 5KN/m^2\}$
- 2- Les portées successives de travée sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- 3- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- 4- Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

✓ **Principe de la méthode :**

Soit :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

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

M_t : le moment maximum en travée.

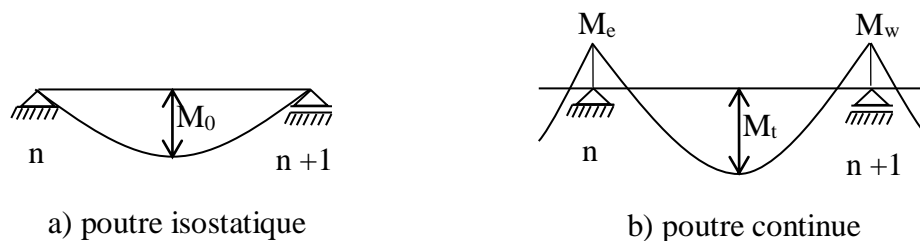


Figure III.5: Définition des moments

- Moments en travées : M_t

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_i \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$$M_{ar} = 0 \quad \rightarrow \text{pour appuis simples}$$

$$M_{ar} = -0.2 M_0 \quad \rightarrow \text{pour semi encastrement}$$

$$M_{ar} = -0.4 M_0 \quad \rightarrow \text{pour un encastrement}$$

- Moment sur appuis intermédiaires : M_{ai}

$$M_{ai} = -0.6 M_0 \quad \rightarrow \text{cas d'une poutre à deux travées}$$

$$M_{ai} = -0.5 M_0 \quad \rightarrow \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées}$$

$$M_{ai} = -0.4 M_0 \quad \rightarrow \text{pour les autres appuis intermédiaires}$$

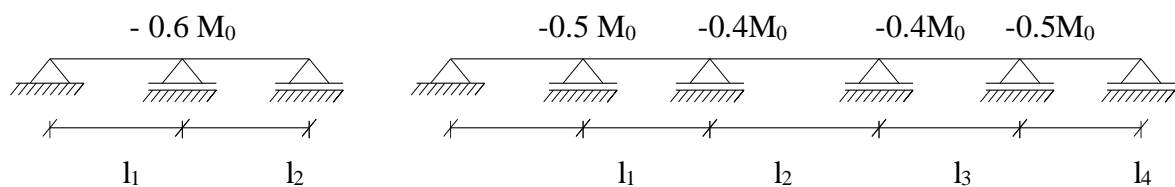


Fig.III.6 : Moments sur appuis intermédiaires.

III.2.3.1 Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

a) Terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Q et G sont évalués pour une largeur de 0.6 m

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 7.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 7.29 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = (G + Q) \times 0.6 = (7.33 + 1.5) \times 0.6 = 5.30 \text{ KN/ml}$$

b) 1^{er} au 10^{ème} étage (habitation) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.86 \text{ KN/m} \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.27 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = (G + Q) \times 0.6 = (4.86 + 1.5) \times 0.6 = 3.82 \text{ KN/ml}$$

On va prendre les charges et les surcharges de la terrasse.

III.2.3.2 Poutrelle du plancher terrasse :

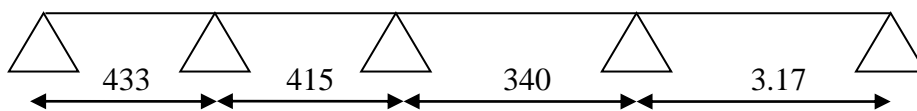
On prend le plancher terrasse comme un exemple de calcul parce que c'est le plus défavorable

III.2.3.2.1 Différents types de poutrelles :

On distingue les poutrelles selon les coupes dont les schémas statiques sont les suivants :

Type 1 : (méthode forfaitaire)

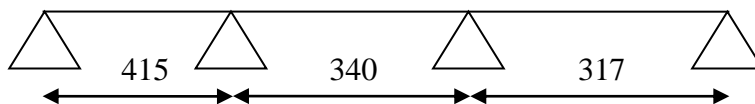
$$Q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$



$$Q_s = 5.30 \text{ KN/ml}$$

Type 2 : (méthode forfaitaire)

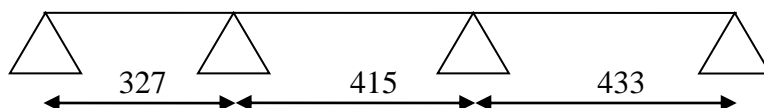
$$Q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$



$$Q_s = 5.30 \text{ KN/ml}$$

Type 3 : (méthode de Caquot minorée)

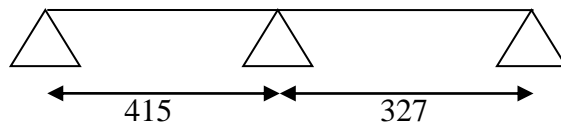
$$Q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$



$$Q_s = 5.30 \text{ KN/ml}$$

Type 4 : (méthode de Caquot minorée)

$$Q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$



$$Q_s = 5.30 \text{ KN/ml}$$

Type 5 et 6: (flexion-simple)

$$Q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5.30 \text{ KN/ml}$$

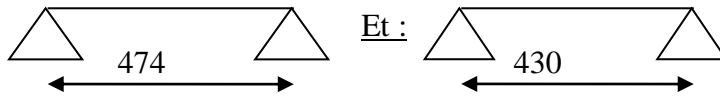


Figure III.7 : Schémas statiques des poutrelles

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 7.33 ; 5) = 14.66 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.
- Section constante \rightarrow le moment d'inertie est constant \rightarrow condition vérifiée.

$$- 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \begin{cases} 0.8 \leq \frac{4.33}{4.15} = 1.04 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{4.15}{3.40} = 1.22 \leq 1.25 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 0.8 \leq \frac{3.40}{3.17} = 1.07 \leq 1.25 \end{cases}$$

-Fissuration peu nuisible \rightarrow condition vérifiée

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées pour les 2 premiers types de poutrelles.

\Rightarrow La méthode forfaitaire est applicable.

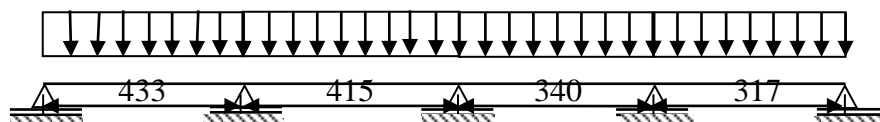
Application de la méthode forfaitaire :

Prenons la poutrelle de type 1 comme exemple de calcul.

Poutrelle 1 :

a. Schéma statique :

$$q_u = 7.29 \text{ KN/ml}$$



$$q_s = 5.30$$

Figure III.8 : Poutrelle type 1

b. Moments fléchissant en appuis :

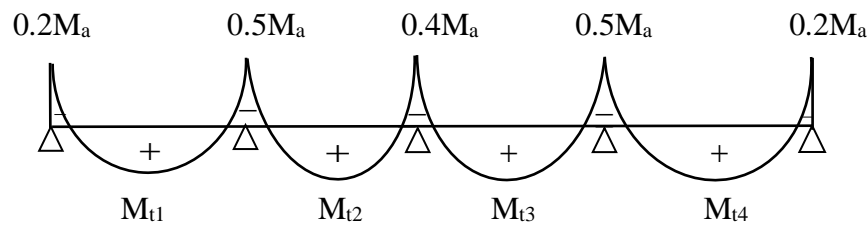


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant

$$M_A = M_E = - 0.2 M_0$$

$$M_B = M_D = - 0.5 M_0$$

$$M_C = - 0.4 M_0$$

- Calcul de M_0 : $M_0 = q \frac{l^2}{8}$

Etat limite ultime de résistance :

$$M_{0AB}^u = 17.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0BC}^u = 15.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0CD}^u = 10.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0DE}^u = 9.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Etat limite de service :

$$M_{0AB}^s = 12.42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0BC}^s = 11.41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0CD}^s = 7.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0DE}^s = 6.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c. Moment en travée :

Les deux travées sont des travées de rive.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{7.33+1.5} = 0.17 \in \left[0, \frac{2}{3} \right]$$

- Travée de rive AB :

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{t1} \geq 0.70 M_0 \Rightarrow M_{t1} = 0.70 M_0 \\ M_{t1} \geq 0.63 M_0 \end{cases}$$

- Travée de rive DE :

$$\begin{cases} M_{t4} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{t4} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{t1} \geq 0.70 M_0 \Rightarrow M_{t4} = 0.70 M_0 \\ M_{t1} \geq 0.63 M_0 \end{cases}$$

- Travée de rive BC :

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{t2} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{t2} \geq 0.6 M_0 \Rightarrow M_{t2} = 0.60 M_0 \\ M_{t2} \geq 0.53 M_0 \end{cases}$$

- Travée de rive CD :

$$\begin{cases} M_{t3} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{t3} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{t3} \geq 0.6 M_0 \Rightarrow M_{t3} = 0.60 M_0 \\ M_{t3} \geq 0.53 M_0 \end{cases}$$

d. Moment en appuis :

Tableau III.1: Tableau récapitulatif de différents moments en appuis

appuis \ états	Moment	
	ELUR	ELS
M_A	-3.416	-2.484
M_B	-8.54	-6.21
M_C	-6.276	-4.564
M_D	-5.265	-3.83

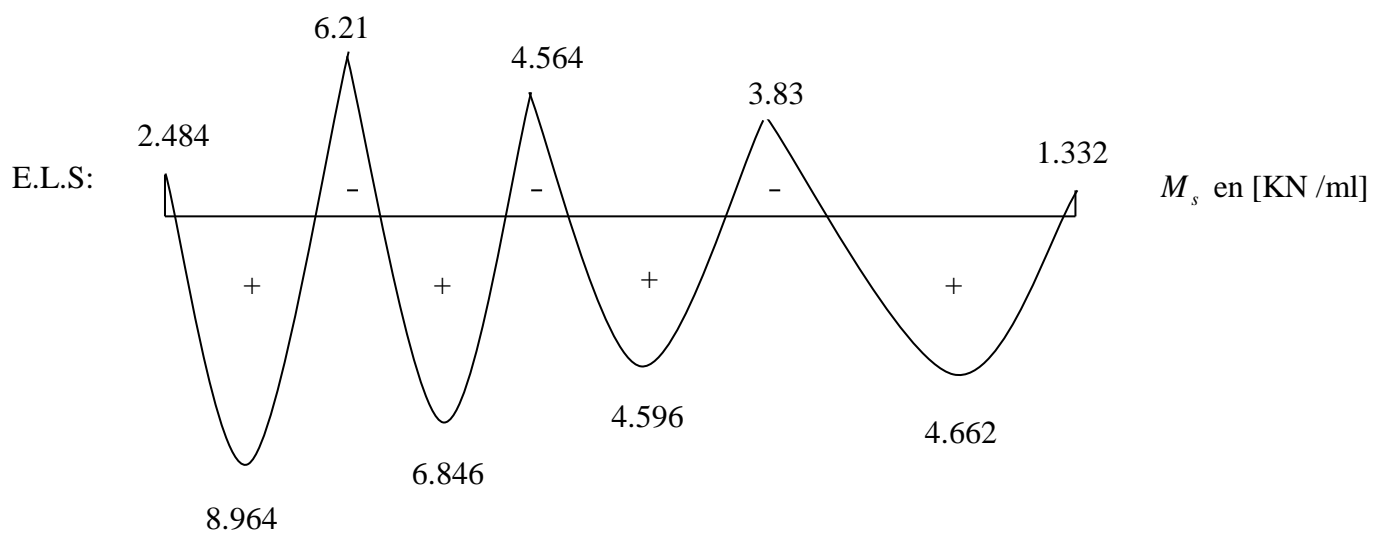
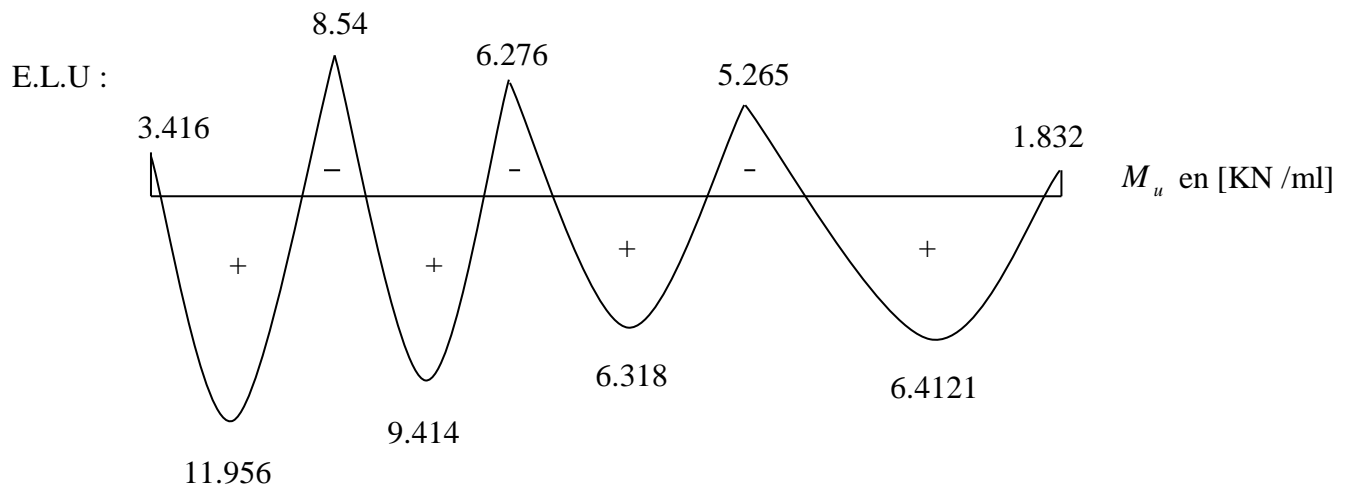
M_E	-1.832	-1.332
-------	--------	--------

e. Moment en travée :

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des différents moments en travée

Travées		AB	BC	CD	DE
		états			
M (KN.m)	ELUR	11.956	9.414	6.318	6.412
	ELS	8.694	6.846	4.596	4.662

f. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :



Effort tranchant à E.L.U :

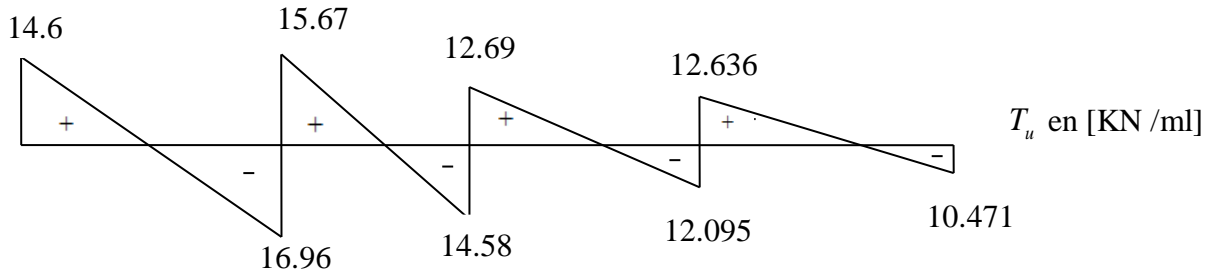


Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Méthode de Caquot minorée : (pour type 2 et 3)

Pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [CBA93/B.6.2.22].

➤ Condition d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

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

➤ Principe de la méthode : [CBA93/B6.2, 221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

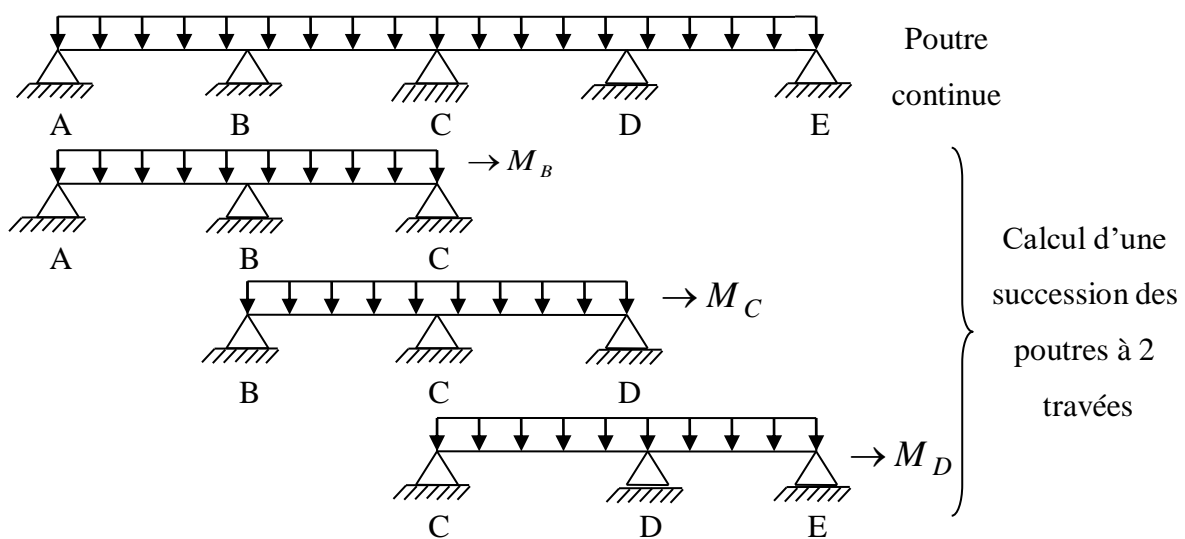
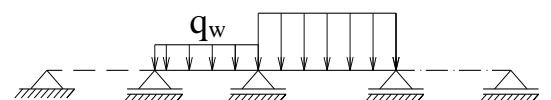


Figure III.11: Représentation de la méthode de Caquot

Moments fléchissant en appuis intermédiaires :



$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive.

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire.

l'_w et l'_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.

l : la portée réelle de la travée.

Moments fléchissant en travées :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée.

x : abscisse varie de 0 à l .

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

Efforts tranchants :

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

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

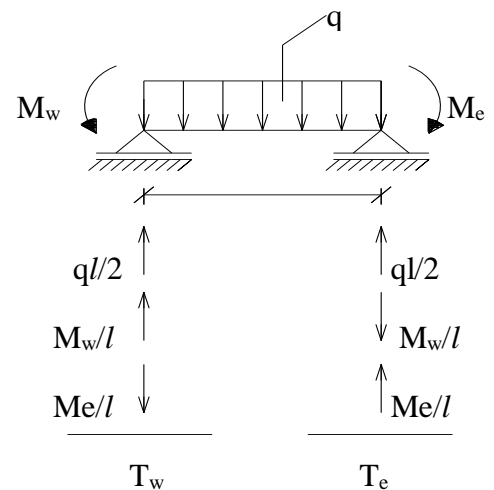


Figure III.13 : Schéma statique

Type 3 :

Tableau III.3 : Tableau des moments fléchissant

Tableau des Moments fléchissants en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants								
Travées	Points	Moment en Appuis		Abscisse de M_T Maximum X_0		Moment en Travée		Effort Tranchant
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
	A	11.709	8.452					16.26

Type : 4

Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant

Tableau des Moments fléchissants en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants								
Travées	Points	Moment en Appuis		Abscisse de M_T Maximum X_0		Moment en Travée		Effort Tranchant
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	A	-10,755	-7,764	2,13	2,13	5,844	4,299	15,55
	B	-8,958	-6,467					-14,69
B-C	B	-8,958	-6,467	1,73	1,73	1,956	1,461	12,61
	C	-6,678	-4,821					-11,22

Méthode flexion simple : (type 5 et 6)

On a une charge répartie sur 2 appuis :

Le moment max de travée et appuis :

$$\begin{cases} M_a = -0.2 \times q \times \frac{L^2}{8} \\ M_t = 0.8 \times q \times \frac{L^2}{8} \end{cases}$$

Effort tranchant : $T(x) = \frac{q \cdot x}{2}$

Type 5 :

Tableau III.4 : Tableau des moments et les efforts tranchants

Moment en Appuis	Moment en travées	Effort
------------------	-------------------	--------

ELU	ELS	ELU	ELS	tranchant
-4.093	-2.976	16.373	11.903	17.271

Type 6 : **Tableau III.5 :** Tableau des moments et les efforts tranchants

Moment en Appuis		Moment en travées		Effort tranchant
ELU	ELS	ELU	ELS	
-3.369	-2.449	13.474	9.796	15.668

Les sollicitations maximales de tous les types de poutrelle sont récapitulées dans le tableau qui suit :

Tableau III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations des planchers étage terrasse

c	Méthode de calcul	ELUR		ELS		T^{max} (KN)
		M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	
1	Forfaitaire	11.956	-8.54	8.694	-6.21	16.966
2		11.00	-7.84	7.99	-5.70	16.26
3	Caquot minoré	7.522	-11.709	5.510	-8.452	16.26
4		5.844	-10.755	4.299	-7.764	15.55
5	Flexion simple	16.373	-4.093	11.903	-2.976	17.271
6		13.474	-3.369	9.796	-2.449	15.668
Moment maximums		16.373	-11.709	11.903	-8.452	17.271

Etage courant : 1^{er} au 10^{ème} étage (habitation)

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.86 \text{ KN/m} \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.27 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

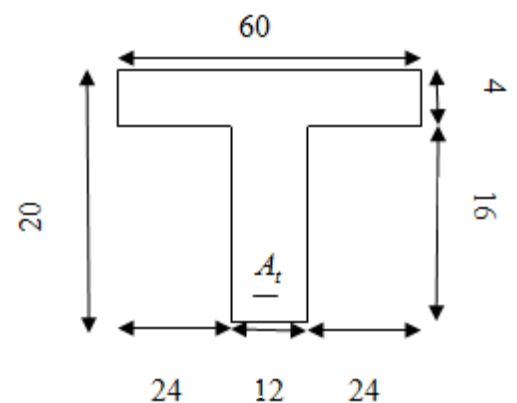
$$q_s = (G + Q) \times 0.6 = (4.86 + 1.5) \times 0.6 = 3.82 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations des planchers étages courants

Type de poutrelle	Méthode de calcul	ELUR		ELS		T^{\max} (KN)
		M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	
1	Forfaitaire	8.93	-6.19	6.46	-4.47	12.30
2		8.20	-5.69	5.92	-4.11	11.79
3	Caquot minoré	5.268	-8.767	3.840	-6.273	11.81
4		4.011	-8.053	2.941	-5.762	11.29
5	Flexion simple	11.878	-2.969	8.574	-2.143	12.529
6		9.775	-2.444	7.056	-1.764	11.366
Moments maximums		11.878	-8.767	8.574	-6.273	12.529

III.2.3.2.2 Calcul de ferrailage :

- Etage terrasse :
 - 1) Armatures longitudinales :
 - a. En travée :
 - Section de calcul :

**Figure III.14:** Section de calcul

Etat ultime de résistance (E.L.U) : $M_t^u = 16.373 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Soit M_0 le moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ tel que } d = h - \frac{h}{10} = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 14.2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_u' < M_0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

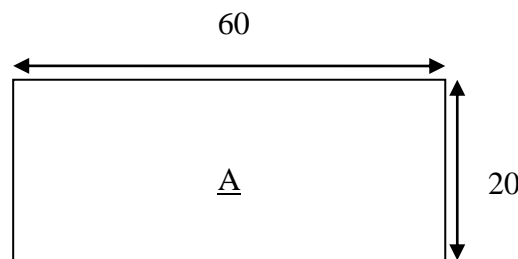


Figure III.14: Section de calcul en travée

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u'}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16373}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.059$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow \begin{cases} A' \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_u'}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16373}{348 \times 0.97 \times 18} = 1.95 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.95 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t' = 2.35 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_t^s = 11.903 \text{ KN.m}$

-Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \times 2.35(18 - 4) = -13.5 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35}{12} = 18.94 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4^2 + 30 \times 2.35 \times 18}{12} = 169.75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.94 + \sqrt{(18.94)^2 + 169.75} = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.05^3 - (60 - 12)(4.05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (18 - 4.05)^2$$

$$\Rightarrow I = 8202.29 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{11903}{8202.29} = 1.45$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.45 \times 4.05 = 5.88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$-\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U.R seront

b. Aux appuis :

Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

$$M_a^u = -11.709 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_a < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue cependant le béton tendu n'intervient pas dans le calcul de résistance alors on supprime les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

- Section de calcul :

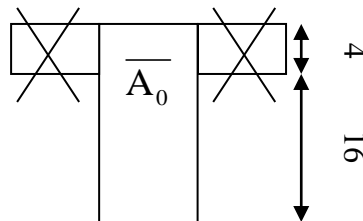


Figure III.15: Section de calcul aux appuis

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{-11709}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.212$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow \begin{cases} A' \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.30$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.88$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11709}{348 \times 0.978 \times 18} = 1.91 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.91 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$1\text{T}10+1\text{T}12 \rightarrow A_t^u = 1.91 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_a^s = -7.453 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \times 2.01(18 - 4) = 57.9 > 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul est une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)cm^2 = (60 \times 20)cm^2$

Fissuration peu nuisible ⇒ il n'y a aucune vérification à effectuer vis-à-vis de la contrainte d'acier

-flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{-11.709}{-8.452} = 1.385 \quad \Rightarrow \quad \frac{1.385 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.259 \quad \Rightarrow$$

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

Condition vérifiée

Conclusion :

- $\sigma_b - \overline{\sigma}_b = 15Mpa$

-Fissuration peu nuisible maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U.R seront

2) Armatures transversales :

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

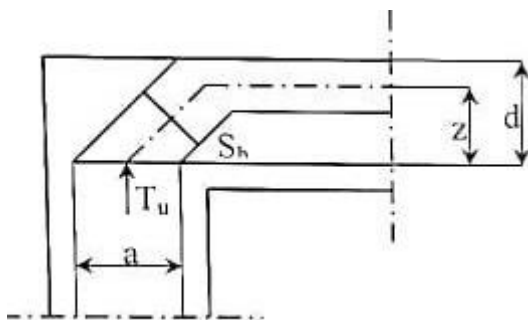


Figure III.16 : influence de l'effort tranchant sur un appui

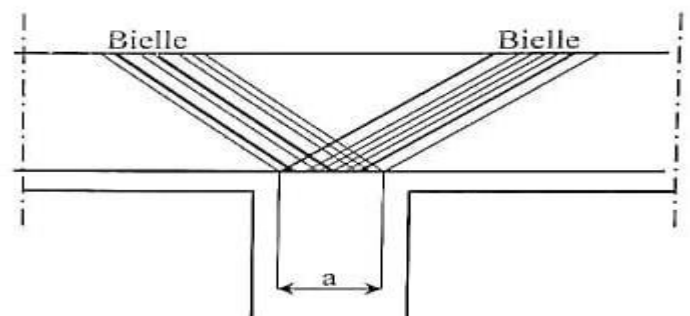


Figure III.17: influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

On a : $T_u^{\max} = 17.271 \text{ KN.}$

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

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

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

$$T_u = 17271 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \cdot 10^2 = 129762 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

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

- **Appuis de rive : [CBA93/A.5.1,312]**

Soit

A_l : Section des armatures longitudinales inférieures.

$$\text{Il faut vérifier que : } A_l \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

$$A_l = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\frac{T_u \gamma_s}{f_e} = \frac{17271 \times 1.15}{400 \times 10^2} = 0.499 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l > \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

\Rightarrow Les armatures longitudinales inférieures de section A_l peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant.

- **Appuis intermédiaire : [CBA93/A.5.1,321]**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right]$$

$$A_l = 2.35 \geq \left[17271 + \frac{-11709}{0.9 \cdot 18} \right] \cdot \frac{1.15}{400} \times 10^{-2} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il y'a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [CBA93/A.5.1,211] :

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

$$\text{Avec, } \tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17271}{12 \times 18 \times 100} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

d. Diamètre et section des armatures transversales : [CBA93/A.7.2,9].

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\min} \right] mm$$

$$\phi_t \leq \min [5.71; 12; 10] mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 5.71 mm$$

On prend $\phi_t = 6 mm$ avec une nuance d'acier **FeE235**. $\Rightarrow A_t = 1\phi 6 = 0.28 cm^2$

e. Calcul d'espacement des armateurs transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$(1) \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.8 \cdot f_e} & \text{avec } K = 1 \text{ en Flexion simple [CBA93/A.5.1.3].} \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40cm) & \text{[CBA93/A.5.1.2.2].} \\ \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_t} \geq 0.4 Mpa & \text{[CBA93/A.5.1.2.2].} \end{cases}$$

$$(1) \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} & \delta_{t1} \leq \frac{0.28 \times 0.8 \times 235}{12(0.8 - 0.3 \times 2.1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) & \Leftrightarrow \delta_{t2} \leq \min(16.2; 40cm) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0.4} & \delta_{t3} \leq \frac{0.28 \times 235}{12 \times 0.4} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq 25.80 cm \\ \delta_{t2} \leq 16.2 cm & \Rightarrow \delta_t \leq \min(54.62 ; 16.2 ; 27.91) cm \Rightarrow \delta_t \leq 16.2 cm. \\ \delta_{t3} \leq 13.71 cm \end{cases}$$

\Rightarrow On prend $\delta_t = 10 cm$

III.2.3.2.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à l'E.L.S.

Condition de vérification de la flèche : [CBA 93 / B.7.5]

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{6} \Leftrightarrow \frac{20}{433} = 0.0462 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{ts}}{M_{os}} \right).$$

$$\rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Une des trois conditions n'est pas satisfaite donc le calcul de la flèche est nécessaire, on doit vérifier que : $\Delta ft = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \leq \Delta ft_{\max}$

f_{gv}, f_{gi} : Flèches dus aux charges g.

f_{ji} : Flèche dus aux charge j.

f_{pi} : Flèche dus aux charge p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons, $g = G \times 0.6 = 7.33 \times 0.6 = 4.398$

KN/ml

j : charge permanente avant mise en place des cloisons. $j = 4.398$ KN/ml.

p: charge totale, $p = (G+Q) \times 0.6 = (7.33+1.5) \times 0.6 = 5.298$

-Calcul des moments fléchissant en travées:

$$M_{ig} = 0.8 \times g \times \frac{l^2}{8} = 0.80 \times 4.398 \times \frac{4.33^2}{8} = 8.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{TP} = 0.8 \times p \times \frac{l^2}{8} = 0.80 \times 5.298 \times \frac{4.33^2}{8} = 9.933 \text{ KN.m}$$

-Calcul des modules de déformations longitudinales :

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{fc_{28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section homogène I_0 :

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène par rapport à un axe passant par le centre de gravité G.

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(h_0 \cdot b \cdot 2) + (16 \cdot b_0 \cdot 12) + (n \cdot A \cdot d)}{(h_0 \cdot b) + ((h - h_0) \cdot b_0) + (n \cdot A)}$$

$$V_1 = \frac{(4 \cdot 60 \cdot 2) + (16 \cdot 12 \cdot 12) + (15 \cdot 2,35 \cdot 18)}{(4 \cdot 60) + (16 \cdot 12) + (15 \cdot 2,35)}$$

$$\Rightarrow V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$\Rightarrow V_2 = 12,68 \text{ cm}$$

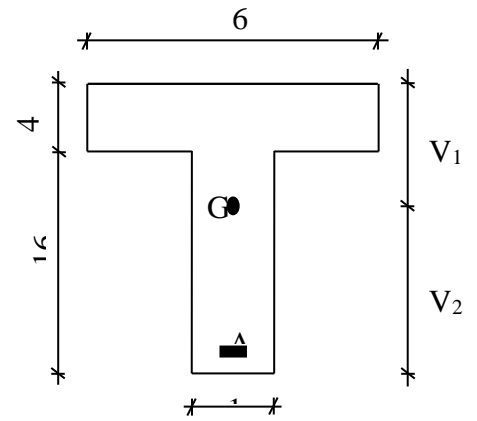


Figure III.18: Coordonnées du centre de gravité

$$I_0 = I_b + I_a$$

avec:

I_b: moment d'inertie de la section du béton par rapport au centre de gravité de la section homogène.

I_a: moment d'inertie des armatures tendues par rapport au centre de gravité de la section homogène

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

$$\Rightarrow I_0 = 19434.54 \text{ cm}^4$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 1.48 \\ \lambda_i = \frac{5}{2} \times \lambda_v = 3.71 \end{cases}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0109} = 3.71$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2.35}{12 \times 18} = 1.09 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8245}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 227.71 \text{ MPa} \\ \sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9933}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 274.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 227.71 + 2.1} = 0.694$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 274.33 + 2.1} = 0.739$$

-Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.54}{1 + 1.48 \times 0.694} = 10545.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.54}{1 + 3.71 \times 0.694} = 5980.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 19434.54}{1 + 3.71 \times 0.739} = 5713.46 \text{ cm}^4$$

-Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{8245 \times 433^2}{10 \times 10818.9 \times 10545.99} = 1.35 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{8245 \times 433^2}{10 \times 32164.2 \times 5980.29} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{9933 \times 433^2}{10 \times 32164.2 \times 5713.46} = 1.01 \text{ cm}$$

-La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (1.35 - 0.8) + (1.01 - 0.8) = 0.76 \text{ cm} = 7.6 \text{ mm}$$

-La flèche admissible :

$$\Delta f_{t,max} = \frac{L}{500} = \frac{433}{500} = 0.87 \text{ cm} = 8.7 \text{ mm}$$

Conclusion :

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,max} \longrightarrow 7.6 \text{ mm} < 8.7 \text{ mm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Les résultats de calcul peuvent être dressés dans un tableau comme suit :

Tableau III.8: tableau de ferrailage des poutrelles de plancher terrasse

		M [KN.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	A _t
En travée	E.L.U.R.	16.373	1.95	3T10	1Ø6 A _t = 0.28cm ²
	E.L.S.	11.903	vérifiée	A=2.35 cm ²	
En appui	E.L.U.R.	-11.709	1.91	1T10+1T12(chap)	
	E.L.S.	-8.452	vérifiée	A=1.91cm ²	

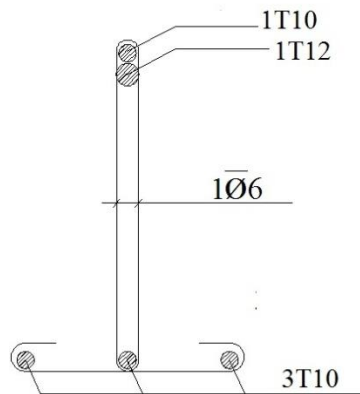


Figure III.19: disposition des armatures étage terrasse

➤ **Etage courant** : (on refait les mêmes étapes de calcul).

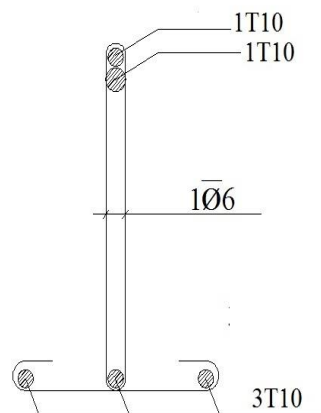


Figure III.20: disposition des armatures étage courant.

1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur (h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

a) Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- * Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens.
- * Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte suivant deux directions.

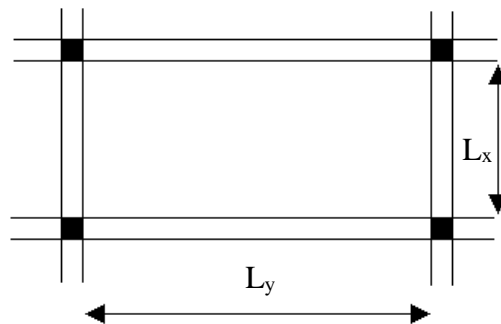


Figure III.21 : la dalle pleine

Les dalles de notre structure (plancher haut sous-sol) portent suivant deux directions (voir **chapitre II**) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

1. La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
2. Hypothèses : Considérons 2 bandes :
 - ❖ Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m .
 - ❖ Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m .

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes.

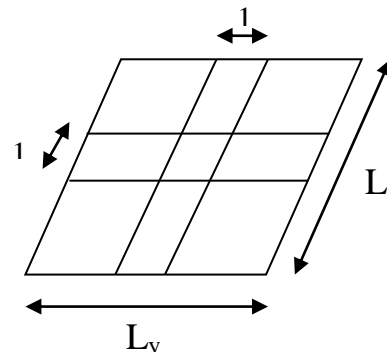


Figure III.22: Hypothèse de calcul

Conclusion:

- Deux moments fléchissant agissent et sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

III.2.3.3 Evaluation des moments :

Les moments aux appuis et en travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

a) Calcul de moments de flexion M_x , et M_y pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

➤ ELUR :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

➤ ELS :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

✳ Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré). [CBA 93/A.2.1.3]} \end{array} \right.$$

b) Mode d'encastrement :

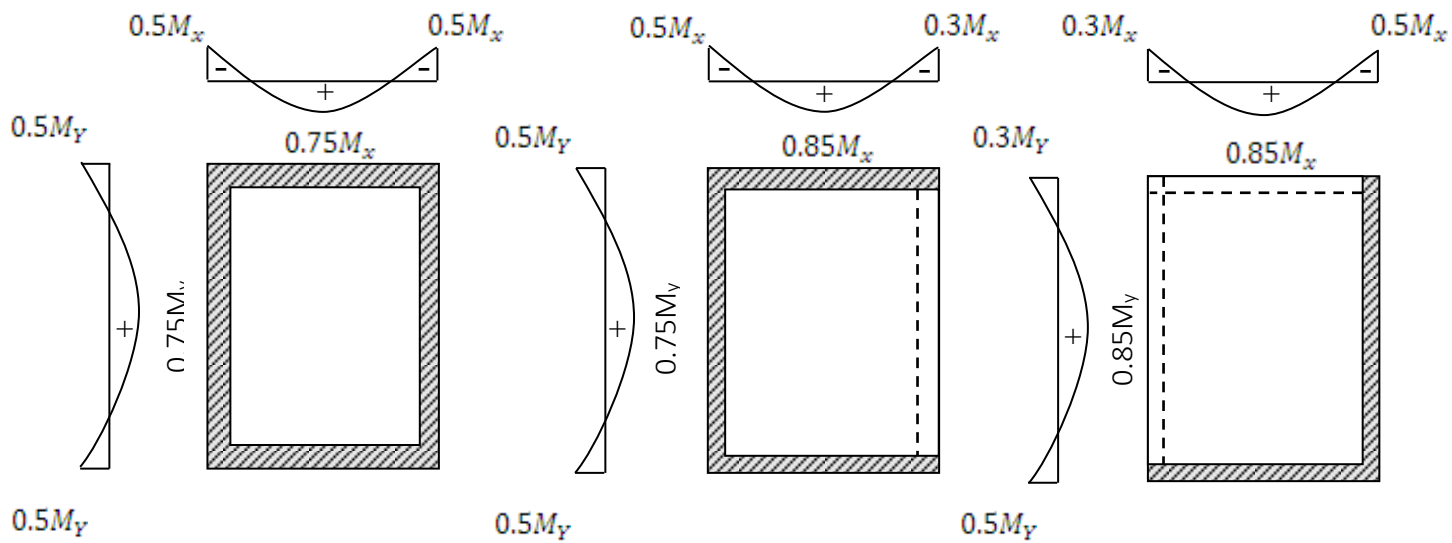


Figure III.23: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

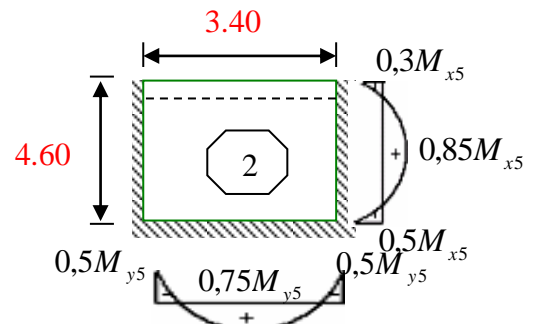
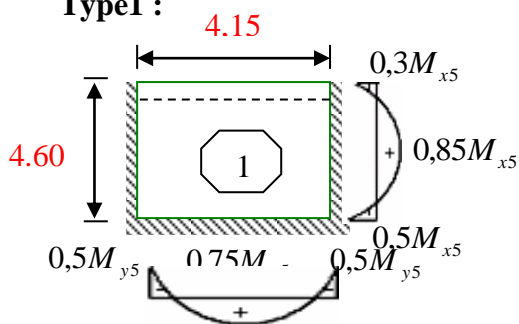
En respectant la condition suivante : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_x$

Remarque:

Les moments M_x et M_y donnés par cette méthode ne sont applicables que pour un panneau de dalle de forme régulière (rectangulaire uniformément chargé).

c) Les différents types de panneaux de dalle :

Type1 :



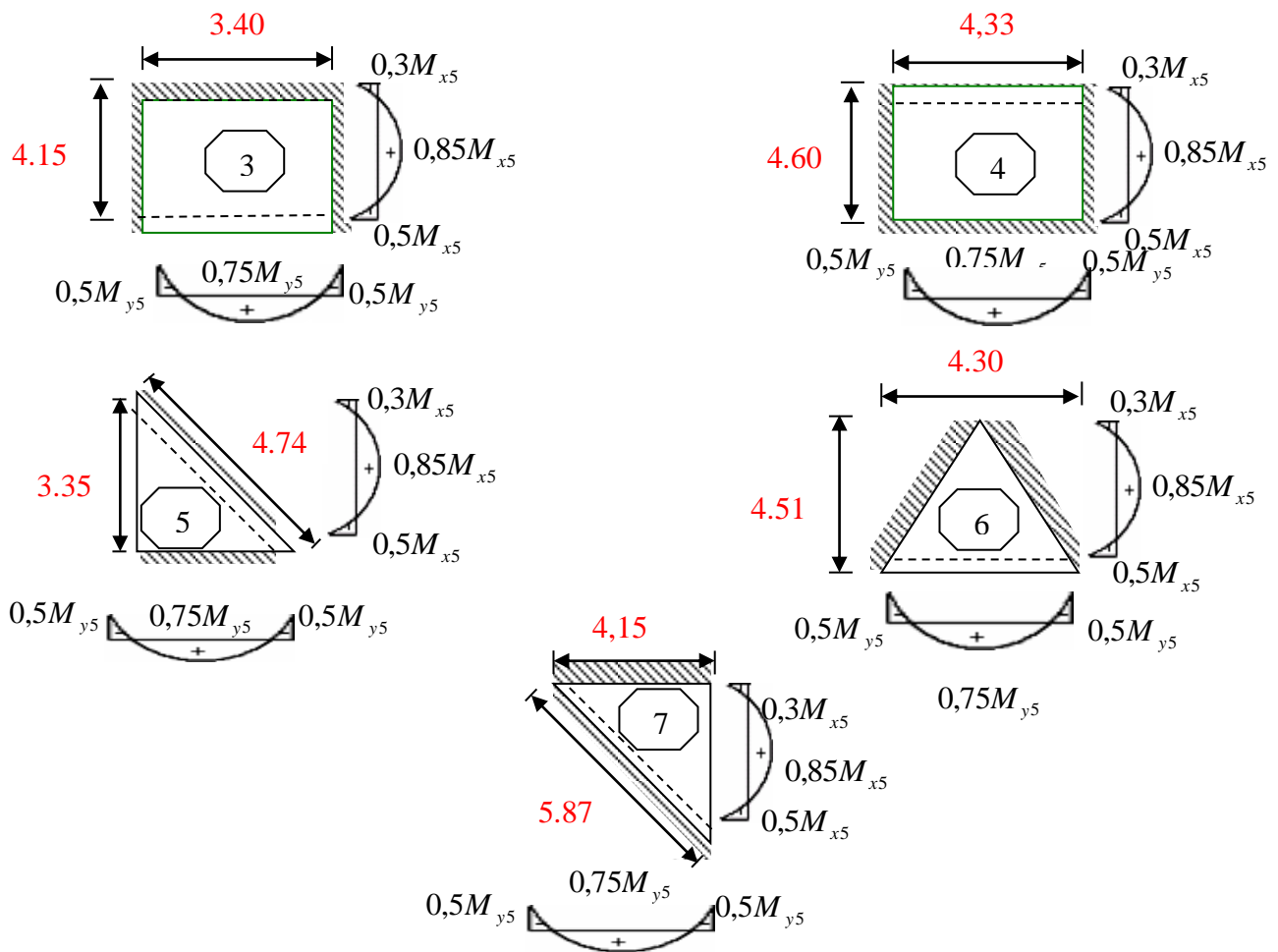
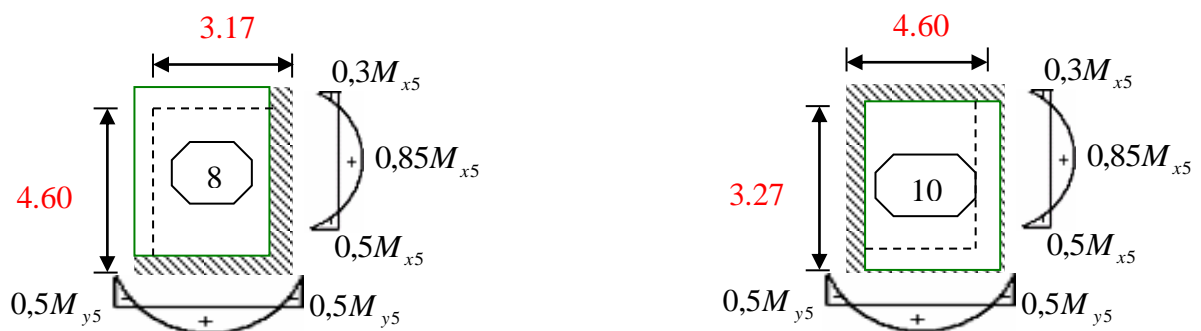


Figure III.24: Panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel

Type2 :



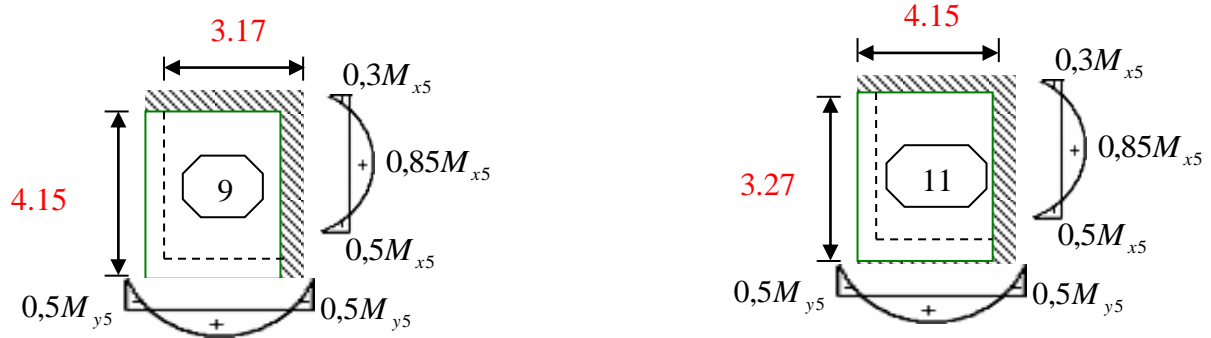


Figure III.25: Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

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

$$G = 6.16 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times 6.16 + 1.5 \times 5 = 15.82 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 15.82 \text{ KN/m}_L$.

➤ **ELS :**

$$\bar{q}_{ser} = G + Q = 6.16 + 5 = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1.00 = 11.16 \text{ KN/m}_L$.

d) Exemple de calcul détaillé (panneau P1) :

on a :

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

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

Détermination de μ_x et μ_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{4.60} = 0.9 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Le panneau porte suivant deux sens} \\ \text{Charge uniformément répartie} \end{array} \right.$$

E.L.U.R :

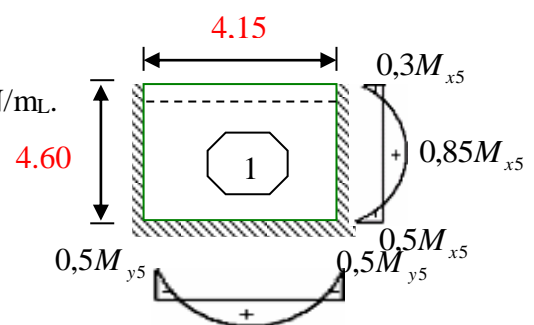


Figure III.26: Panneau P1

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 0.9 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \rightarrow \text{ELUR} \quad [\text{CBA93/A.2.1.3}] \\ 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 15.82 \times 4.15^2 = 12.42 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 12.42 = 9.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \\ \rho = 0.9 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0528 \times 11.16 \times 4.15^2 = 10.15 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.8502 \times 10.15 = 8.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.9: tableau récapitulatif des sollicitations

Appui/ Travée	Etats	Moments (kn.m)		
		sens	ELUR	ELS
Appui	x		-0,5.M _x = -6.212	-0,5.M _x = -5.074
	y		-0,5.M _y = -4.867	-0,5 M _y = -4.314
Travée	x		0,75.M _x =9.318	0,75.M _x =7.611
	y		0,85 M _y =8.273	0,85 M _y =7.334

e) Valeurs des moments en travées et sur appuis :

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif

panneaux	Sens	ρ	L (m)	ELU					ELS				
				q KN/ml	μ_x	M (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	q KN/ml	μ_x	M KN.m	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
p1	Xx	0.90	4,15	15.82	0.0456	12.4	9.32	-6.21	11.16	0.0528	10.15	7.611	-5.074
	Yy		4,6	15.82	0.7834	9.7	8.27	-4.86	11.16	0.8502	8.63	7.334	-4.314
p2	Xx	0.74	3.4	15.82	0.0633	11.6	8.68	-5.78	11.16	0.0696	8.98	6.734	-4.490
	Yy		4,6	15.82	0.4938	5.7	4.86	-2.85	11.16	0.6315	5.67	4.820	-2.835
p3	Xx	0.82	3.4	15.82	0.0539	9.85	7.39	-4.92	11.16	0.0607	7.83	5.873	-3.915
	Yy		4.15	15.82	0.6313	6.22	5.29	-3.11	11.16	0.7381	5.78	4.913	-2.890
p4	Xx	0.69	3.17	15.82	0.0697	11.1	9.41	-5.54	11.16	0.0755	8.46	7.197	-4.234
	Yy		4.6	15.82	0.4181	4.63	3.94	-2.31	11.16	0.5704	4.83	4.105	-2.415

p5	Xx	0.76	3.17	15.82	0.0608	9.66	8.22	-4.83	11.16	0.0672	7.53	6.406	-3.768
	Yy		4.15	15.82	0.5274	5.09	4.33	-2.54	11.16	0.658	4.95	4.215	-2.479
p6	Xx	0.71	3.27	15.82	0.0671	11.4	9.65	-5.67	11.16	0.0731	8.72	7.415	-4.362
	Yy		4.6	15.82	0.4471	5.07	4.31	-2.537	11.16	0.594	5.18	4.404	-2.591
p7	Xx	0.79	3.27	15.82	0.0573	9.69	8.24	-4.84	11.16	0.0639	7.62	5.482	-3.813
	Yy		4.15	15.82	0.5786	5.60	4.77	-2.80	11.16	0.6978	5.32	4.523	-2.660

Les sollicitations maximales :

A partir du tableau précédent nous avons tiré les moments fléchissant maximums comme il représente le tableau suivant :

Tableau III.11: Tableau des Moments fléchissant maximums

		ELU		ELS	
Moments		M_t^{max} [KN.m]	M_a^{max} [KN.m]	M_t^{max} [KN.m]	M_a^{max} [KN.m]
sens	Sens X-X	9.648	-6.212	7.611	-5.074

	Sens Y-Y	8.273	-4.867	7.334	-4.314
--	----------	-------	--------	-------	--------

Calcul des ferrailages :

Les armatures de la dalle sont porteuses dans les deux sens dont :

Le diamètre des armatures à utiliser ne doit pas excéder le dixième de l'épaisseur totale de la dalle [CBA93/B.7.2.1].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{cm}$$

f) Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

En travées :

➤ **ELUR :**

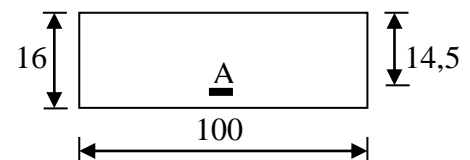
$$M_{lx}^u = 9.648\text{KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{lx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9648}{14.2 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$



Section de calcul en travée (x-x)

x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.981$$

-Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{9648}{348 \times 0.981 \times 14.5} = 2.09 \text{ cm}^2 / m_L$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.09 \text{ cm}^2 / m_L$$

-Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

-Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_L \longrightarrow A = 3.15 \text{ cm}^2/m_L.$$

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

➤ **ELS :**

$$M_{tx}^{ser} = 7.611 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{9.648}{7.611} = 1.27$$

$$\frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 > \alpha = 0.048$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

En appuis :➤ **ELUR :**

$$M_{ax}^u = -6.212 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = 0.024 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

-Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6212}{348 \times 0.988 \times 14.5} = 1.34 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.34 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

-Choix des armatures :

$$4\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

➤ **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = -5.074 \text{ KN.m}$$

Par analogie comme précédemment on obtient :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

❖ **Sens Y-Y :** idem au sens XX

Comme on a déjà calculé ci-dessus que : $C_y = 2.5 \text{ cm}$ et $d_y = 13.5 \text{ cm}$

En travées :**ELUR :**

$$M_{ty}^u = 8.273 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{ty}^s = 7.334 \text{ KN.m}$$

Comme précédemment on a :
 Les conditions de l'ELS sont vérifiées

$$A_{ty}^u = 1.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

-Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

-Choix des armatures :

$$4\text{T}8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L.$$

En appuis :

➤ **ELUR :**

ELS :

$$M_{ay}^u = -4.867 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay}^s = -4.314 \text{ kn.m}$$

De la même manière que précédemment on a eu :

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa = 1.13 \text{ cm}^2 / m_L \leq A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Les conditions de l'ELS sont vérifiées} \\ A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L \end{array} \right.$$

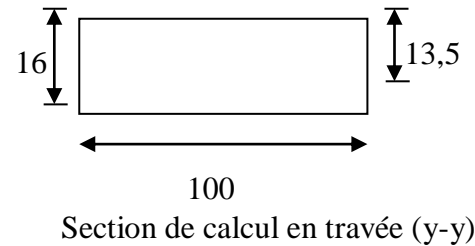
Choix des armatures :

$$4\text{T}8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L.$$

Le ferrailage de la dalle est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau.III.12 : tableau récapitulatif du ferrailage

Sens Moments Et A	x-x		y-y	
	travée	appuis	Travée	appuis
Moments a l'ELU (KN.m)	9.648	-6.212	8.273	-4.867
Moments a l'ELS (KN.m)	7.611	-5.074	7.334	-4.314



A calculée (cm²)	2.09	1.34	1.94	1.2
Choix des armatures	4T10 → A=3.15cm ² e=25cm		4T8 → A=2.01cm ² e= 25	

g) Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.52.2]

Effort tranchant maximal :

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

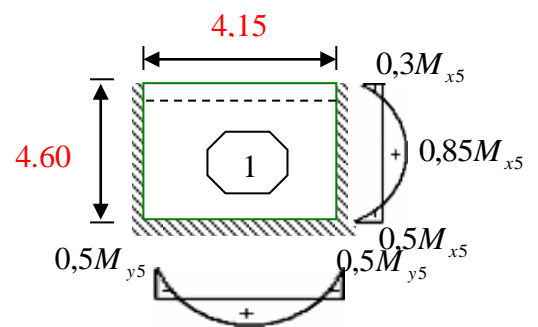


Figure III.27: Panneau

Le panneau le plus sollicité est le panneau 1 :

P1

$$T_x^u = \frac{15.82 \times 4.15}{2} \times \frac{4.6^4}{4.15^4 + 4.6^4} = 19.746 \text{ KN/m}_L ; T_y^u = 14.449 \text{ KN/m}_L$$

$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 19.746 \text{ KN/m}_L$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{19746}{(100 \times 14.5) \times 100} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.2 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} ⇒ Les armatures transversales ne sont

h) Vérification de la flèche :

Conditions de la flèche : [CBA93/B.7.5]

$$* \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$$

$$* \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

-Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_d}{l_x} = \frac{0.16}{4.15} > \frac{M_{lx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0.048 \\ \rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 14.5} < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} \Rightarrow 0.002 < 0.005 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

i) Dessin du ferrailage:

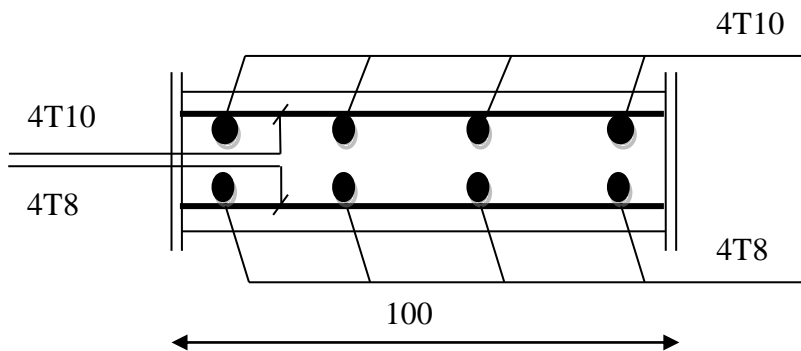


Figure III.28 : Dessin du ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1. Etude des escaliers :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1. 1. Eléments constitutifs :

Dans notre projet on a 1 type d'escaliers :

Type : Escalier a 3 volées avec 2 paliers intermédiaires.

IV.1.2. Escalier :

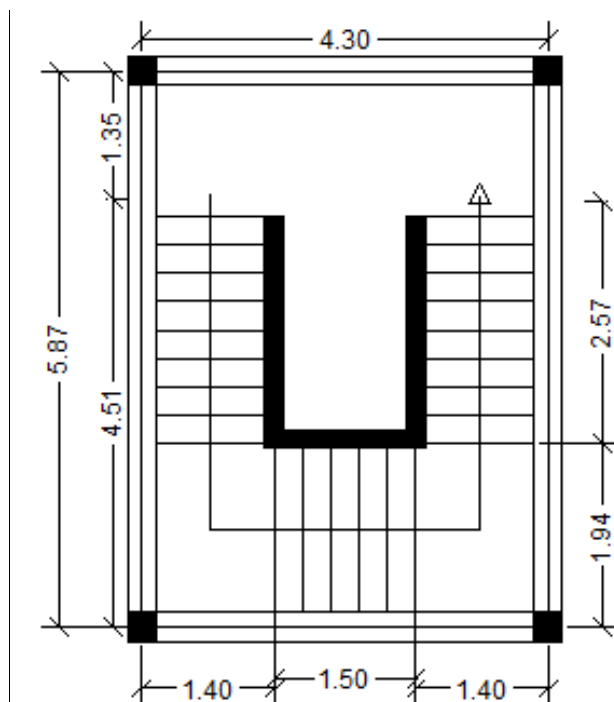


Figure IV.1 : Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.2. 1. Pré dimensionnement :

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

$$59 \leq g + 2.h \leq 0.66 \text{ cm}$$

Avec:

* **h**: la hauteur de la marche

* **g**: le giron de la marche.

Selon le plan d'architecture on a $g = 30$ cm et $h = 17$ cm donc $59 \leq g + 2.h = 64 \leq 0.66$ cm \Rightarrow condition vérifiée

Nombre des contre marches (N_c) :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ Contre marches ;}$$

On aura : $\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ contres marches pour chacune des volées 1 et 3.} \\ 6 \text{ contres marches pour la volée 2.} \end{array} \right.$

Nombre de marche (n) :

$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 4$ marches par la volée (1) et (3)

$n = N_c - 1 = 5 - 1 = 8$ marches par la volée (2)

➤ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

-Dimensions de la paillasse :

Paillasse pour volées (1) et (3) :

➤ **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{0.17 \times 9}{\sin (29.54)} = 3.10 \text{ m}$$

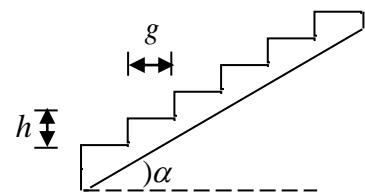
➤ **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{310.3}{30} < e_p < \frac{310.3}{20}$$

D'où : $e_p = (10.34 ; 15.51)$ cm

On prend : $e_p = 15$ cm.

Paillasse pour volées (2) :



Schémas de la paillasse

Escalier a marches porteuses $e_p = 6m$.

Conclusion :

On a 2 types de schéma statique :

1^{er} type : Escalier a paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.

2^{eme} type : Escalier a marches porteuses dont les marches sont encastrées dans une poutre brisée.

IV.1.2.2. Descente de charges :

1) Volée :

a) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage+Mortier de pose+ sable).....1.14
KN/m²

Revêtement vertical (1.14 x h/g)0.646
KN/m²

Poids propre des marches $22x(h/2)$ 1.87
KN/m²

Poids propre de la paillasse $25x(ep/cos \alpha)$4.31
KN/m²

Enduit au ciment (0.18x1.5/cos α).....0.31
KN/m²

$$G_1 = 8.276 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge d'exploitation : \Rightarrow Locaux a usage d'habitation ou bureau $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

c) Combinaisons fondamentales :

ELUR :

$$\overline{q}_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 8.276 + 1.5 \times 2.5 = 14.923 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\bar{q}_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8.276 + 2.5 = 10.776 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

ELUR :

$$q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1.00 = 14.923 \times 1.00 = 14.923 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_1^{ser} = \bar{q}_1^{ser} \times 1.00 = 10.776 \times 1.00 = 10.776 \text{ KN/m}^2$$

2) Palier :

a) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage+Mortier de pose+ sable).....
1.14KN/m²

Poids propre du palier (25xep) 3.75
KN/m²

Enduit au ciment (0.18KN/m²/cmx1.5cm) :0.01x2000 0.27
KN/m²

$$G_2 = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

b) La surcharge d'exploitation : $\Rightarrow Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaisons fondamentales :

ELUR :

$$\bar{q}_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 2.5 = 10.716 \text{ KN/m}^2.$$

ELS :

$$\bar{q}_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5.16 + 2.5 = 7.66 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = \bar{q}_2^u \times 1.00 = 10.716 \times 1.00 = 10.716 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2^{ser} = \bar{q}_2^{ser} \times 1.00 = 7.66 \times 1.00 = 7.66 \text{ KN/m}^2$$

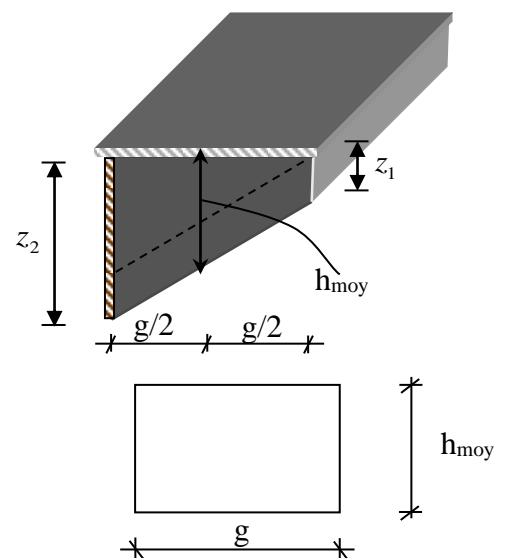


Figure IV.2: Schéma de la marche porteuse

2^{ème} type : (Escalier a marches porteuses).

Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,90cm$$

$$h_{moy} = \frac{2 \cdot 6,9 + 17}{2} = 15,4cm$$

a) charge permanente :

Revêtement horizontal (Carrelage+Matériaux de pose)(1.14 x g)0.342

KN/ml

Revêtement vertical (1.14 x h)0.194

KN/ml

Poids propre de marche (25x h_{moy} x g)

1.155KN/ml

Enduit au ciment ($0.18KN/m^2/cm \times \frac{1.5}{\cos^2(29.54)} \times g$).....0.107

KN/ml

$G_1 = 1.798 \text{ KN/ml}$

b) La surcharge d'exploitation : \Rightarrow Locaux a usage d'habitation ou bureau $Q = 2.5 \times g =$

0.75 KN/ml.

c) Combinaisons fondamentales :

ELUR :

$$\overline{q}_1^u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.798 + 1.5 \times 0.75 = 3.552 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$\overline{q}_1^{ser} = G + P = 1.798 + 0.75 = 2.548 \text{ KN/ml.}$$

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des résultats

	Escalier a paillasse porteuse		Escalier a marches porteuses
	volée	palier	marches
q_u (KN/ml)	14.923	10.716	3.552
q_s (KN/ml)	10.776	7.66	2.548

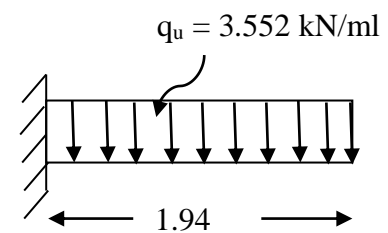
IV.1.2.3. Calcul du ferrailage :

a) Escalier a marches porteuses :

Calcul des moments :

ELUR :

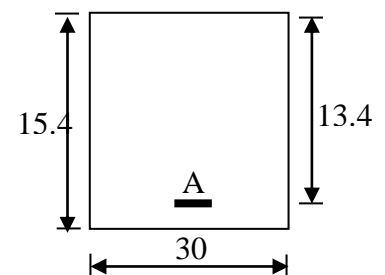
Figure IV.3 : schéma statique de la marche porteuse



$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{3.552 \times 1.94^2}{2} = -6.684 \text{ kn.m}$$

ELS :

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{2.548 \times 1.94^2}{2} = -4.794 \text{ kn.m}$$



Section de calcul

Détermination des armatures :

ELUR : ($M_u = -6.684$ KN.m)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Figure IV.4 : section de calcul

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6684}{14.2 \cdot 30 \cdot (13.4)^2} = 0.087$$

$\mu = 0.087 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.954$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6684}{348 \times 0.954 \times 13.4} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 30 \times 13.4 \times \frac{2.1}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2$$

ELS : ($M_S = -4.794 \text{ KN.m}$)

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{6.684}{4.794} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.114 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = q_u \cdot l = 3.552 \cdot 1.94 = 6.89 \text{ KN}$$

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

$$\text{Avec : } T_u^{\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13.4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 6.89 \text{ KN} \leq 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 10^2 \times 25 \times 10^{-3} = 241.5 \text{ KN.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(6890 - \frac{6684 \times 10^2}{0.9 \times 13.4} \right) \cdot 10^{-2} = -1.4 \leq 0 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition}$$

vérifiée

⇒ Il n’y a aucune influence de l’effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{6890}{(30 \times 13.4) \times 100} = 0.171 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{15.4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d’acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

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

✱

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 12.06 \text{ cm}$$

✱

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.50 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 9.79 \text{ cm}$$

✱

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

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.50 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.171 - 0.3 \times 2.1)} = -6.82 \text{ cm}$$

On adopte :

$$\delta_r = 10 \text{ cm}$$

Dessin du ferrailage :

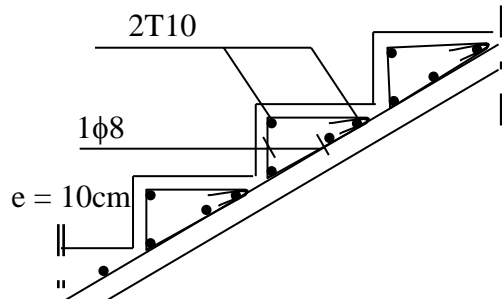


Figure IV.5 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse

b) Escalier a paillasse porteuse :

i. Schéma statique :

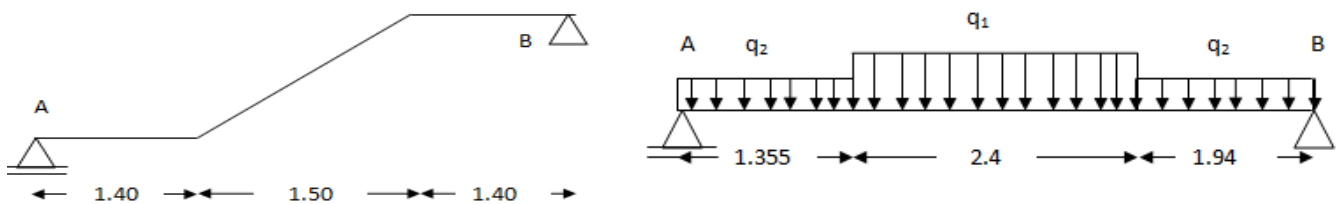
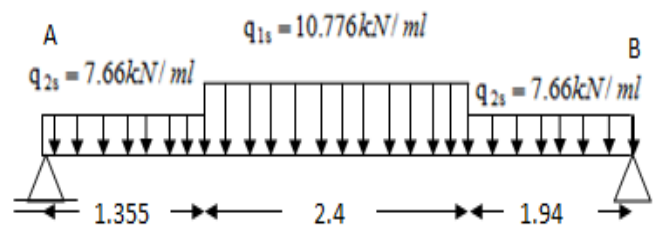
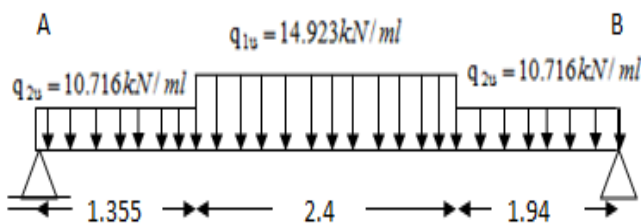


Figure IV.6 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un 2 palier de repos

ii. Calcul des moments max :

ELUR :

ELS :



ELUR : Les réactions aux appuis et les sollicitations maximales sont calculées à l'aide du logiciel SAP2000 et les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Résultats des sollicitations et réactions à l'ELUR

N de noeud	Abscisse (m)	Effort tranchant (KN)	Moments (KN.m)	Moment max (KN.m)	Réactions aux appuis (KN)
1	0.00	-37.41	0.00	58.15 a X=1.55m	Ra=37.41
2	1.355	-22.86	40.85		-
3	3.93	15.54	50.31		-
4	5.87	36.33	0.00		Rb=36.33

Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

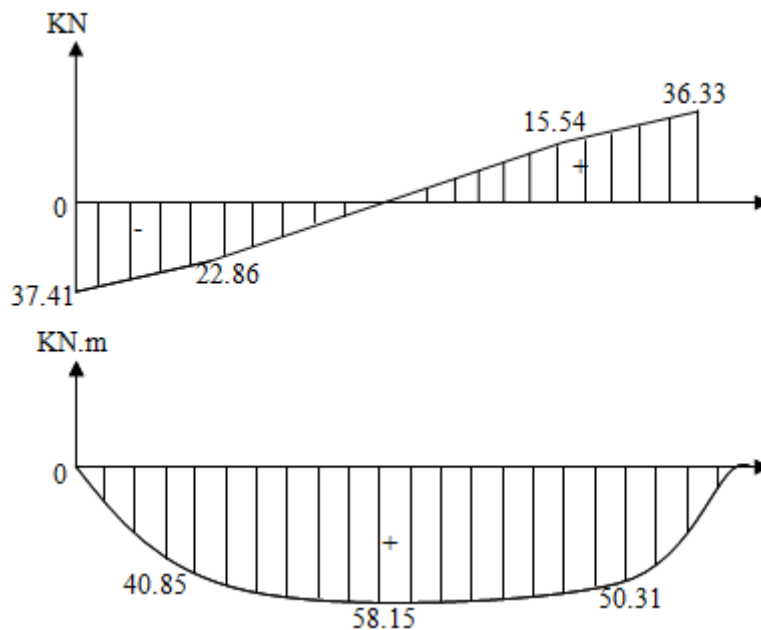


Figure VI.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U

ELS :

Tableau IV.3 : Résultats des sollicitations et réactions à l'ELS

N de noeud	Abscisse (m)	Effort tranchant (KN)	Moments (KN.m)	Moment max (KN.m)	Réactions aux appuis (KN)
1	0.00	-26.89	0.00	41.88 a X=1.287m	Ra=26.89
2	1.355	-16.51	29.41		-
3	3.93	11.23	36.21		
4	5.87	26.09	0.00		Rb=26.09

Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

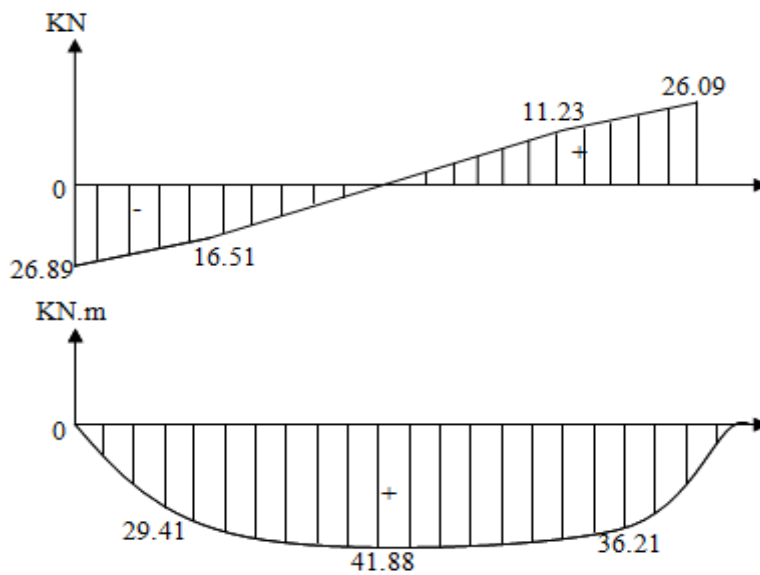


Figure VI.8 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S

iii. Effort tranchant (T) et moments fléchissant maximums en travée M_t et en appui M_a :

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Etat	sollicitations	Moments fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)
		$M_t=0.8M_{max}$	$M_a=-0.2M_{max}$	
	ELUR	46.52	-11.63	37.41
	ELS	33.504	-8.376	-

iv. Calcul de ferrailage :

Détermination des armatures :

ELUR : (M_t= 46.520 KN.M)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{46520}{14.2 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0.104$$

$\mu = 0.104 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.137$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.945$$

-Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{46520}{348 \times 0.945 \times 13} = 5.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.4 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{T}12 \quad \longrightarrow e=16\text{cm})$$

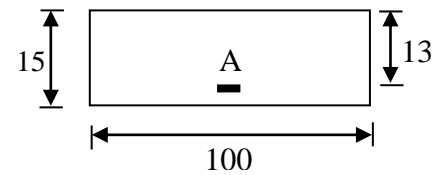
ELS : (M_t= 33.504 KN.m)

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



Section de calcul en appuis

Figure IV.9 : section de calcul

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{46.520}{33.504} = 1.39$

$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.137 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

-Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.86}{4} = 1.47 \text{ cm}^2/m_L$$

-Choix des armatures :

4T8/m_L \rightarrow A = 2.01cm²/m_L

(T8 \rightarrow e = 25cm).

En appui :

ELUR : (M_u = -11.630 KN.M)

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11630}{14.2 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0.026$$

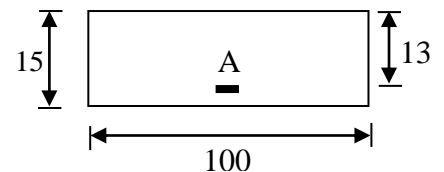
$\mu = 0.026 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.987$$

-Détermination des armatures :



Section de calcul en appuis

Figure IV.10 : section de calcul

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11630}{348 \times 0.987 \times 13} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

4T8 → **A = 2.01 cm²/ml** (T8 → e=25cm)

ELS : (M_s = -8.376 KN.m)

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{11.630}{8.376} = 1.39$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.033 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 / m_L$$

-Choix des armatures :

4T8/m_L → **A = 2.01 cm²/m_L**

(T8 → **e = 25cm).**

-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 37.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{37410}{100 \times 13 \times 100} = 0.235 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Dessin du ferrailage :

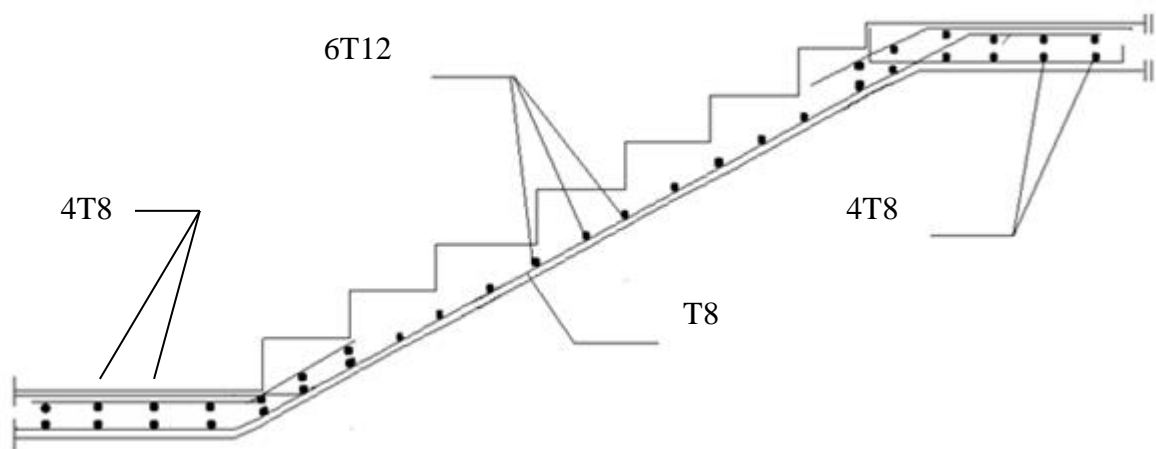


Figure .IV.11 : Ferrailage de la paillasse

IV.1.2.4 Calcul de la poutre brisée

La poutre brisée s'appuie sur les poteaux dont elle est sollicitée par les charges provenant des volées, des paliers de repos, du mur ainsi que celles des marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes :

- Condition de flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L: portée de la poutre (L= 4.3m);

h: hauteur de la poutre ;

b: largeur de la poutre.

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.67\text{cm} < h < 43\text{cm}$$

Soit: h=40cm et b = 35cm.

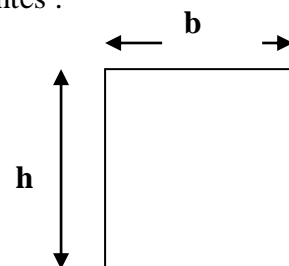


Figure IV.12 : Section de la poutre brisée

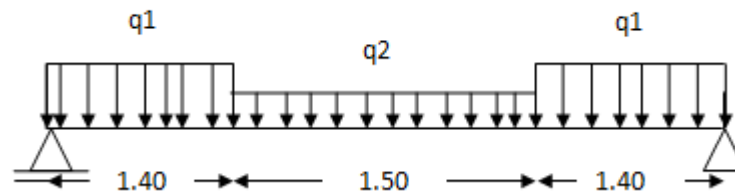
- Vérification des conditions de RPA (version 2003):

$$b = 35\text{cm} > 20\text{cm}$$

$h=40\text{ cm} > 30\text{cm}$ Les conditions sont vérifiées
 $h/b = 40/35 = 1.14 < 4$

Donc, la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (35 \times 40)\text{ cm}^2$.

a) Moment fléchissant :



$$q_{eq} = \frac{(q_2 \times l_2) + (2 \times q_1 \times l_1)}{l_2 + (2 \times l_1)} + (g_p + g_{mur})$$

g_p ; g_{mur} : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement;

q_1 : Charge uniformément répartie dues aux réactions du palier et de la volée de la pailleuse porteuse;

q_2 : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses ;

q : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

-Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée : $g_p = 25 \times 0.40 \times 0.35 = 3.5\text{ KN/ml}$

-Calcul de la charge du au poids du mur : $g_{mur} = \gamma_{mur} \times h_e / 2$

Epaisseur du mur $e_p = 25\text{cm} \Rightarrow \gamma_{mur} = 1.3\text{KN/m}^2$

Hauteur libre d'étage : $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68\text{m}$

$$g_{mur} = 1.3 \times \frac{3.68}{2} = 2.392\text{ KN/ml}$$

Combinaisons fondamentales :

ELUR :

$$q_{1u} = \frac{R_B^u}{l_1} = \frac{26.05}{1.4} = 18.61\text{kN/ml}$$

$$q_{2u} = n \times \frac{q_u \times L}{l_2} = 5 \times \frac{3.552 \times 1.94}{1.5} = 22.97\text{kN/ml}$$

Avec n : nombres des marches

$$q_{eq}^u = \frac{22.97 \times 1.5 + 2 \times 18.61 \times 1.4}{1.5 + (2 \times 1.4)} + 1.35(3.5 + 2.392) = 28.09\text{kN/ml} \Rightarrow$$

$$M_t^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{10} = \frac{28.09 \times 4.3^2}{10} = 51.938\text{kN/ml}$$

$$M_a^u = -\frac{q_{eq}^u \times l^2}{20} = -\frac{28.09 \times 4.3^2}{20} = -25.969 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_1^s = \frac{R_B^s}{l_1} = \frac{18.69}{1.4} = 13.35 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = n \times \frac{q_s \times L}{l_2} = 5 \times \frac{2.548 \times 1.94}{1.5} = 16.48 \text{ kN/ml}$$

Avec n : nombres des marches

$$q_{eq}^s = \frac{16.48 \times 1.5 + 2 \times 13.35 \times 1.4}{1.5 + (2 \times 1.4)} + (3.5 + 2.392) = 20.33 \text{ kN/ml} \quad \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^s &= \frac{q_{eq}^s \times l^2}{10} = \frac{20.33 \times 4.3^2}{10} = 37.590 \text{ kN/ml} \\ M_a^u &= -\frac{q_{eq}^u \times l^2}{20} = -\frac{20.33 \times 4.3^2}{20} = -18.795 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right.$$

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif des moments.

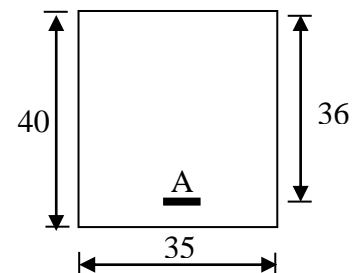
Moments Etats	En travée (KN.m)	En appui (KN.m)
ELUR	51.938	-25.969
ELS	37.590	-18.795

b) calcul des armatures longitudinales :

b.1 En travée :

ELUR : (M_u= 51.938 KN.M)

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :



Section de calcul

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51938}{14.2 \cdot 35 \cdot (36)^2} = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ On est au pivot A, A' n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.958$$

-Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51938}{348 \times 0.958 \times 36} = 4.33 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 4.33 \text{ cm}^2$$

ELS : (M_S = 37.590 KN.m)

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{51.938}{37.590} = 1.38$$

$$\Rightarrow \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.104 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

b.2 En appui :**ELUR : ($M_u = -25.969$ KN.M)**

-Vérification de l'existence d'armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25969}{14.2 \cdot 35 \cdot (36)^2} = 0.040$$

 $\mu = 0.040 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ On est au pivot A , A' n'existe pas.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.980$$

-Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25969}{348 \times 0.980 \times 36} = 2.12 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.12 \text{ cm}^2$$

ELS : ($M_s = -18.795$ KN.m)

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = 1.38$$

$$\Rightarrow \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.051 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- ⇒ Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

c) Moment de torsion :

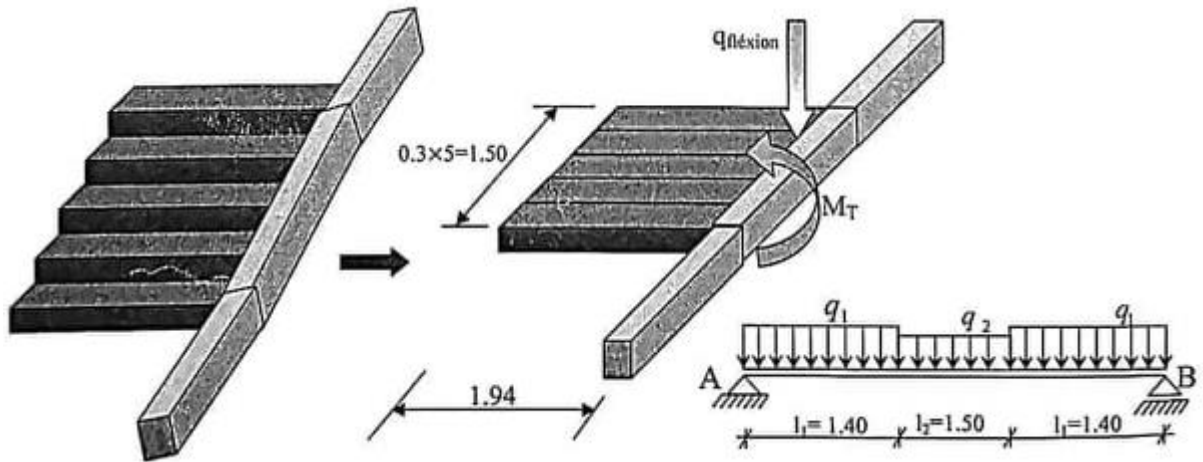


Figure IV.13 : schéma des marches porteuses (effet de torsion)

$$M_{T/marche} = \frac{q \times l^2}{2} \Rightarrow \text{Pour 5 marches on a : } M_{T/marche} = \frac{q \times l^2}{2}$$

Moment en travée : moment de torsion du aux 5 marches

$$M_T^u = 5 \times \frac{q^u \times l^2}{2} = 5 \times \frac{3.552 \times 1.94^2}{2} = 33.421 \text{ kN.m}$$

Moment en appui : effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$M_{TA} = M_{tB} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{33.421}{2} = -16.711 \text{ kN.m}$$

C.1 Déterminations des armatures :

$$e = \frac{a}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = 34.17 \times 29.17 = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$U = (34.17 + 29.17) \times 2 = 126.68 \text{ cm}$$

-Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$M_{Tt} = 33.421 \text{ KN.m}$$

$$A_{Tt} = \frac{U \times M_T}{2 \times \Omega \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{126.68 \times 33421}{2 \times 996.74 \times \frac{400}{1.15}} = 6.11 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_{Ta} = -16.711 \text{ KN.m}$$

$$A_{Ta} = \frac{U \times M_T}{2 \times \Omega \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{126.68 \times 16711}{2 \times 996.74 \times \frac{400}{1.15}} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times e \times U}{fe} = \frac{0.4 \times 5.83 \times 126.68}{400} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 6.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3.05 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{Tt} + A_{ft} = 6.11 + 4.33 = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_{fa} = 3.05 + 2.12 = 5.17 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures :

en appui : → 7T14

en travée : → 4T14

Calcul des armatures transversales :

-cas flexion simple :

$$T_u = \frac{q_{eq}^u \times l}{2} = \frac{28.09 \times 4.3}{2} = 60.39 \text{ KN}$$

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

$$\text{Avec : } T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 60.39 \text{ KN} \leq 0.267 \times 324 \times 350 \times 25 \times 10^{-3} = 756.945 \text{ KN.}$$

⇒ Donc l'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

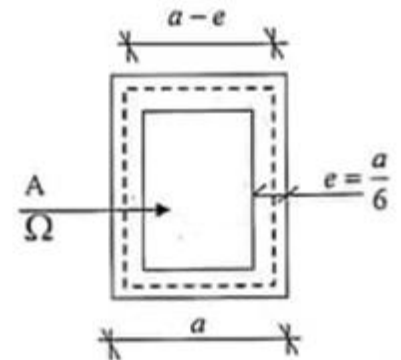


Figure IV.14 : Section de calcul

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 4.33 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(60390 - \frac{25969 \times 10^2}{0.9 \times 36} \right) \cdot 10^{-2} = -0.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{60390}{(35 \times 36) \times 100} = 0.48 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.6 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$

(2 cadres)

-Espacement des armatures transversales :

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

✱

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

✱

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b \cdot \sin \alpha} = \frac{1.57 \times 235}{0.4 \times 35 \times 1} = 33.74 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.57 \times 0.8 \times 235}{35 \times (0.48 - 0.3 \times 2.1)} = -71.98 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.6 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

$$\delta_{t5} = 15 \text{ cm}$$

Cas torsion :

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

La contrainte de cisaillement due à la torsion est :

$$\tau_u = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33421}{(2 \times 996.74) \times 5.83} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (2.88)^2 + (0.48)^2 = 8.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = (3.33)^2 = 11.09 \text{ MPa} \quad [\text{CBA93 / A5.4.3}]$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Alors on a : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

(2 cadres)

Espacement des armatures transversales :

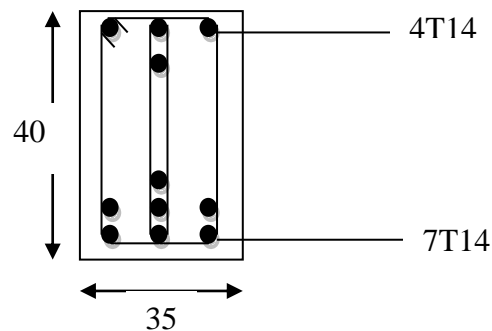
$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{(2 \times 996.74) \times 2.01}{33421} \times \frac{235}{1.15} = 24.50 \text{ cm}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{e \times \delta_i \times 0.4}{f_{et}} = \frac{5.83 \times 24.5 \times 0.4}{235} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

- Zone nodale : $\delta_i = 8 \text{ cm}$
- Zone courante : $\delta_i = 15 \text{ cm}$

Dessin du ferrailage :**Figure.IV.15 :** ferrailage de la poutre brisée**IV.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE :****Introduction :**

L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, sons rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

IV.2.1 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé a une console verticale encastree a sa base au plancher terrasse, soumis à un effort normal de compression du à son poids propre (W_p), et à un moment du a une force horizontale (F_p) donnée par la RPA99 version 2003 (article 6.2.3). Donc il se calcule à la flexion composé.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera alors considérée comme préjudiciable.

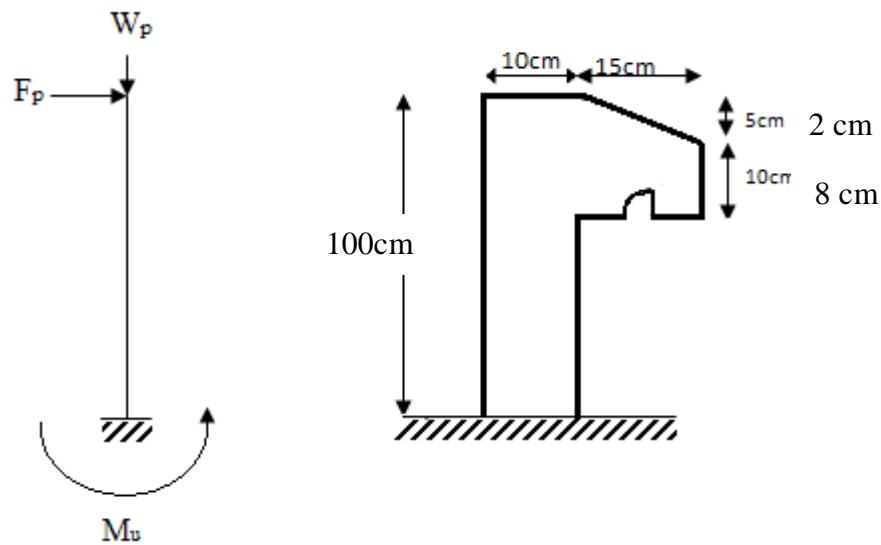


Figure IV.16 : Dimension et schéma statique de l’acrotère

a) Calcul de la force horizontale F_p :

La force F_p est calculée selon l’article 6.2.3 du RPA99 version 2003 par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec : A : coefficient d’accélération de zone (tableau 4.1 RPA99 ver2003) ;

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires (tableau 6.1 RPA99 ver2003) ;

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : $A = 0.15$ (Groupe d’usage 2 ; zone sismique IIa)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

Calcul du poids propre W_p pour une bande de 1 m de largeur :

$$W_p = 25 \times [1 \times 0.1 + (0.15 \times 0.02 / 2) + (0.08 \times 0.15)] \Rightarrow W_p = 2.837 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.837 \Rightarrow F_p = 1.362 \text{ KN}$$

b) Effort normal et moment fléchissant :

$$\text{E.L.U.R : } \begin{cases} N_u = 1.35W_p = 1.35 \times 2.837 & \Rightarrow N_u = 3.830 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 \cdot F_p \cdot L = 1.35 \times 1.362 \times 1 & \Rightarrow M_u = 1.839 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} N_s = W_p & \Rightarrow N_s = 2.837 \text{ KN} \\ M_s = F_p \cdot L = 1.362 \times 1 & \Rightarrow M_s = 1.362 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Détermination des armatures :

* Section de calcul :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul sera donc $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

▪ E.L.U.R :

- Centre de pression :

$$e_0 = M_u / N_u = 1.839 / 3.830 = 0.48m$$

$$h/2 = 0.1/2 = 0.05m$$

$e_0 > h/2 \Rightarrow$ L'effort normal de compression se trouve

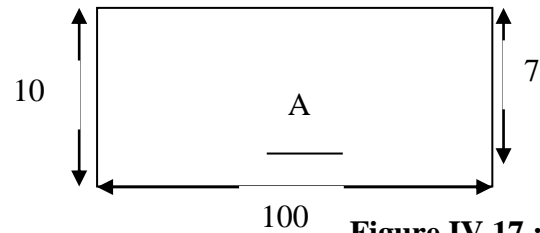


Figure IV.17 : Section de calcul

A l'extérieur de la section \Rightarrow On a une section partiellement comprimée.

En effet le calcul se ramène à la flexion simple sous la sollicitation fictive M_f calculée par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u (e_0 + h/2 - c)$$

c : enrobage des armatures (élément exposé aux intempéries \Rightarrow fissuration préjudiciable

$\Rightarrow c = 3\text{cm}$; (CBA93/article A.7.3)

$$\Rightarrow M_f = 3.83(0.48 + 0.05 - 0.03) = 1.915 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1915}{14.2 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0.027 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034 \text{ et } \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.986$$

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1915}{348 \times 0.986 \times 7} \Rightarrow A_f = 0.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A = A_f - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.8 - \frac{3830}{100 \times 348} \Rightarrow A = 0.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA93/B5.3]

Pour l'élément exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage minimale des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excède pas la plus petite valeur entre 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0.25\% S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0.69; 2.5) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 4T10/ml \longrightarrow A = 3.14 cm² /ml

(T10 \longrightarrow e = 25cm).

$$e \leq \min(25; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow e \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8/ml \longrightarrow A = 2.01 cm² /ml

(T8 \longrightarrow e = 25cm).

▪ **E.L.S :**

-Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{array} \right.$$

Détermination des contraintes :

$$\text{On a une fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

- Position du centre de pression :

$$e'_0 = M_s / N_s = 1.362 / 2.837 = 0.48 \text{ m} > h / 2 = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

\Rightarrow Le centre de pression C se trouve à l'extérieur de la section

- Détermination de l'axe neutre :

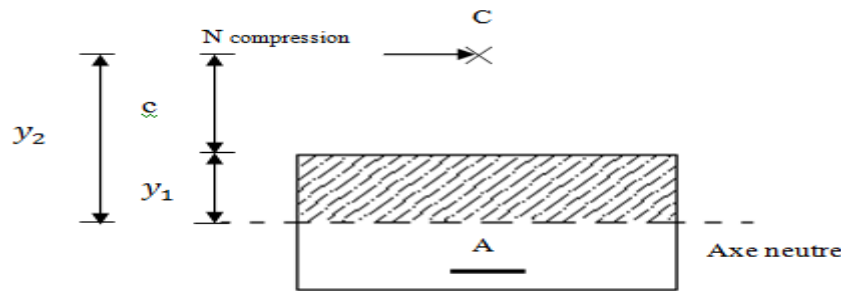


Figure IV.18 : Position du centre de pression

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section

$\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif

$$c = e'_0 - h/2 = 0.48 - 0.05 = 0.43m = 43cm$$

Comme $c < 0 \Rightarrow c = -43$ cm

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -3(-43)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100}(7 + 43) = -5370.15$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -3(-43)^3 + \frac{90 \times 3.93}{100}(7 + 43)^2 = 229678.5$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5370.15y_2 + 229678.5 = 0$$

donc la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (229678.5)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-5370.15)^3 = 2.98 \cdot 10^{10} > 0$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \begin{cases} t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 0.5(\sqrt{2.98 \cdot 10^{10}} - 229678.5) & \Rightarrow t = -28525.87 \\ Z = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{-28525.87} & \Rightarrow Z = -30.55 \\ y_2 = Z - \frac{p}{3Z} = -30.55 - \frac{-5370.15}{3 \times (-30.55)} & \Rightarrow y_2 = -89.14cm \end{cases}$$

$$\text{Or } y_2 > 0 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 89.14 - 43 = 46.14$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times 46.14^2}{2} - 15 \times 3.93 \cdot (7 - 46.14) = 108752.28cm^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{2837}{100 \cdot 108752.28} = 0.00026$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.00026 \times 46.14 = 0.0112 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.00026 (d - 46.14) = -0.15 \text{ MPa} < 0$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées l'E.L.U.R seront maintenues}$$

IV.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1.5 \cdot F_p = 1.5 \cdot 1362 = 2.043 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2043}{100 \cdot 7 \cdot 100} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.10 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\left. \begin{array}{l} - \tau_u = 0.029 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \\ - \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable.

IV.3 ETUDE BALCON :

Les portes à faux sont de pièces qui débordent de la structure ; ils sont considérés comme étant encastres sur la poutre de rive sur ce coté-là et libre de l'autre coté.

Par conséquent le calcul se fait comme une console en flexion simple en considérant une bande de 1 m de largeur.

Notre bâtiment comporte deux types de balcon en dalle pleine.

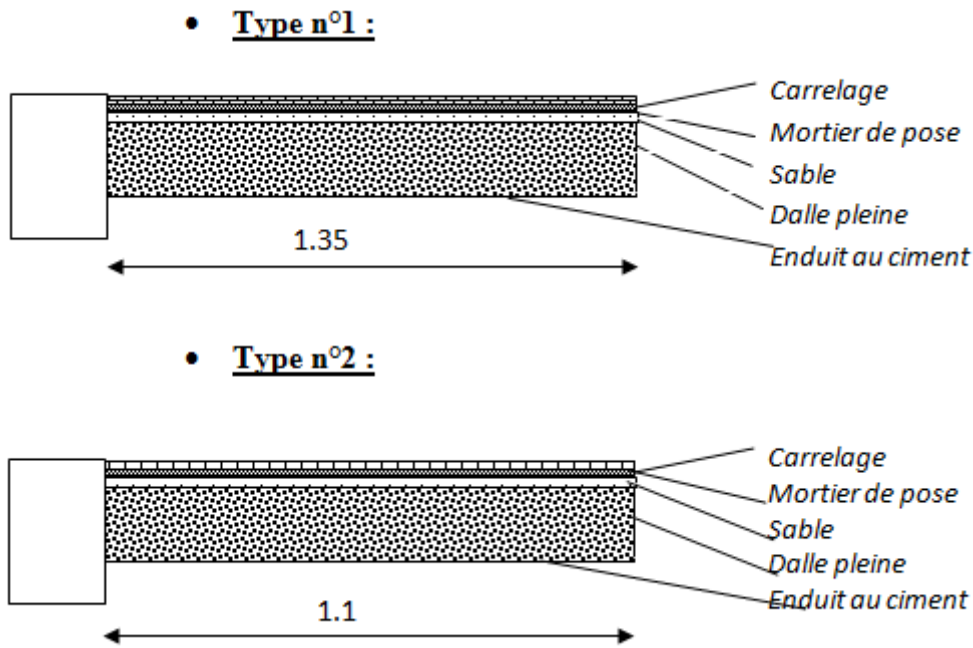


Figure IV.19 : Coupe sur les deux balcons

IV.3.1 Type 1 :

1) Descente de charge :

Soit :

G : La charge permanente ;

Q : La surcharge d’exploitation ;

P : La charge du mur en maçonnerie de brique creuse de 25cm d’épaisseur, cette charge est considérée comme permanente.

▪ **Charge permanente :**

- Revêtement horizontal (carrelage+sable+mortier) → 1.14 KN/ m²
- Poids propre de la dalle pleine (16cm) (0.16×25) → 4 KN/ m²
- Enduit au ciment (1.5cm) → $\frac{0.27 \text{ KN/ m}^2}{G = 5.41 \text{ KN/ m}^2}$

-Charge du mur de 25cm d’épaisseur : $P = \gamma \cdot e_p \cdot h$

Avec $h = 3.06 - 0.16 = 2.9$ (hauteur du mur) $\Rightarrow P = 9 \times 0.25 \times 2.94$

$\Rightarrow P = 6.525 \text{ KN/ ml}$

▪ **Surcharge d’exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

2) Evaluation des moments : (Pour une bande de 1m de largeur)

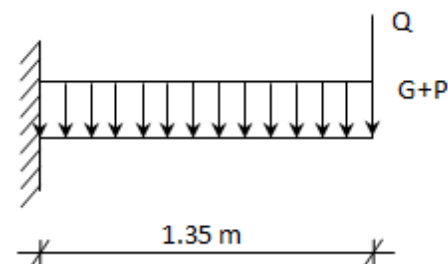


Figure IV.20 : schéma statique du balcon type 1

On prend le type 1 comme exemple de calcul

ELUR :

$$M_u = -[1.35G + 1.5q] \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1ml = -[1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 3.5] \frac{1.35^2}{2} - 1.35 \times 6.525 \times 1.35 \times 1$$

$$M_u = -17.244KN.m$$

$$\text{ELS : } M_s = -[G + q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00 = -[5.41 + 3.50] \frac{1.1^2}{2} - 6.525 \times 1.4$$

$$M_s = -12.419KN.m$$

3) Calcul du ferrailage :

Comme notre porte à faux est exposé aux intempéries donc on va placer la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 2cm$ (fissuration préjudiciable)

Le diamètre des armatures à utiliser sera plus égal au dixième de l'épaisseur de la console (CBA93).

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ avec } h_0 = 16cm \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6cm$$

Donc ; on prendra $\phi = 10mm$

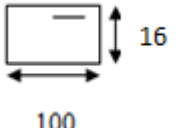
$$\Rightarrow \text{L'enrobage } C = a + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} \Rightarrow C = 25mm$$

$$\Rightarrow \text{La hauteur utile } d = h_0 - C = 16 - 2.5 \Rightarrow d = 13.5cm$$

a) **ELUR** : $M_u = -17.244KN.m$

Par analogie que précédemment les résultats du calcul de ferrailage sont récapitulés comme suit :

Tableau IV.6 : Tableau des armatures à l'E.L.U.R

Section de calcul	Hauteur utile « d »	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	Choix des armatures/ml
	d = 13.5cm	5.62	1.15	5.62	5T12 ($A = 5.65 cm^2$) e = 20cm

b) **ELS** : $M_s = -12.419KN.m$

Calcul des armatures à l'E.L.S :

$$M_s = -12.419 KN.m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{17244}{12419} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.44 > \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \alpha = 0.103$$

4) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max}^u = (1.35G + 1.5Q)L + 1.35P = (1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 3.5) \times 1.35 + (1.35 \times 6.525) \Rightarrow T_{max}^u = 25.75 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{25750}{100 \cdot 13.5 \cdot 100} \Rightarrow \tau_u = 0.19 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Conclusion :

$\left. \begin{array}{l} - \tau_u = 0.19 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \\ - \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$

5) Calcul du la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

-Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.13 > 0.05 \Rightarrow C.V.$

- $$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.0000502 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.05 \Rightarrow C.V.$$

Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.2 Type 02 :

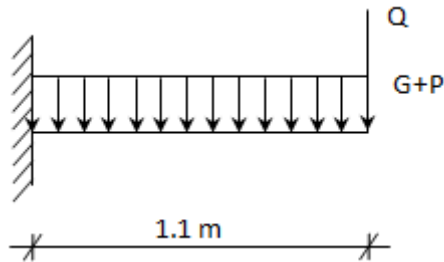


Figure IV.21 : schéma statique du balcon type 2

Par analogie que précédemment les résultats du calcul de ferrailage sont récapitulés comme suit :

Tableau IV.7: tableau récapitulatifs des calculs

Type	Largeur	M _u	M _s	Armature	choix	calcul de flèche
02	1.1 m	-16.604KN.m	-12.064KN.m	3.54cm ² /m _l	5T10 (A = 3.93 cm ²)	n'est pas nécessaire

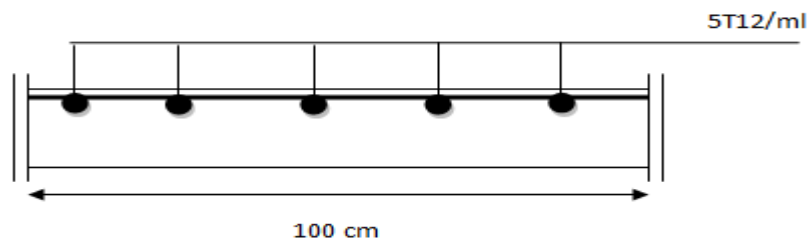


Figure IV.22 : Schéma de ferrailage balcon 1

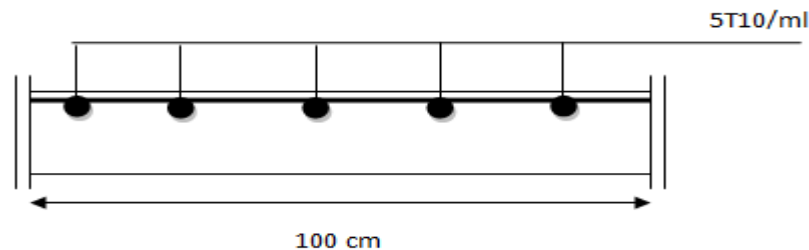


Figure IV.23 : Schéma de ferrailage balcon 2

CHAPITRE V

Etude dynamique

V.1 Effets d'un séisme :

Le séisme ou le tremblement de terre est un phénomène naturel qui attaque les structures, des secousses plus ou moins violentes imprimées au sol et qui peuvent causer d'importants dégâts dans les constructions si ces dernières ne sont pas conçues pour résister à ces effets.

Ce dernier provoque des effets horizontaux importants qui peuvent abîmer ou effondrer la structure.

Le calcul de ces efforts sera l'objet de ce chapitre.

Selon le « R.P.A.99-Version 2003 », le calcul des forces sismiques peut être menu suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique directe (analyse modale spectrale).
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2 La méthode statique équivalente :

Vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; notre structure ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales cela signifie que le bâtiment est classé irrégulier en plan, d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas là, on va appliquer la méthode dynamique par le logiciel « ETABS.17.0.1 ».

V.3 Méthode dynamique modale spectrale :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99 (V2003)/4.3.2].

V.3.1 Présentation du logiciel :

ETABS 17.0.1 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes.

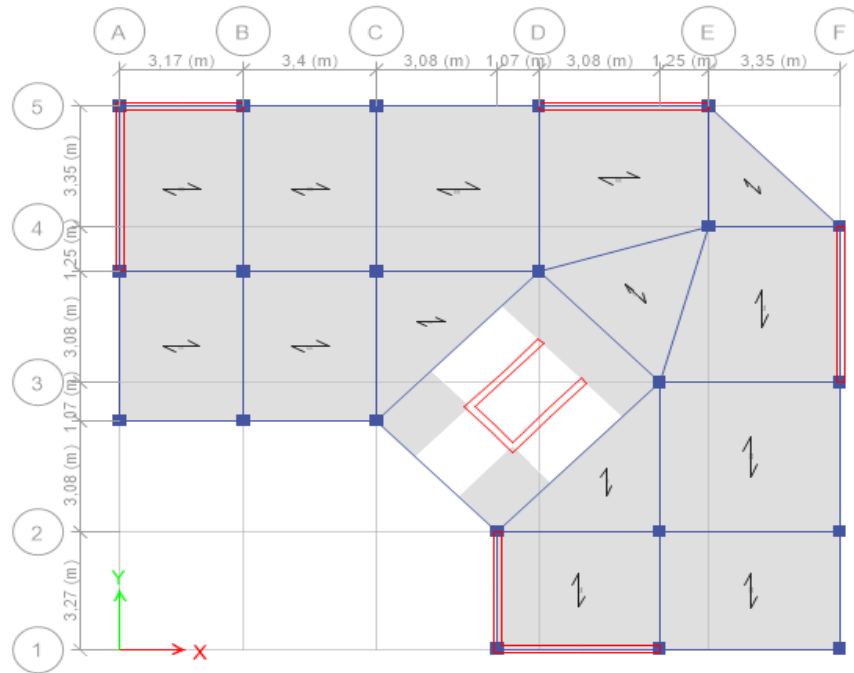


Figure V.1: Vue de structure 2D

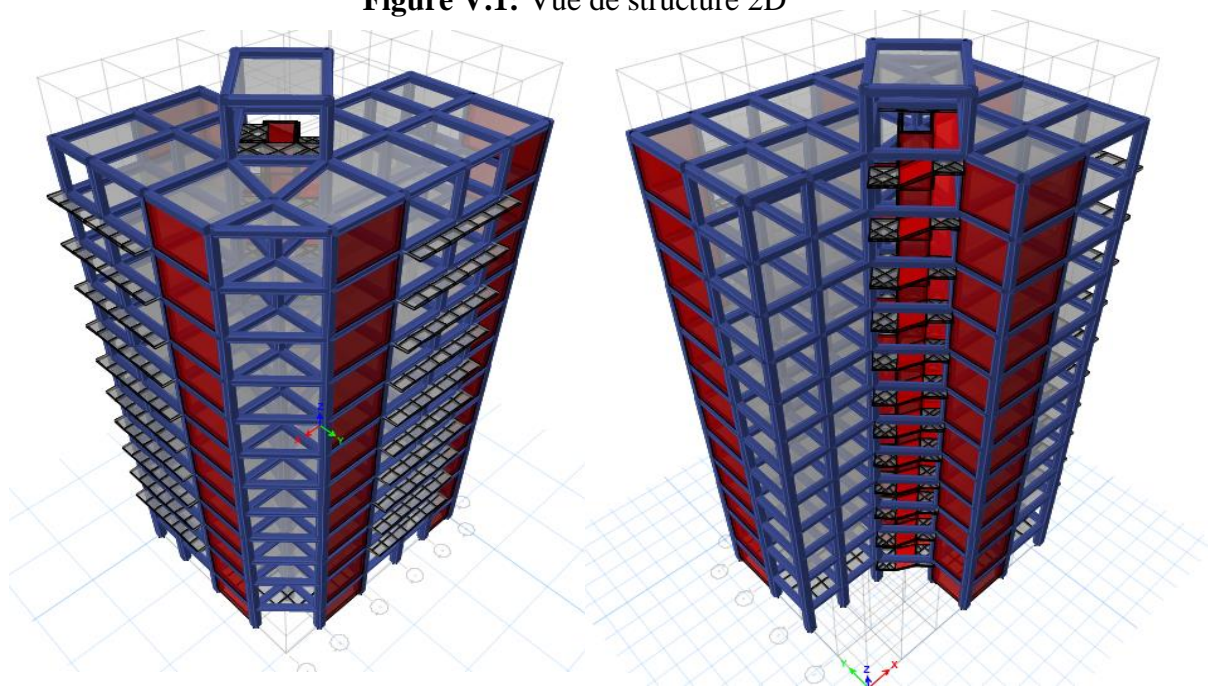


Figure V.2: Vue de structure 3D

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - * Charge permanente G
 - * Charges d'exploitation Q
 - * Les forces sismiques E
- Détermination des combinaisons de charges :
 1. **1.35G + 1.5Q**
 2. **G + Q**
 3. **0.8G + E**
 4. **0.8G - E**
 5. **G + Q + E**
 6. **G + Q - E**
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

V.3.2 Interprétation des résultats :

Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA version 2003/4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement ;
- W** : Poids total de la structure.

a. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau 4.1 du « R.P.A.99-Version 2003 » suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est dans la Wilaya d'ORAN classée comme une zone IIa sur la carte sismique algérienne.

Notre bâtiment est destiné à être un bâtiment d'habitation faisant ainsi partie des ouvrages de grande importance du groupe 2.

$$\text{On a } \begin{cases} \text{zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

b. Coefficient de comportement global de la structure R :

Portiques contreventés par des voiles => **R = 4** [RPA99 (v2003)/tableau 4]

c. Facteur de qualité Q :

Donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Tableau V. 1 : récapitulatif des facteurs de qualités

Critère q	p_{q_x}	p_{q_y}
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. redondance en plan	0.05	0.05
3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité d'exécution	0.1	0.1

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 p_{q_x} = 1.25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 p_{q_y} = 1.25$$

d. Pourcentage d'amortissement critique ζ : Structure en voile Porteur \Rightarrow Béton armé
 $\Rightarrow \zeta = 10\% = 0.1$

e. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.76$$

f. Période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$$

$$C_T = 0.05 \quad [\text{RPA99 (v2003)/Tableau 4.6}]$$

$$h_n = 37.74 \quad (h_n : \text{Hauteur totale de la structure}).$$

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 37.74^{\frac{3}{4}} = 0.761s$$

$$T_{xy} = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}}$$

L_x : dimension mesurée au bas dans la direction considérée ;

$$L_x = 18.4 \rightarrow T_x = 0.79s$$

$$L_y = 15.1 \rightarrow T_y = 0.87s$$

$$\text{Donc ; } T_{st} = \min(0.76 ; 0.79 ; 0.87) = 0.76 \text{ sec}$$

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

\Rightarrow Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveaux au dessus du sol ($N=11$ niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow K \geq 10 \text{ Modes}$$

Alors nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 20 modales

g. Facteur d'amplification dynamique D :

Fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement η .

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \end{array} \right.$$

$$2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3.0$$

Dans ce cas , la catégorie de site est : site meuble S3 (rapport géotechnique).

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7)
du

« R.P.A.99-Version 2003 »

$$T_2 = 0.50 \Rightarrow 0.5 \leq \ll T_x=0.76s; T_y=0.76s \gg \leq 3$$

$$\text{Donc: } D = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.443 \text{ et } D_y = 1.443$$

h. Interprétation et vérifications :

D'après le programme ETABS on obtient le tableau suivant :

Tableau V.2: Période et facteur de participation massique

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	RX	RY
		sec				
Modal	1	0,957	0,1006	0,4592	0,2616	0,0595
Modal	2	0,845	0,6455	0,563	0,0578	0,3125
Modal	3	0,514	0,6501	0,6532	0,0525	0,0027
Modal	4	0,232	0,6664	0,7847	0,1906	0,0217
Modal	5	0,205	0,8216	0,8012	0,0257	0,2198
Modal	6	0,15	0,8309	0,8025	0,002	0,0128
Modal	7	0,143	0,8309	0,8042	0,0022	0,00002008
Modal	8	0,14	0,8343	0,8052	0,0013	0,0047
Modal	9	0,115	0,835	0,8171	0,0161	0,001
Modal	10	0,114	0,836	0,8392	0,0316	0,0011
Modal	11	0,096	0,8397	0,887	0,0862	0,0069
Modal	12	0,086	0,9026	0,8918	0,0089	0,1152
Modal	13	0,056	0,9048	0,924	0,0721	0,0047
Modal	14	0,052	0,932	0,9302	0,0137	0,0636
Modal	15	0,05	0,9397	0,9346	0,0082	0,0166
Modal	16	0,038	0,9407	0,9566	0,0537	0,0024
Modal	17	0,036	0,9633	0,9584	0,0045	0,0561
Modal	18	0,031	0,9647	0,9646	0,0155	0,0033
Modal	19	0,03	0,9652	0,965	0,0011	0,0015
Modal	20	0,03	0,9675	0,9662	0,0028	0,0063

- **Mode 1** : $U_x = 10.06\%$ $U_y = 45.92\%$ \Rightarrow translation suivant Y

- **Mode 2** : $U_x = 64.55\%$; $U_y = 56.30\%$ \Rightarrow translation suivant X
- **Mode 3** : $U_x = 65.01\%$; $U_y = 65.32\%$ \Rightarrow torsion

A partir du 12^{ème} modal on a

{	Sum UX= 90.26% > 90%
	Sum UY= 92.40% > 90%

La somme des masses modales effectives soit égale à 90.26% a partir du 12^{ème} modal

Vérification de la période :

$$T_{\text{dyn}} < 1.3 \times T_{\text{st}} \longrightarrow 0.957 < 1.3 \times 0.761 = 0.989 \longrightarrow \text{c.v}$$

V.3.3 Vérification des efforts tranchants de la structure :

D'après les résultats d'ETABS : $W = 32102.03 \text{ KN}$

Tableau V.3 : Distribution de la résultante des forces sismiques

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	513	-80.5	0
EX	2	U1	412.03	42.98	0
EX	3	U1	216	36.87	0
EX	4	U1	104.21	-122.33	0
EX	5	U1	80.36	23.04	0
EX	6	U1	20.35	370	0
EX	7	U1	0.12	-1.26	0
EX	8	U1	1.32	-61.24	0
EX	9	U1	14.2	432	0
EX	10	U1	90.7	0.12	0
EX	11	U1	230.41	377.80	0
EX	12	U1	189.99	-4.30	0
EX	ALL	ALL	1872.6987	1013.1119	0
EY	1	U2	230.45	80.30	0
EY	2	U2	321.45	140.3	0
EY	3	U2	430.15	20.79	0
EY	4	U2	-34.11	48.63	0
EY	5	U2	81.7	32.62	0
EY	6	U2	360.14	47.12	0
EY	7	U2	410.23	70.36	0
EY	8	U2	-130.00	31.40	0
EY	9	U2	-18.23	199.12	0
EY	10	U2	-525.95	171.49	0
EY	11	U2	40.11	208.12	0
EY	12	U2	-20.49	310.09	0
EY	ALL	ALL	1145.4243	1360.3447	0

b) La force sismique totale :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.443 \times 1.25}{4} \times 32102.03 = 2170.89 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_x = 2170.89 \text{ KN} \\ V_y = 2170.89 \text{ KN} \end{cases}$$

-On doit vérifier que : $\frac{V_{Dyn}}{V_{Sta}} \geq 80\%$

Nous avons d'après l'ETABS : $V_{dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$

$$V_{dyn(xx)} = \sqrt{(1872.70)^2 + (1013.11)^2} = 2129.18 \text{ KN}$$

$$V_{dyn(yy)} = \sqrt{(1145.42)^2 + (1360.34)^2} = 1778.34 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Dyn(xx)}}{V_{Sta(xx)}} \geq 80\% \rightarrow \frac{2129.18}{2170.89} = 98\% \geq 80\%$$

$$\frac{V_{Dyn(yy)}}{V_{Sta(yy)}} \geq 80\% \rightarrow \frac{1778.34}{2170.89} = 82\% \geq 80\%$$

} → CV

c) Spectre de réponse de calcul : L'action sismique est représentée par le spectre suivant :

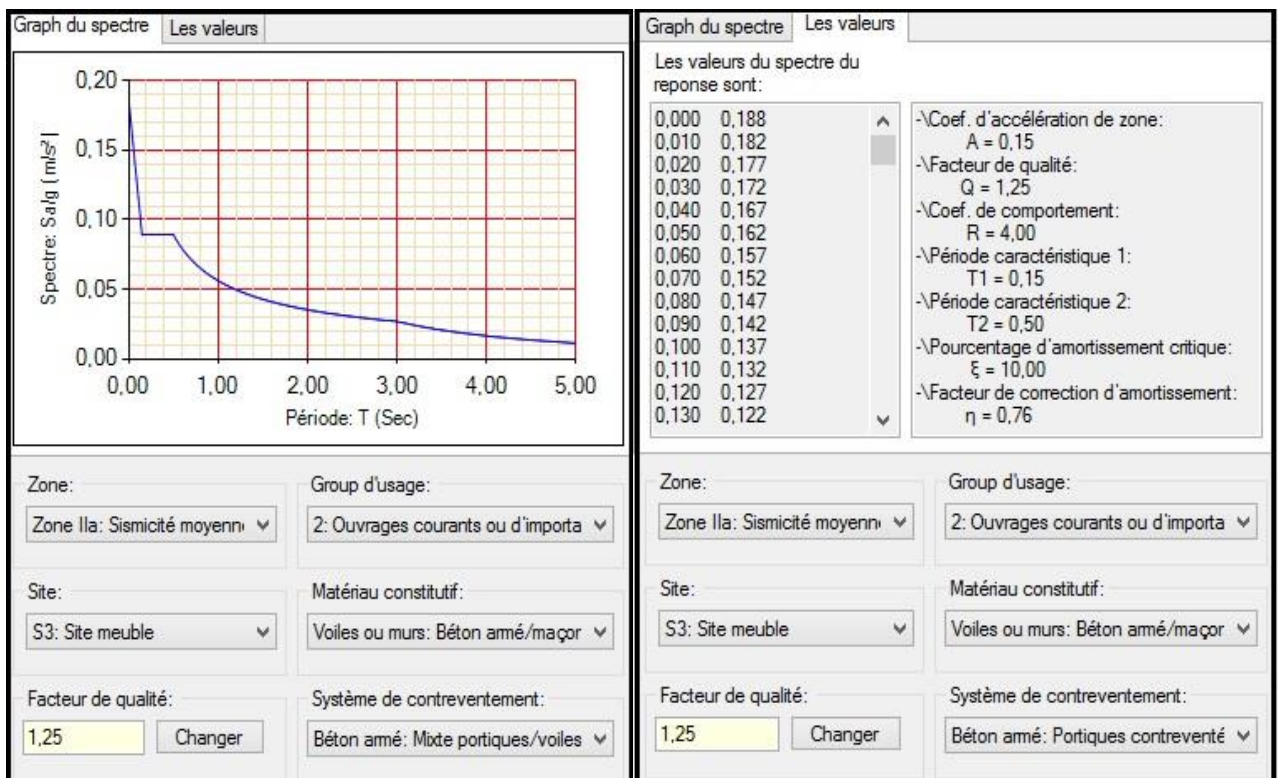


Figure. V.3 : spectre de réponse

V.3.4 Calcul et vérification des déplacements :

D’après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{eK} : Déplacement horizontal du aux forces sismique obtenu par l’ETABS17.0.1

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

Avec h_e : hauteur d’étage

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x & \text{et} & \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases}$$

La vérification du déplacement de tous les niveaux est établie dans un tableau suivant :

Tableau V.4: tableau récapitulatif de la vérification du déplacement (tableau d’Excel)

Niveaux	h (m)	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	$\Delta_{kx} =$ $\delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (m)	$\Delta_{ky} =$ $\delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (m)	0,1h (m)	Observation $\Delta_{kx} < 0,1h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,1h$
12	3,06	0,281	0,394	0,10944	0,148644	0,306	vérifiée	vérifiée
11	3,06	0,254	0,357	0,112152	0,153084	0,306	vérifiée	vérifiée
10	3,06	0,226	0,319	0,114536	0,157432	0,306	vérifiée	vérifiée
9	3,06	0,197	0,279	0,115312	0,15984	0,306	vérifiée	vérifiée
8	3,06	0,168	0,239	0,11484	0,160472	0,306	vérifiée	vérifiée
7	3,06	0,140	0,199	0,11196	0,157756	0,306	vérifiée	vérifiée
6	3,06	0,112	0,160	0,106096	0,150732	0,306	vérifiée	vérifiée
5	3,06	0,085	0,122	0,097972	0,140068	0,306	vérifiée	vérifiée
4	3,06	0,060	0,087	0,086312	0,123964	0,306	vérifiée	vérifiée
3	3,06	0,039	0,056	0,071088	0,102464	0,306	vérifiée	vérifiée
2	4,08	0,021	0,031	0,065444	0,094016	0,408	vérifiée	vérifiée
1	3,06	0,005	0,007	0,019948	0,02806	0,306	vérifiée	vérifiée

V.3.5 Vérification de la section brute :

$$\frac{P \times 1000}{f_{c28} \times 10 \times a \times b} \leq 0.3$$

-P : la charge appliqué

- f_{c28} : 25 MPa

-a, b : section du poteau

(Section 50x50) :

$$\frac{187.32 \times 1000}{f_{c28} \times 10 \times 0.3} \leq 50 \times 50 \Rightarrow 2497.6 < 2500$$

(Section 45x45) :

$$\frac{77.78 \times 1000}{f_{c28} \times 10 \times 0.3} \leq 45 \times 45 \Rightarrow 1037.06 < 2025 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

(Section 40x40) :

$$\frac{22.61 \times 1000}{f_{c28} \times 10 \times 0.3} \leq 40 \times 40 \Rightarrow 301.46 < 1600 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

(Section 35x35) :

$$\frac{90.9 \times 1000}{f_{c28} \times 10 \times 0.3} \leq 35 \times 35 \Rightarrow 1212 < 1225 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

V.3.6 Calcul et vérification de P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0.10$$

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"

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 calculés 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

Tableau V.5: récapitulatif de la vérification du P-Delta (tableau d'Excel)

X-X :

(P-Δ) - Ex							
Niveau	High	P	V _x	U _x	Δ _x	Θ _x	Θ _Y < 0,1
		KN	KN	m	m		
Etage 10	3,06	2500,7309	279,5047	0,024015	0,002404	0,0070	CV
Etage 09	3,06	4960,082	377,07	0,021611	0,002509	0,0108	CV
Etage 08	3,06	7419,4331	353,23	0,019102	0,002588	0,0178	CV
Etage 07	3,06	9936,7967	328,93	0,016514	0,002642	0,0261	CV
Etage 06	3,06	12454,1603	310,23	0,013872	0,002643	0,0347	CV
Etage 05	3,06	14971,524	285,83	0,011229	0,002564	0,0439	CV
Etage 04	3,06	17555,3151	261,1173	0,008665	0,002419	0,0531	CV
Etage 03	3,06	20139,1062	240,461	0,006246	0,002176	0,0596	CV
Etage 02	3,06	22722,8973	215,41	0,00407	0,001825	0,0629	CV
Etage 01	3,06	25417,7806	191,37	0,002245	0,001712	0,0743	CV
RDC	4,08	28435,1585	167,83	0,000533	0,000265	0,0110	CV
sous-sol	3,03	32102,0384	145,38	0,000268	0,000268	0,0195	CV

Y-Y :

(P-Delta) - Ey							
Niveau	High	P	V _y	U _y	Δ _y	Θ _y	Θ _Y < 0,1
		KN	KN	m	m		
Etage 10	3,06	2500,7309	279,5047	0,027875	0,002692	0,0079	CV
Etage 09	3,06	4960,082	377,07	0,025183	0,002838	0,0122	CV
Etage 08	3,06	7419,4331	353,23	0,022345	0,002961	0,0203	CV
Etage 07	3,06	9936,7967	328,93	0,019384	0,003052	0,0301	CV
Etage 06	3,06	12454,1603	310,23	0,016332	0,003079	0,0404	CV
Etage 05	3,06	14971,524	285,83	0,013253	0,003012	0,0516	CV
Etage 04	3,06	17555,3151	261,1173	0,010241	0,002857	0,0628	CV
Etage 03	3,06	20139,1062	240,461	0,007384	0,002577	0,0705	CV
Etage 02	3,06	22722,8973	215,41	0,004807	0,002167	0,0747	CV
Etage 01	3,06	25417,7806	191,37	0,00264	0,002023	0,0878	CV

RDC	4,08	28435,1585	167,83	0,000617	0,000342	0,0142	CV
sous-sol	3,06	32102,0384	145,38	0,000275	0,000275	0,0198	CV

Toutes les Conditions de sécurité de la structure sont satisfaites

Conclusion :

Sellons toutes les vérifications faites précédemment, on a toutes les conditions vis-à-vis la stabilité de la structures sont respectées en vigueur des charges verticales (poids propre, charges et surcharge) et horizontales (séisme Ex et Ey).

Donc on peut juger en premier lieu que les prés dimensionnement et les dispositions de nos éléments structuraux sont convenable néanmoins il reste la vérification des éléments avec le calcul des ferrailages des sections, dans notre cas les poteaux, voiles et les poutres principales ainsi secondaire.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel ETABS 17.0.1 qui permet la détermination des différents efforts internes.

VI.1 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ».

Donc, ils sont calculés en flexion composée dans deux sens (x et y).

Sens x-x	Sens y-y
$M_{x\ max} \rightarrow N_{\ corr} \rightarrow A1$	$M_{y\ max} \rightarrow N_{\ corr} \rightarrow A1$
$N_{\ max} \rightarrow M_{x\ corr} \rightarrow A2$	$N_{\ max} \rightarrow M_{y\ corr} \rightarrow A2$
$N_{\ min} \rightarrow M_{x\ corr} \rightarrow A3$	$N_{\ min} \rightarrow M_{y\ corr} \rightarrow A3$

Méthode de calcul :

On prend le cas le plus défavorable (1.35G+1.5Q) pour la situation durable et (G+Q+E) et (0.8G+Q) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003/5.2]

VII.1.2. Exemple de calcul détaillé :

A/ Sollicitations de calcul :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} KN	M _y ^{corr} KN.m	M _x ^{corr} KN.m	M _y ^{max} KN.m	N ^{corr} KN	M _x ^{max} KN.m	N ^{corr} KN	N ^{min} KN	M _x ^{corr} KN.m	M _y ^{corr} KN.m
S-Sol -1 ^{er}	50x50	2382.3	48.59	57.86	100.29	1644.44	97.91	1644.44	-1151.0	-61.46	-55.01
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	45x45	1663.11	34.22	41.92	106.92	894.91	106.69	888.38	-542.21	-17.8	-24.67
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	40x40	1083.39	32.35	54.71	93.97	387.94	99.30	382.12	-175.98	-7.41	-31.41
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	35x35	543.14	26	50.11	70.83	164.89	80.59	162.71	-71.14	-44.36	-23.12

B/Calcul des armatures : (Exemple de calcul : poteau (50x50) cm²)

B.1. Armatures longitudinales :

a) Sens x-x :

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_3)$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm}$$

Cas 1 : Calcul A1

$$\begin{cases} M = 97.91 \text{ KN.m} \\ N = 1644.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{97.91}{1644.44} = 0.059 \text{ m} = 5.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

$e_0 > h/12 \Rightarrow$ L'effort normal de compression N est appliqué hors du noyau central alors la section est sollicitée à la flexion composée.

Remarque pour flexion avec compression : Le calcul découlant du flambement étant assez complexe, les règles BAEL 91 admettent que l'on peut tenir compte des effets du second ordre d'une manière forfaitaire si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right)$$

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement

des poteaux) tel que $\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.12$ avec $\frac{l_f}{h}$: Elancement

géométrique

$$\max \left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right) = \max \left(15; 20 \cdot \frac{4.6}{50} \right) = \max (15 ; 1.84) = 15 > \frac{l_f}{h} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composé vis-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle e_0 par une excentricité majorée.

$$e = e_0 + e_a + e_1 \text{ [BAEL 91/F.II.1]}$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l_0/250) : \text{excentricité additionnelle ;}$$

$$e_1 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité due aux effets du second ordre}$$

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 : \text{longueur de flambement ;}$$

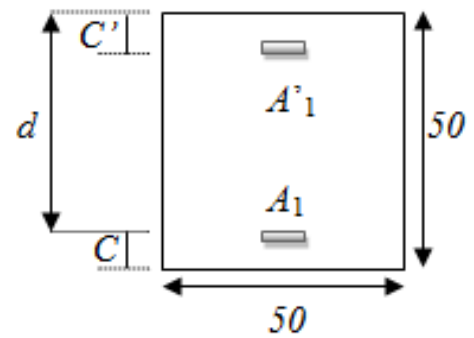


Figure VI.1 : Schéma du poteau (50x50) cm²

l_0 : longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left[1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right] \text{ avec } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée ; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$$\begin{cases} N_u = 1644.44 \text{ KN} \\ M_u = e_{total} \times N_u = (e_0 + e_a + e_1) N_u \end{cases}$$

Dans notre cas : $l_0 = 408 \text{ cm}$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l_0/250) = \max (2\text{cm} ; 408/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = 3 \frac{(0.7 \times 408)^2}{10^4 \times 50} (2 + 1 \times 2) \Rightarrow e_1 = 1.96 \text{ cm}$$

$$e = (e_0 + e_a + e_1) = 5.95 + 2 + 1.96 \Rightarrow e = 9.91 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 1644.44 \text{ KN} \\ M_u = e_{total} \times N_u = 9.91 \times 1644.44 \times 10^{-2} = 162.964 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors e_0 devient égal à $e_0 = 9.91 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur du segment des armatures.

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \leq \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

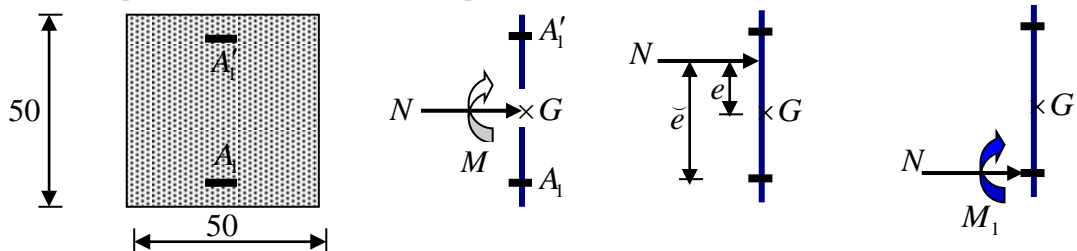


Figure VI.2 : position de N, M et M_1 sur la section transversale

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \cdot 50 - 0.81 \cdot 5) \cdot 14.2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454.4 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N(d - c_1) - M_1$$

Tel que $M_1 = N \cdot e$

$$\text{Et } e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 9.91 + \frac{50}{2} - 5 = 29.91 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1644.44 \times 29.91 \times 10^{-2} = 491.879 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = 1644.44 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 491.879 = 165.897 \text{ KN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 491.879 \text{ KN.m}$

$A_{S1} = 40,74 \text{ cm}^2$; $A_{S2} = 0 \text{ cm}^2$ calculé par le logiciel SOCOTEC.

Revenons à la flexion composée

$$\left. \begin{array}{l} A = A_{S1} - \frac{N \cdot 10^3}{100 \cdot \sigma_s} = 40.74 - \frac{1644.44 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = -6.51 < 0 \\ A' = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow A1 = 0.00 \text{ cm}^2$$

Cas 2 : Calcul A2

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 57.86 \text{ KN.m} \\ N = 2382.3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{57.86}{2382.3} = 0.0243 \text{ m} = 2.43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

$e_0 < h/12 \Rightarrow$ L'effort normal de compression N est appliqué hors du noyau central alors la section est sollicitée à la compression excentrée.

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma'_2} = \frac{2382.3 \times 10^3 - 100 \times 50^2 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$\Rightarrow A'_1 = -33.55 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right)$$

Comme précédemment $\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.12$ avec $\frac{l_f}{h}$: Elancement

géométrique

$$\max\left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \cdot \frac{2.43}{50}\right) = \max(15 ; 0.97) = 15 > \frac{l_f}{h}$$

⇒ La méthode forfaitaire peut être appliquée. Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N = 2382.30 \text{ KN} \\ M = e_{\text{total}} \times N_u = (e_0 + e_a + e_1) N \end{cases}$$

$$e = (e_0 + e_a + e_1) = 6.39 + 2 + 1.96 \Rightarrow e = 6.39 \text{ cm avec } e_a \text{ et } e_1 \text{ déjà calculés}$$

précédemment

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 2382.30 \text{ KN} \\ M = e_{\text{total}} \times N_u = 6.39 \times 2382.30 \times 10^{-2} = 152.229 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors e_0 devient égal à $e_0 = 639 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm}$

⇒ Le point D'application de L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur du segment des armatures.

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1)}_1 \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1)}_2 - M_1$$

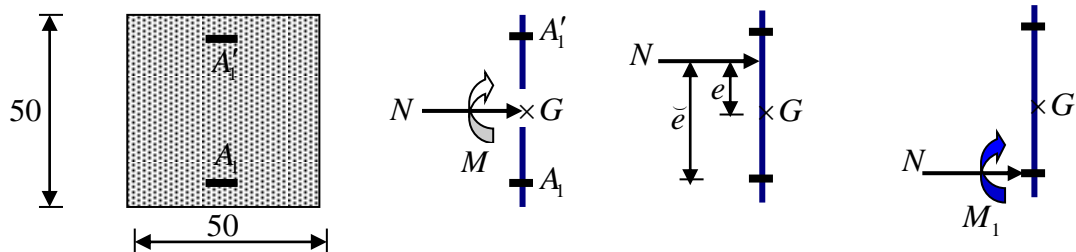


Figure VI.3 : position de N, M et M_1 sur la section transversale

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \cdot 50 - 0.81 \cdot 5) \cdot 14.2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N(d - c_1) - M_1$$

Tel que $M_1 = N \cdot e$

$$\text{Et } e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 6.39 + \frac{50}{2} - 5 = 26.39 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2382.30 \times 26.39 \times 10^{-2} = 628.602 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = 2382.30 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 628.602 = 324.318 \text{ KN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 628.602 \text{ KN.m}$

$A_{S1} = 54.48 \text{ cm}^2$; $A_{S2} = 4.92 \text{ cm}^2$ calculé par le logiciel SOCOTEC.

Revenons à la flexion composée

$$\left. \begin{aligned} A &= A_{S1} - \frac{N \cdot 10^3}{100 \cdot \sigma_s} = 54.48 - \frac{2382.30 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = -13.98 < 0 \\ A' &= A_{S2} = 4.92 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_2 = 4.92 \text{ cm}^2$$

Cas 3 : Calcul A3

$$\left\{ \begin{aligned} M &= 57.86 \text{ KN.m} \\ N &= 2382.3 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{55.01}{1151.06} = 0.0478 \text{ m} = 4.78 \text{ cm}$$

\Rightarrow N est un effort normal de traction appliqué entre les armatures

\Rightarrow La section est entièrement tendue.

A l'aide du logiciel SOCOTEC on a trouvé :

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 10.50 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= 6.29 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_3 = \max(A_1 ; A_2) = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{xx} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3) \Rightarrow A_{xx} = 10.50 \text{ cm}^2$$

b) Sens y-y :

$$A = \max(A_4 ; A_5 ; A_6)$$

La section de calcul reste toujours la même : $b = h = 50 \text{ cm}$; $d = 45 \text{ cm}$

Cas 4 : Calcul A4

$$\left\{ \begin{aligned} M &= 100.29 \text{ KN.m} \\ N &= 1644.44 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{100.29}{1644.44} = 0.061 \text{ m} = 6.10 \text{ cm}$$

$e_0 > h/12 = 4.17 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression N est appliqué hors du noyau central alors la section est sollicitée à la flexion composée.

Par analogie au cas 1 : $\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.12$ avec $\frac{l_f}{h}$: Elancement géométrique

$$\max\left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \cdot \frac{6.1}{50}\right) = \max(15 ; 2.44) = 15 > \frac{l_f}{h} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow On peut dire généralement que les poteaux sont peu élancés et on peut tenir compte des effets du second ordre.

$$\begin{cases} N = 1644.44 \text{ KN} \\ M = e_{\text{total}} \times N = (e_0 + e_a + e_1) N \end{cases}$$

$$e = (e_0 + e_a + e_1) = 6.10 + 2 + 1.96 \Rightarrow e = 10.06 \text{ cm avec } e_a \text{ et } e_2 \text{ déjà calculés}$$

précédemment

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 1644.44 \text{ KN} \\ M_u = e_{\text{total}} \times N_u = 6.10 \times 1644.44 \times 10^{-2} = 165.431 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors e_0 devient égal à $e_0 = 10.06 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur du segment des armatures.

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_1 \leq \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M_1}_2$$

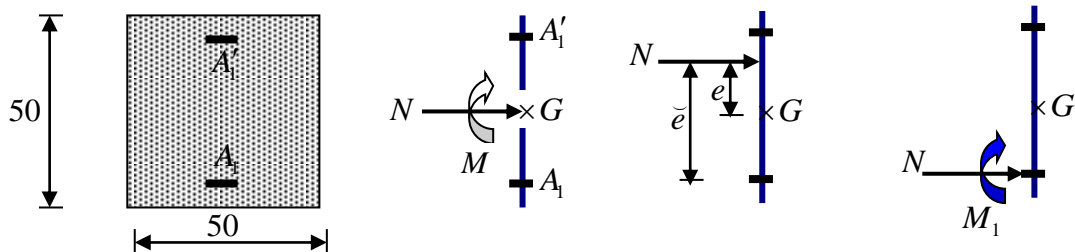


Figure VI.4 : position de N, M et M_1 sur la section transversale

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \cdot 50 - 0.81 \cdot 5) \cdot 14.2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N(d - c_1) - M_1$$

Tel que $M_1 = N \cdot e$

$$\text{Et } e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 10.01 + \frac{50}{2} - 5 = 30.06 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1644.44 \times 30.06 \times 10^{-2} = 494.259 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = 1644.44 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 494.259 = 163.517 \text{ KN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 494.259 \text{ KN.m}$

$A_{S1} = 41,03 \text{ cm}^2$; $A_{S2} = 0,00 \text{ cm}^2$ calculé par le logiciel SOCOTEC.

Revenons à la flexion composée

$$\left. \begin{aligned} A &= A_{S1} - \frac{N \cdot 10^3}{100 \cdot \sigma_s} = 41.03 - \frac{1644.44 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = -6.22 < 0 \\ A' &= A_{S2} = 0.00 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A4 = 0.00 \text{ cm}^2$$

Cas 5 : Calcul A5

$$\left\{ \begin{aligned} M &= 48.59 \text{ KN.m} \\ N &= 2382.3 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48.59}{2382.3} = 0.0204 \text{ m} = 2.04 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

$e_0 < h/12 \Rightarrow$ L'effort normal de compression N est appliqué hors du noyau central alors la section est sollicitée à la compression excentrée.

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma'_2} = \frac{2382.3 \times 10^3 - 100 \times 50^2 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$\Rightarrow A'_1 = -33.55 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right)$$

Comme précédemment $\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.12$ avec $\frac{l_f}{h}$: Elancement

géométrique

$$\max\left(15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \cdot \frac{2.04}{50}\right) = \max(15; 0.82) = 15 > \frac{l_f}{h}$$

\Rightarrow La méthode forfaitaire peut être appliquée. Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N = 2382.30 \text{ KN} \\ M = e_{\text{total}} \times N = (e_0 + e_a + e_1) N \end{cases}$$

$$e = (e_0 + e_a + e_1) = 2.04 + 2 + 1.96 \Rightarrow e = 6 \text{ cm avec } e_a \text{ et } e_1 \text{ déjà calculés précédemment.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 2382.30 \text{ KN} \\ M = e_{\text{total}} \times N_u = 6 \times 2382.30 \times 10^{-2} = 142.938 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors e_0 devient égal à $e_0 = 639 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow Le point d'application de L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur du segment des armatures.

-Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

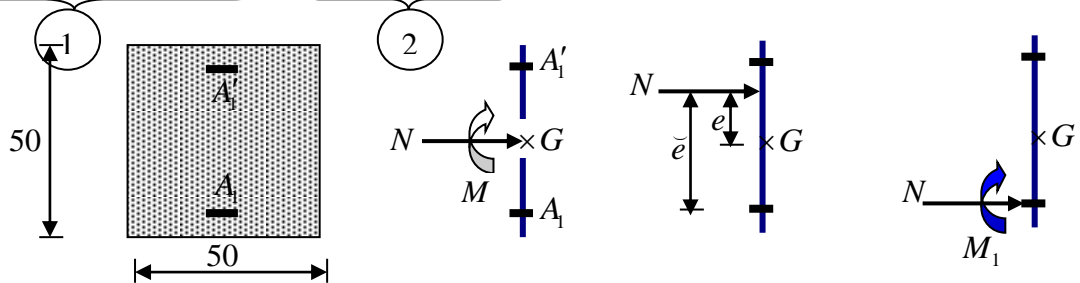


Figure VI.5 : position de N, M et M_1 sur la section transversale

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \cdot 50 - 0.81 \cdot 5) \cdot 14.2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N(d - c_1) - M_1$$

Tel que $M_1 = N \cdot e$

$$\text{Et } e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 6 + \frac{50}{2} - 5 = 26 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2382.30 \times 26 \times 10^{-2} = 619.332 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (2) = 2382.30 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 619.332 = 333.588 \text{ KN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 619.332 \text{ KN.m}$

$A_{S1} = 53.81 \text{ cm}^2$; $A_{S2} = 4.26 \text{ cm}^2$ calculé par le logiciel SOCOTEC.

Revenons à la flexion composée

$$\left. \begin{aligned} A &= A_{S1} - \frac{N \cdot 10^3}{100 \cdot \sigma_s} = 54.54 - \frac{2382.30 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = -14.65 < 0 \\ A' &= A_{S2} = 4.26 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A5 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Cas 6 : Calcul A6

$$\left\{ \begin{aligned} M &= -61.46 \text{ KN.m} \\ N &= -1151.06 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-61.46}{-1151.06} = 0.0534 \text{ m} = 5.34 \text{ cm}$$

\Rightarrow N est un effort normal de traction appliqué entre les armatures

\Rightarrow La section est entièrement tendue.

A l'aide du logiciel SOCOTEC on a trouvé :

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 10.96 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= 6.06 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A6 = \max(A_1 ; A_2) = 10.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{yy} = \max(A4 ; A5 ; A6) \Rightarrow A_{yy} = 10.96 \text{ cm}^2$$

c) Armatures minimales :

Condition imposée par le **RPA99/V2003** :

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot (b \cdot h) = 0.008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2 \text{ (Zone IIa)}$$

c) Armatures maximales :

$$\checkmark \text{ En zone courante : } 4\% \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ En zone de recouvrement : } 6\% \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Poteaux (50 × 50) :

$$\longrightarrow 8T16+4T14 = 21.46 \text{ cm}^2$$

B.2 Armatures transversales :

* Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau :

$$T_{\max} = 131.68 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{131680}{50 \cdot 45 \cdot 100} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau = 0.59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

* Le diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\varphi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400.

* L'espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles CBA93 :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

- Suivant les règles RPA 99/V2003 : (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\varphi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varphi_{L_{\min}} = 24 \text{ cm}$$

Donc on prend :

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

* Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 408}{50} = 5.71 \Rightarrow$$

$$5.71 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.03\% \text{ .a. } \delta = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

C/ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2h = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{388}{6}; 50; 50; 60\right) = 65\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\text{max}}} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

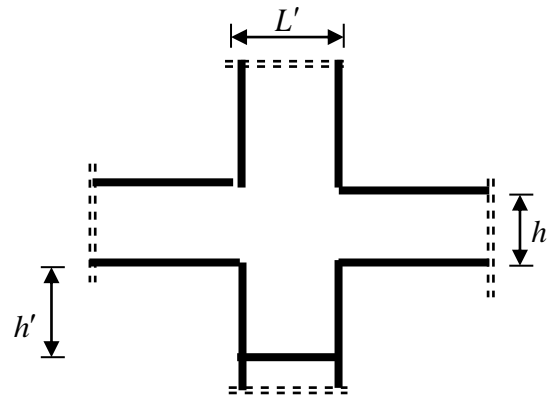


Figure.VI.6 : Zone nodale

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.

type	Section [cm ²]	A Calculé (cm ²)	Armatures choisit (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
1	50×50	21.46	22.24	20	8T16+4T14	80
2	45×45	18.98	21.3	16.2	6T16+6T14	65
3	40×40	13.97	14.2	12.8	4T16+6T14	65
4	35×35	12.31	12.32	9.8	4T14+4T14	65

Le ferrailage :

On prend le 1^{er} type comme un exemple :

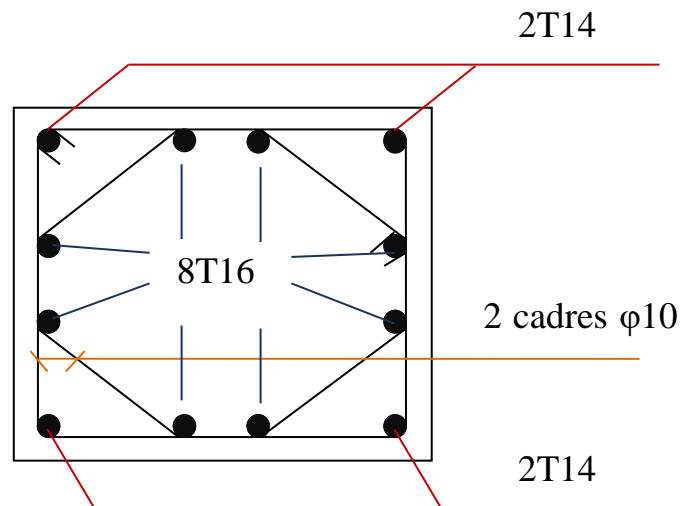


Figure.VI.7 : dessin de ferrailage du poteau (50×50)

VI.2 POUTRES :

VI.2.1 Définition :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Remarque :

1. Les poutres sont étudiées en flexion simple, en respectant les règles imposées par le RPA 99/2003 et le BAEL1991.
2. Par raison de sécurité, on tient compte des sollicitations les plus défavorables c'est-à-dire les sollicitations maximales sous les combinaisons suivantes.

Combinaisons fondamentales :

ELU $\rightarrow 1,35G+1,5P$ [B.A.E.L 91/A.3.3.2]

ELS $\rightarrow G+P$ [B.A.E.L 91/A.3.3.3)

Combinaison accidentelles : [RPA99/2003/5.2]

$A_{ccl} \rightarrow G+P \pm Ex$

$A_{ccl} \rightarrow G+P \pm Ey$

$A_{ccl} \rightarrow 0.8G \pm Ex$

$A_{ccl} \rightarrow 0.8G \pm Ey$

3. Les sollicitations sont obtenues par le logiciel "ETABS".
4. Les sections des armatures sera calculée par le logiciel "SOCOTEC".

VI.2.2 Ferrailage des poutres :

On distingue trois types des poutres :

- * Poutres principales 1 : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- * Poutres principales 2 : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.
- * Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

VI.2.2.1 Ferrailage réglementaire :**Armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a- condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2,1]

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

b-condition de RPA99/2003 :

- * Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- * Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- * Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec :

B : Section de la poutre.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b \quad (\text{RPA99/2003})$$

Avec :

b : Largeur de la section ;

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- * Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset; 30 \text{ cm} \right)$$

- * En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2.2 Sollicitations de calcul :

Etat limite ultime de résistance :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux pour le calcul à l'ELUR sont ceux obtenus par les combinaisons suivantes :

- Situation durable et transitoire :
1.35G + 1.5P
 - Situation accidentelle :
G + P ± E
0.8G ± E
- } ⇒ M_{max}, T_{max}

Etat limite service :

Les moments fléchissant à l'ELS sont obtenus par la combinaison suivante :

$$G+P \Rightarrow M_{max}$$

A l'aide du logiciel « **ETABS** », on obtient les résultats suivants comme sollicitations :

Tableau.VI.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchants.

	ELU				ELS		Effort tranchant
	Situation durable et transitoire		Situation accidentelle				
Moment	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
PP 30×45	41.40	-129.32	158.04	-210.78	12.10	-91.69	148.68
PP 30×40	50.15	-106.14	127.06	-167.82	23.30	-77.29	140.68

PS 30×35	59.30	-82.94	94.09	-101.28	43.20	-60.05	-88.19
----------	-------	--------	-------	---------	-------	--------	--------

VI.2.3 Exemple de calcul:

Poutres principales PP1 (30×40) cm²

Section de calcul :

b = 30cm

h = 40cm

Hauteur utile : d = 0.9×h=0.9×40=36cm et d' de poutre secondaire : d'= 0.9×35=31.5cm

a) Armatures longitudinales :

-Condition imposées par le RPA99/2003 :

Poutres principales : PP1 : $A_{\min}=0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ / PP2 : $A_{\min}=0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min}=0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

-Conditions imposées par le BAEL91 :

Poutres principales : PP1 : $A_{\min}=0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1/400 = 1.30 \text{ cm}^2$ / PP2 : $A_{\min}=1.47$

Poutres secondaires : $A_{\min}=0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1/400 = 1.14 \text{ cm}^2$

1) En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.R) :

$$M_t^u = 50.15 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{50.15 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

-Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{50.15 \times 10^3}{348 \times 0.968 \times 36} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3T14 \longrightarrow A = 4.62\text{cm}^2$$

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

$$M_t^{ser} = 23.30 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{50.15}{23.30} = 2.15$$

$$\frac{2.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.825 > \alpha = 0.079 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U.R seront maintenues.}$$

Cas accidentel :

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 127.06 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{127.06 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (36)^2} = 0.119$$

$$\mu = 0.119 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.159$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.936$$

-Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{127.06 \times 10^3}{400 \times 0.936 \times 36} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 8.38 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures:

$$3T14+3T14chap \longrightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

2) En appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.R) :**

$$M_a^u = -106.14 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{106.14 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.130$$

$$\mu = 0.130 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.175$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.930$$

-Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{106.14 \times 10^3}{348 \times 0.930 \times 36} = 8.10 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{ser} = -77.29 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans A'} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{106.14}{77.29} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.175 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R seront maintenues.

➤ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = -167.82 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{167.82 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (36)^2} = 0.158$$

$$\mu = 0.108 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.216$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

-Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{167.82 \times 10^3}{400 \times 0.914 \times 36} = 11.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 11.33 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures:

$$6\text{T}14 + 2\text{T}12 \longrightarrow A = 11.49 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal des armatures :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 63 \text{ cm}^2 > A_l = 9.23 + 11.49 = 20.72 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 140.68 \text{ KN}$$

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$\text{Avec : } T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 140.68 \text{ KN} \leq 0.267 \times 32.4 \times 300 \times 25 \times 10^2 = 648.81 \text{ KN}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 3.68 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(140680 - \frac{5015000}{0.9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 0.09 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{140680}{30 \times 36 \times 100} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \phi 10 \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

-L'espacement des armatures transversales : Selon le [BAEL91]

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (1.30 - 0.3 \times 2.1)} = 50 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm} .$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le [RPA99 (version 2003)] :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,2\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale} \end{array} \right.$$

-Vérification des armatures transversales :

➤ Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

Tableau.VI.3 : tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type des poutres		Armatures longitudinales						Armatures transversales
		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]	A _t [cm ²]
		B.A.E.L.	R.P.A.					
PP 30×40	Travées	1.30	6	8.38	6T14	9.23	56	4T10
	Appuis	1.30	6	11.33	6T14+2T12	11.49	64	4T10
PP 30×45	Travées	1.47	6.75	9.19	6T14	9.23	56	4T10
	Appuis	1.47	6.75	11.89	6T14+3T12	12.62	64	4T10
PS 30×35	Travées	1.14	5.25	7.89	3T14+3T12	8.01	56	4T10
	Appuis	1.14	5.25	8.80	6T14	9.23	56	4T10

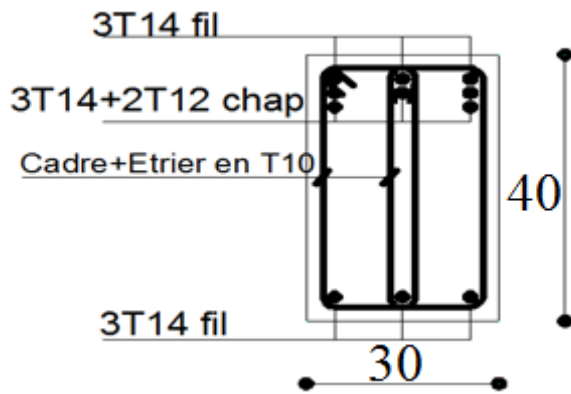


Figure VI.13 : Ferrailage PP (30x40) en appuis

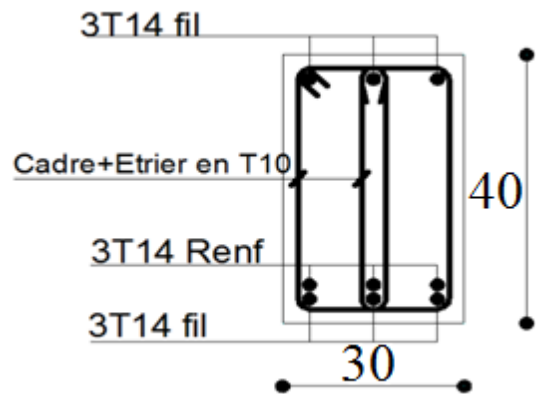


Figure VI.14 : Ferrailage PP (30x40) en travée

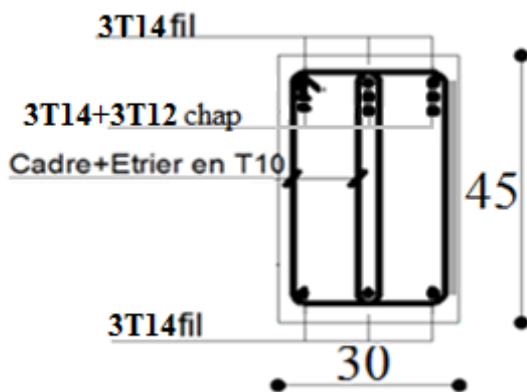


Figure VI.15 : Ferrailage PP (30x45) en appuis

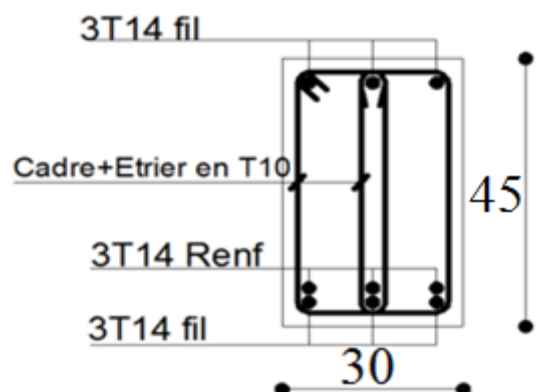


Figure VI.16 : Ferrailage PP (30x45) en travée

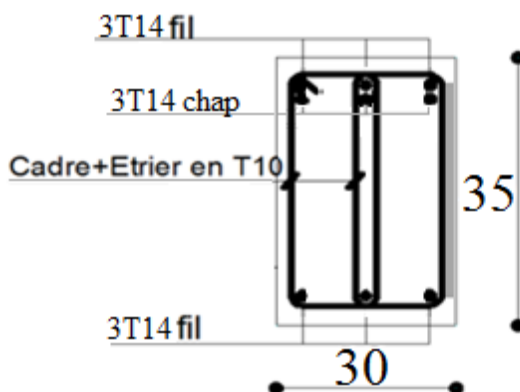


Figure VI.17 : Ferrailage PP (30x35) en appuis

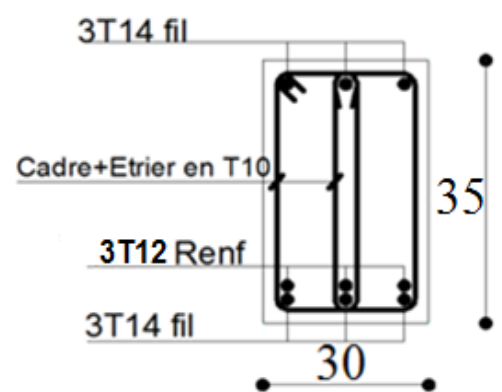


Figure VI.18 : Ferrailage PP (30x35) en travée

CHAPITRE VII

Etude des voiles

VII.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont le rôle principal est d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales tel que le séisme, grâce à leurs grandes rigidités.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- * Voile de contreventement ;
- * Voile périphérique du sous sol.

VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé [DTR-B.C.-2.41 " CBA93 "] si les conditions suivantes sont satisfaites :

- * Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003)/7.7.1] (voir chapitre II).
- * Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \quad \text{[RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1 Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

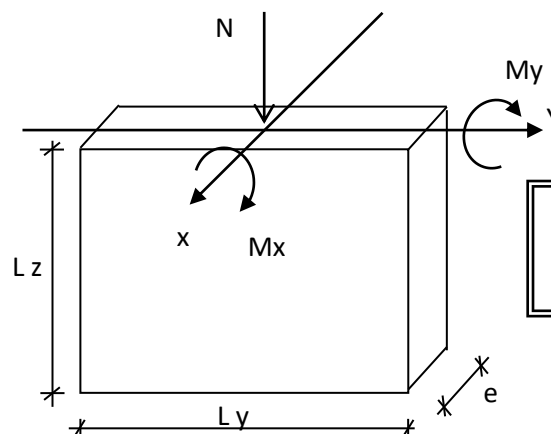


Figure VII.1 : Le calcul des sollicitations d'un voile

Sens x-x :

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir fig.2)

Sens y-y :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir fig.2).

Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :

- ❖ Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow A_{v1} \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% \quad A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_{v1}$$

$$A_{v2} = \max (A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- ❖ Espacement des barres verticales :

$S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure VII.1). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

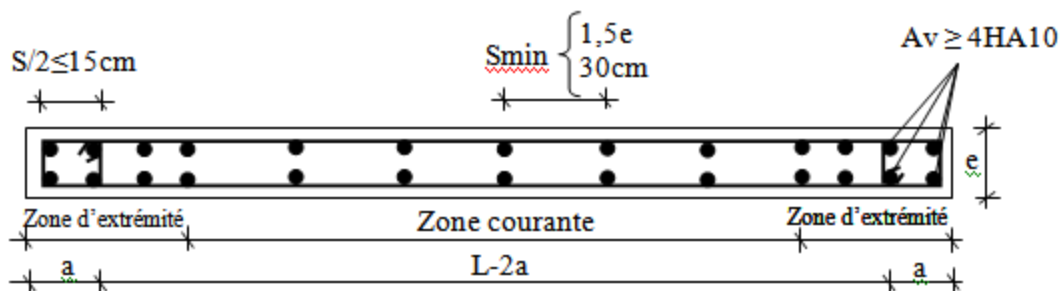


Figure VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles trumeaux

VII.2.2 Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- ❖ Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

❖ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ❖ Pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible ;
- ❖ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées.

VII.3 Exemple de calcul : Voile de contreventement le plus défavorable sans ouverture d'épaisseur 20 cm ;

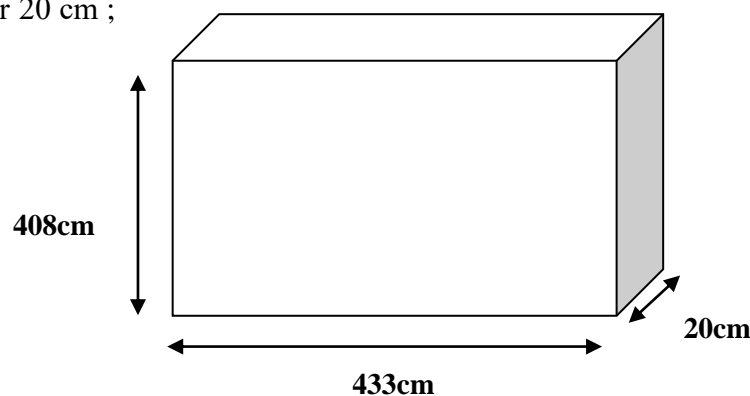


Figure VII.3 : Les dimensions du voile

Les sollicitations (N, M, T) maximales sont données par le logiciel ETABS et sont représentées sur le tableau ci-après :

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales des voiles V1 et efforts correspondants

V1 : (20x433) cm									
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
HAUT-S/SOL	P6	ELU	Bottom	-9269.84	88.14	-13.91	7.961	-56.14	724.10
HAUT-S/SOL	P6	ELS	Bottom	-4512.36	120.25	-10.24	7.014	-30.82	330.98
HAUT-3EME	P4	GPE2MAX	Top	-6148.03	40.65	80.78	-5.557	-148.39	60.24
HAUT-10EME	P12	08GE1MIN	Bottom	-883.37	-130.97	41.91	3.200	173.17	18.97
HAUT-RDC-HAUT	P14	08GE2MIN	Bottom	-2030.14	-528.98	19.25	1.487	19.40	942.46
HAUT-RDC-BAS	P14	GPE2MAX	Top	-5145.79	895.41	5.57	0.421	-60.10	1102.31

VII.3.1 Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right] \quad e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right] = 50$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= L_f \frac{\sqrt{12}}{e} \\ L_f &= 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \lambda = 214.2 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 37.1$$

$\lambda = 37.1 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

VII.3.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage on utilise logiciel SOCOTEC

On détermine les sections d'Acier « Ai » correspondant aux cas suivants :

$$\left. \begin{aligned} 1^{\text{er}} \text{ cas} & : N_{\max} \longrightarrow (M_{22\text{corresp}}, M_{33\text{corresp}}) \longrightarrow A1 \\ 2^{\text{ième}} \text{ cas} & : N_{\min} \longrightarrow (M_{22\text{corresp}}, M_{33\text{corresp}}) \longrightarrow A2 \end{aligned} \right\} A = \max(A1 ; A2 ; A3 ; A4).$$

3^{ème} cas : $M_{22max} \longrightarrow (N_{corresp.}) \longrightarrow A3$

4^{ème} cas : $M_{33max} \longrightarrow (N_{corresp.}) \longrightarrow A4$

➤ 1^{er} cas :

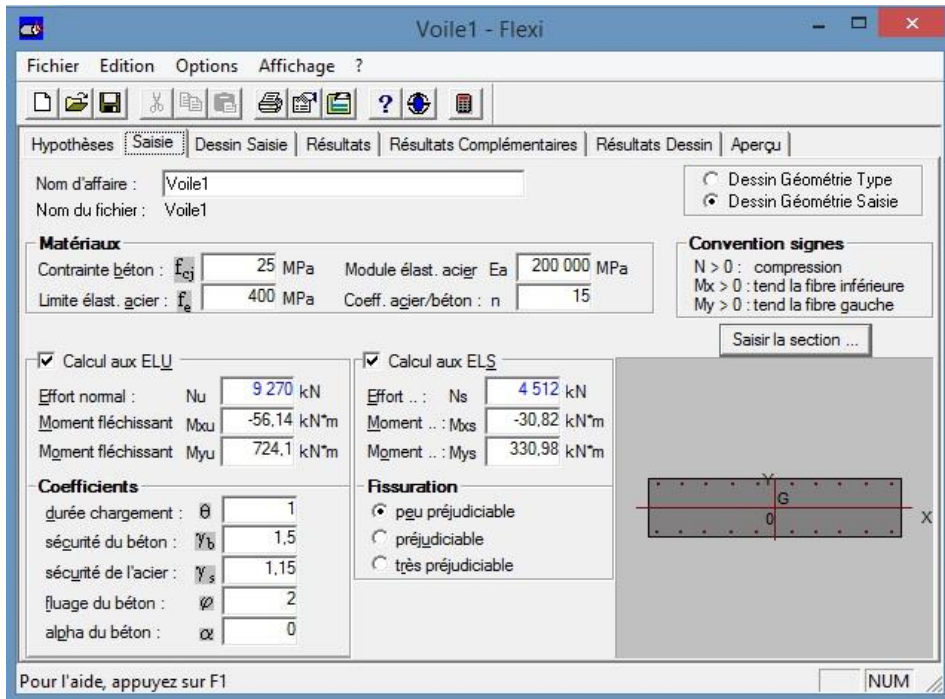


Figure VII.4 : Données de calcul du 1^{er} cas.

On obtient $A1 = 13.5cm^2$

➤ 2^{ème} cas :

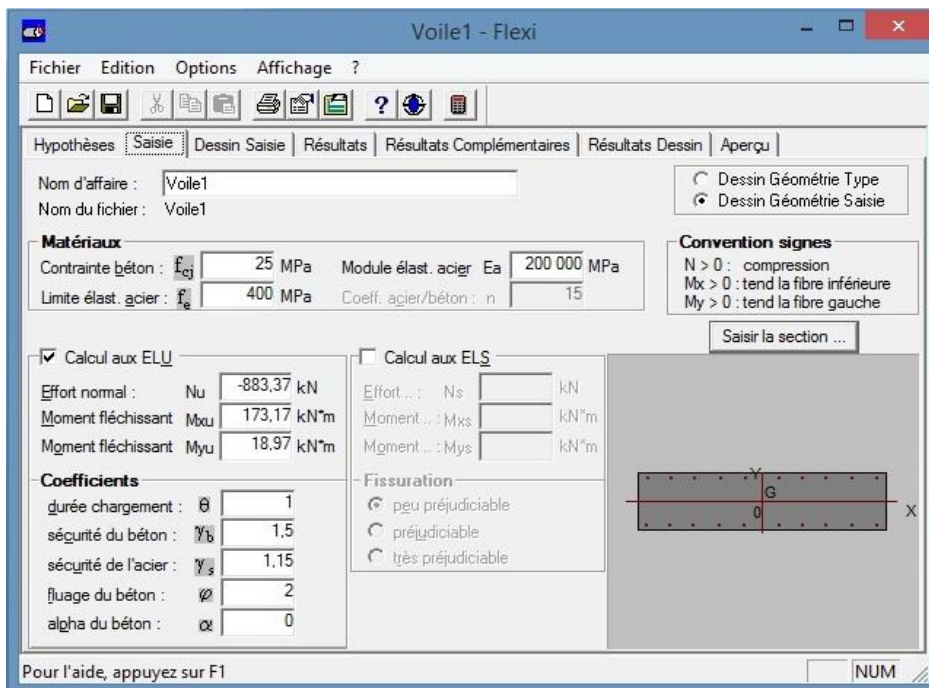


Figure VII.5 : Données de calcul du 2^{ème} cas.

On obtient $A_2 = 6.75\text{cm}^2$

➤ 3^{ième} cas :

A partir de tableau des sollicitations on remarque que le $M_{22\text{max}}$ correspondant a le même effort N de deuxième cas **Donc : $A_3 = A_2 = 6.75\text{cm}^2$**

➤ 4^{ième} cas :

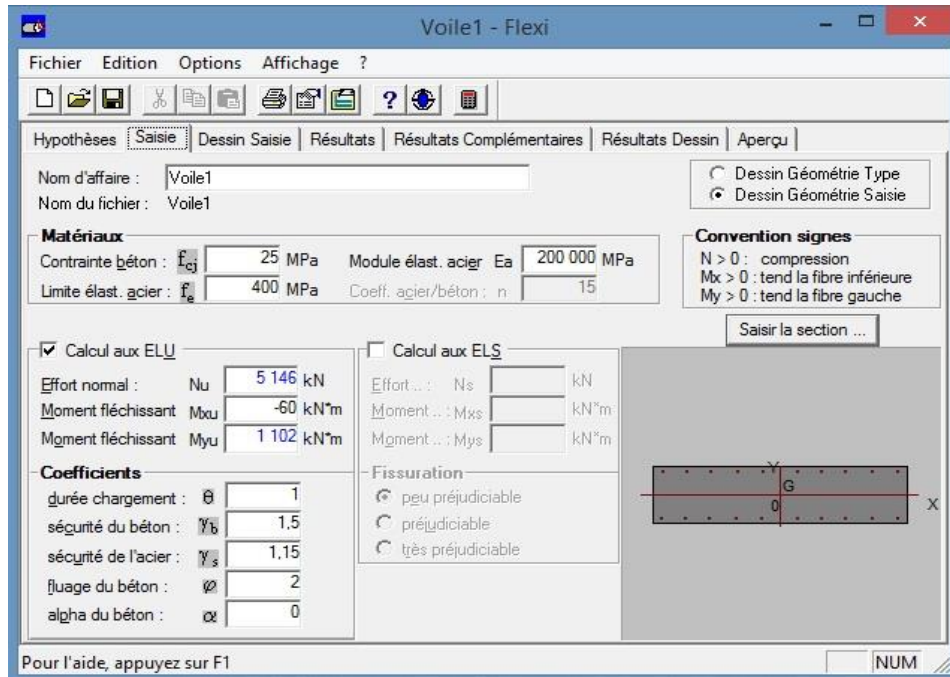


Figure VII.6 : Données de calcul du 4^{ième} cas

On obtient $A_4 = 9.62\text{cm}^2$

Conclusion :

On prend $A = \max(A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4) = \max(13.5 ; 6.75 ; 9.62)\text{cm}^2$

$A = 13.5$

Les armatures minimales :

$$0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 433 \times 20 = 12.99\text{cm}^2$$

VII.3.3 La section d'armature adoptée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone d'about : } 16\text{T}10 \longrightarrow A_s = 12.57\text{cm}^2 \\ \text{Zone courante : } 6\text{T}12 \longrightarrow A_s = 6.79\text{cm}^2 \end{array} \right\} 16\text{T}10 + 6\text{T}12 \longrightarrow A_v = 19.36\text{cm}^2$$

VII.3.4 Espacement des barres :

Zone courante : $S \leq \min(1,5 \times e; 30\text{cm}) = 20\text{cm}$

Zone d'about : $S' = \frac{S}{2} = 10\text{cm}$

VII.3.5 Schéma de ferrailage du voile de contreventement :

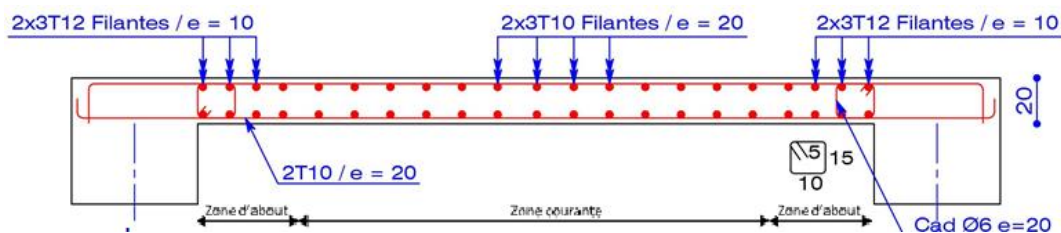


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du voile.

VII.4 Voile périphérique :

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Armatures dues aux M_{xx} et M_{yy} :

Le calcul de ces armatures est identique à celui de la dalle pleine dans le chapitre III. On

Considère que le voile est une dalle appuyée sur 4 cotés sollicitée par une charge uniformément répartie q dues aux poussées de terres.

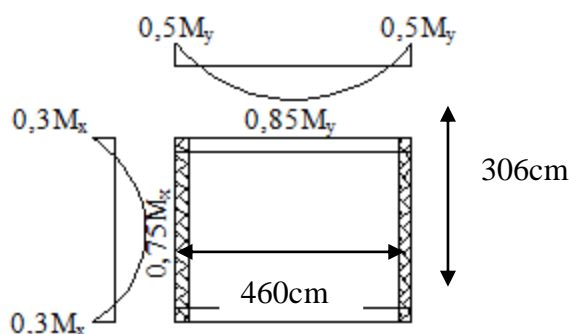


Figure VII.8 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 cotés.

Les sollicitations de calcul M_{xx} et M_{yy} sont tirées directement du fichier ETABS

Remarque :

L'enrobage des armatures sera $a=3$ cm (local exposé aux intempéries). [BAEL91/A.7.1]

Le ferrailage en appui et en travée est le même alors on va prendre le moment maximal (moment en travée)

Sections de calcul :

Sens x-x :

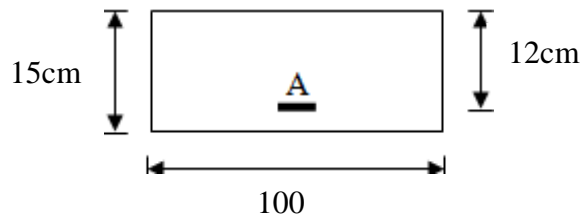


Figure VII.9 : section de calcul en travée (x-x)

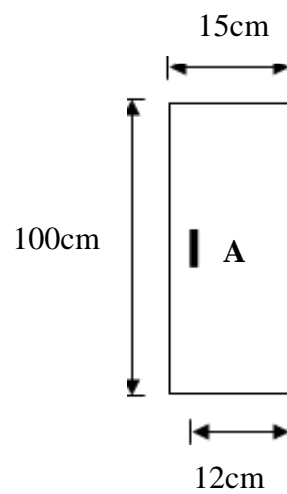


Figure VII.10 : section de calcul en travée (y-y)

Le calcul de ferrailage est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Ferrailage du voile

	XX		YY	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment a L'ELU (KN.M)	5.406	-1.735	1.275	-0.892
Moment a L'ELS (KN.M)	3.374	-1.354	1.059	-0.711
A_{calculé} (cm²/ml)	2.53		1.68	
A_{min} (cm²/ml)	1.2		1.2	
Choix des armatures	6T10/ml		5T10/ml	
Espacement (cm)	15		20	

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose.

Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

VIII.2 Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_{x,y} \\ 0,8 G \pm E_{x,y} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \end{array} \right.$$

VIII.3 Choix du type de fondation :

D'après rapport géotechnique la contrainte du sol égale **3bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- 1) Semelle isolée
- 2) Semelle filante
- 3) Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.

- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

VIII.4 Calcul des semelles isolées :

VIII.4.1 Pré dimensionnement :

*Semelle de centre :

$$N_u = 52506.53 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\text{Avec : } a = b = 50 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{50}{50} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{52506530}{300}} = 418.35 \text{ cm}$$

On prend : $B = A = 420 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

Le type de fondation préconisé pour notre structure est **un radier général**

Remarque :

- Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur des poteaux et des voiles.
- Au terme de calcul, on prendra le panneau le plus défavorable.

- Il sera calculé à la flexion simple.

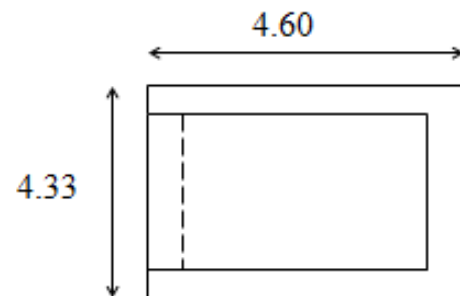
VIII.5 Etude du radier général :

VIII.5.1 Pré dimensionnement :

1) Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;



a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{Avec :}$$

L : la plus grande portée du panneau de la dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.60 \text{ m} \Rightarrow 0.58 \text{ m} \leq h \leq 0.92 \text{ m} \quad \text{Alors : } h \in [58, 92] \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est: 0.90m

Figure VIII.1 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité

b) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec :}$$

L_e : longueur élastique donnée par :

L_{\max} : la plus grande distance entre 2 voiles parallèle

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young ($E=3.10^4$ Mpa) ;

$$I: \text{Moment d'inertie du radier } (I = \frac{b \times h^3}{12}) ; \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

b : largeur du radier (bande de 1 m)

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 50 \text{ MN/m}^3$, [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structure de bâtiment ; tableau de page 305].

Dans notre cas :

$$L = 4.60\text{m.} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 50 \times 4.6^4}{3 \times 10^4 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.72\text{m}$$

c) Condition de non poinçonnement :

Il faut que : $N_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times f_{c28} \dots\dots\dots(1)$ [C.B.A art A.5.2.4.3]

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur de radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure

$$U_c = 4(a')$$

Avec : $a' = a + h$

$$U_c = 4(a + h) = 4(0.5 + h) = 2 + 4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$1500h + 3000h^2 - 2275.87 \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 0.66 \text{ m}$$

$$U_c = 4.64 \text{ m}$$

$$N_u = N_u/L \text{ avec } L = 4.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 2275.87 \text{ KN}$$

$$N_u/ml = 2275.87/5,3 = 429.40/tml = 0.42 \text{ MN/ml}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 7.51 \text{ MN/ml [C.B.A art A.5.2.4.3]}$$

$$N_u/ml = 0.42 \text{ MN} < N_u = 7,51 \text{ MN}$$

d) Condition de non cisaillement : [CBA 93 / A5.2.2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

$$\text{On a } \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.33}{4.6} = 0.94 \Rightarrow \text{Le panneau travaille suivant deux directions.}$$

Calcul de Q_u :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow N_u = 52506.53 \text{ KN}$$

La surface du radier est de : $S_{rad} = 215.69 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow Q_u = \frac{52506.53}{215.69} = 243.44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0.9h_r = 81 \text{ cm.}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{(N_u / S_{rad}) \times L_{\max}}{2}$$

$$V_u = 243.44 \times 4.60 / 2 = 0,559 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0,559 / 0,81 = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 90 \text{ cm}$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comporte un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à $(L/10)$ et une dalle pleine d'épaisseur égale à $L/20$.

2) Hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 50 \text{ cm}$

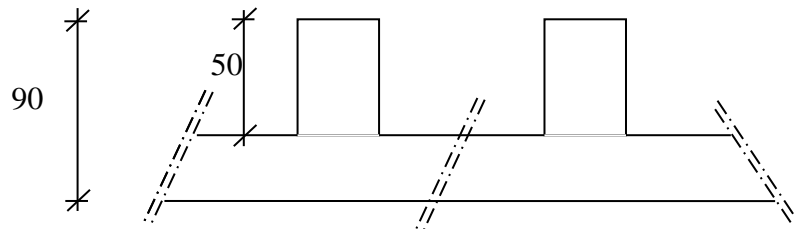


Figure VIII.2 : Dimensions du radier

3) Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40 \text{ cm}$

4) Pré dimensionnement des poutres :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$L_x = 443 \text{ cm}$; $L_y = 460 \text{ cm}$

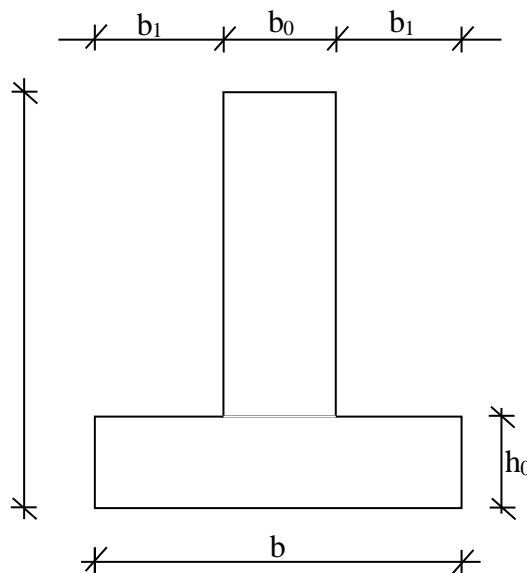


Figure VIII.3 : Dimensions de la poutre

Tableau VIII.1 : Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	35	35
b ₁ (cm)	40	40
b (cm)	115	115

VIII.6. Etude du radier :

VIII.6.1. Détermination des sollicitations :

VIII.6.1.1. Caractéristique du radier :

$$h = 90 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 215.69 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 27145.37 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 23809.26 \text{ m}^4$$

$$V_x = 6.78 \text{ m}$$

$$V_y = 10.31 \text{ m}$$

Avec : V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et I_{xx}, I_{yy} : inertie du radier ;

a) Calcul du poids du radier : Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } p_1 = \gamma_b \cdot S \cdot e ;$$

$$\text{Poids des poutres aux sens principales : } p_p = \gamma_b \cdot L \cdot (h - h_0) \cdot b_0$$

$$\text{Poids des poutres aux sens secondaires : } p_s = \gamma_b \cdot L' \cdot (h - h_0) \cdot b_0$$

Avec :

e : Epaisseur sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres aux sens principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres aux sens secondaires ;

$$P_1 = 25 \times 215.69 \times 0.4 \Rightarrow P_1 = 2156.9 \text{ KN.}$$

$$P_p = 25 \times 80.71 \times 0.5 \times 0.35 \Rightarrow P_p = 353.11 \text{ KN.}$$

$$P_s = 25 \times 68.12 \times 0.5 \times 0.35 \Rightarrow P_s = 298.03 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow P_r = P_1 + P_p + P_s$$

b) Surcharges d'exploitation : Q_r (sous-sol à usage de stockage $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q_r = 5 \times S = 5 \times 215.69 \Rightarrow Q_r = 1078.45 \text{ KN}$$

VIII.6.1.2. Combinaisons d'actions :

Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

$$\text{Situations durable et transitoire : } N_u = \underbrace{(1.35G + 1.5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1.35Pr + 1.5Qr)}_{N_u^2}$$

$$\Rightarrow N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 52506.53 \text{ KN}$$

$$N_u = 52506.53 + 5408.53 \Rightarrow N_u = 57915.06 \text{ KN}$$

$$M_x = 538634.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -333966.64 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{X/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (My + F_y \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Etabs;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

Etat limite service (E.L.S) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 38311.49 + 3886.49 = 42197.98 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_x = 392756.20 \text{ KN.m} \\ M_y = -243811.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$$

$$N_a = 38311.49 + 3886.49 \Rightarrow N_a = 42197.98 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_x = 440774.86 \text{ KN.m} \\ M_y = 28011.51 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

VIII.6.2. Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

❖ Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

Suivant le **RPA99/V2003/10.1.4** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6bars$$

Tableau VIII.2: la stabilité du radier en situation durable

	1,35G+1,5Q		G+Q(ELS)	
	transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
N (KN)	57915.06	57915.06	42197.98	42197.98
M (KN.m)	538634.85	-333966.64	392756.20	-243811.44
I (m4)	27145.37	23809.26	27145.37	23809.26
σ_1 (bars)	3.78	3.88	2.76	2.21
σ_2 (bars)	1.09	0.99	0.61	1.85
σ_{moy} (bars)	2.16	3.16	2.23	1,62
σ_{adm} (bars)	6	6	6	6
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

❖ Situation accidentelle

Tableau VIII.3: la stabilité du radier en situation accidentelle

	0,8G-EX		G+Q+EX	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
N (KN)	42197.98	42197.98	38311.49	38311.49
M (KN.m)	440774.86	28011.51	440774.86	28011.51
I (m4)	27145.37	23809.26	27145.37	23809.26
σ_1 (bars)	2.88	1.90	2.76	2.83
σ_2 (bars)	0.68	1.65	0.80	0.72
σ_{moy} (bars)	2,33	1.84	2.27	2.30
σ_{adm} (bars)	6	6	6	6
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Donc la stabilité de la structure est dans les deux sens

-Conclusion :

Pour les deux cas de combinaisons, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. Il n'y a pas donc aucun risque de soulèvement.

VIII.6.3 Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage ;

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : P = 33071.35 KN

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 215,69 \times 10 \times 3,96 = 12811,99 \text{ KN}$$

P = 33071.35 KN > 12811.99 KN \Rightarrow la structure est stable



Figure VIII.4 : Encreage de la structure

VIII.6.4 Calcul du ferrailage du radier :

A/ Ferrailage de la dalle :

- Le calcul est mené sur bande de 1m.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a- Détermination des sollicitations :

Le panneau le plus sollicité est : L_x = 4.33 m et L_y = 4.60 m

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1ml$

ELS : $q_s = \sigma_m^s \cdot 1ml$

Avec :
$$\begin{cases} \bar{\sigma}_m^u = \sigma_m^u - \sigma_{pr} \\ \bar{\sigma}_m^s = \sigma_m^s - \sigma_{pr} \end{cases}$$

σ_{pr} : Contrainte due au poids propre du radier

$$\sigma_{pr} = \frac{p_r}{S} = \frac{2808,04 \text{ KN}}{215,69 \text{ m}^2} = 13,02 \text{ KN/m}^2 \approx 0,13 \text{ bars}$$

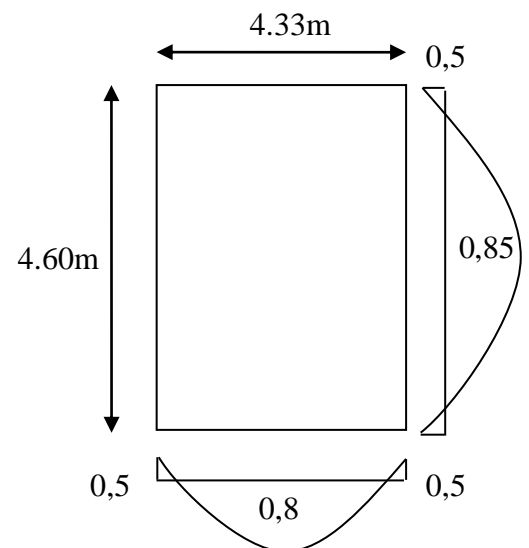


Figure VIII.5 : Dimensions du panneau de dalle la plus sollicité

$$\Rightarrow \text{Sens } x-x: \begin{matrix} \bar{\sigma}_m^u = 2.16 - 0.13 = 2.03\text{bars} \\ \bar{\sigma}_m^s = 2.27 - 0.13 = 2.14\text{bars} \end{matrix} ; \text{Sens } y-y: \begin{matrix} \bar{\sigma}_m^u = 2.16 - 0.13 = 2.03\text{bars} \\ \bar{\sigma}_m^s = 2.27 - 0.13 = 2.14\text{bars} \end{matrix}$$

Donc :

E L U : Sens $x-x$ $q_u = \sigma_m^u \cdot 1ml = 203KN / ml$; Sens $y-y$: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1ml = 303 KN / ml$

E L S : Sens $x-x$ $q_s = \sigma_m^s \cdot 1ml = 214KN / ml$; Sens $y-y$: $q_s = \sigma_m^s \cdot 1ml = 217 KN / ml$

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELU)

			E.L.U (v = 0)				
Sens	L (m)	$\rho = \frac{lx}{ly}$	q (KN/ml)	μ_u	M ₀	M _t	M _a
xx	4.33	0.94	203	0.0419	159.473	135.552	-79.737
yy	4.60		303	0.8661	138.120	117.402	-69.06

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELS)

			E.L.S (v = 0.2)				
Sens	L (m)	$\rho = \frac{lx}{ly}$	Q (KN/ml)	μ_s	M ₀	M _t	M _a
xx	4.33	0.94	214	0.0419	197.002	167.452	-98.501
yy	4.60		217	0.9087	179.016	152.164	-89.508

b- Calcul de l'enrobage :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow a = 2cm$ [CBA 93/A.7.1]

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

On prend : $\phi = 1.6 cm$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = (2 + \frac{1.6}{2}) = 2.8cm \\ C_y = (2 + 1.6 + \frac{1.6}{2}) = 4.4cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_d - c_x = 37.20 \text{ cm} \\ d_y = h_d - c_y = 35.60 \text{ cm} \end{cases}$$

c- Section de calcul :

Sens xx :

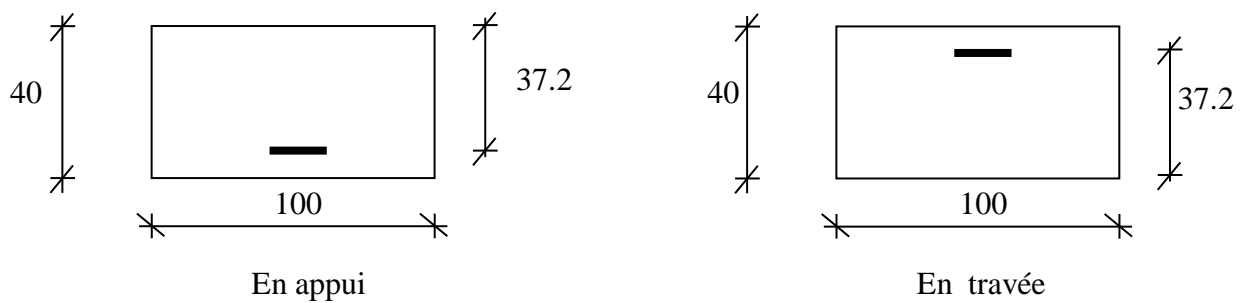


Figure. VIII. 6:Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :

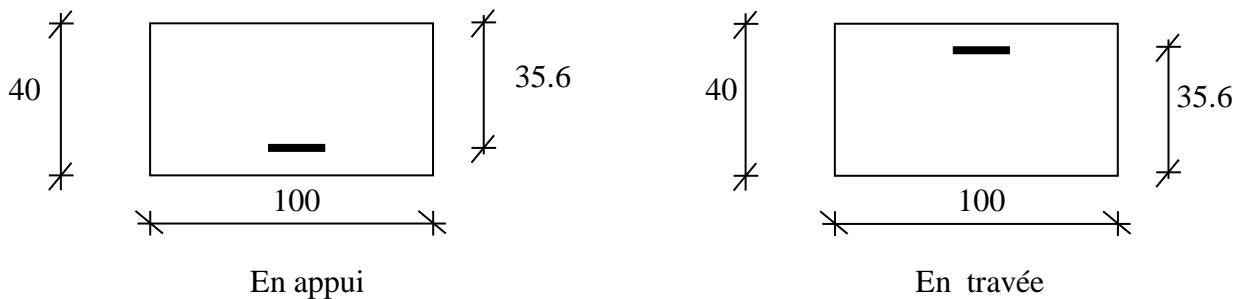


Figure. VIII. 7:Section de calcul dans le sens yy.

Sens X-X :

1. En travée :

Etat limite ultime de résistance (ELUR) : $M_t = 135.552 \text{ KN.m}$

A l'aide du logiciel SOCOTEC on a : $A_{cal} = 10.88 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 37.2 \times \frac{2,1}{400} = 4.49 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A = \max (A_{min}; A_{cal}) \Rightarrow A = 10.88 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures : 6T16/ml \longrightarrow $A_t = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 (T16 \longrightarrow $e = 16\text{cm}$).

Etat limite de service (ELS) : $M_t = 167.452 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 12.06/100 = 1.809 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.809 \times 37.2 = 134.590 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.809 + \sqrt{134.590 + 1.806^2} = 9.929 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.929)^3}{3} + 15 \cdot 12.06 \cdot (37.2 - 9.929)^2 = 167166 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{167452}{167166} = 1.002$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.002 \times 9.929 = 9.949 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 1.002 \times (37.2 - 9.929) = 409.883 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 409.883 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Calcul des armatures a l'E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{167452}{240 \cdot 100 \cdot (37.2)^2} = 0.00504$$

$$\mu_1 = 0,00504 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,887 \\ k_1 = 29.25 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{29.25} = 8.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{167452}{240 \cdot 0,887 \cdot 37.2} = 21.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 11T16/ml \longrightarrow $A = 22.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 (T16 \longrightarrow $e = 9 \text{ cm}$).

2. Aux appuis :

Etat limite ultime de résistance (ELUR) : $M_a = -79.737 \text{ KN.m}$

A l'aide du logiciel SOCOTEC on a : $A_{cal} = 6.30 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 37.2 \times \frac{2,1}{400} = 4.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{min}; A_{cal}) \Rightarrow A = 6.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 6T12/ml \longrightarrow $A_a = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$
(T12 \longrightarrow e = 16cm)

Etat limite de service (ELS) : $M_a = 167.452 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 6.3/100 = 0.945 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.945 \times 37.2 = 70.308 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.945 + \sqrt{70.308 + 0.945^2} = 7.493 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7.493)^3}{3} + 15 \cdot 6.30 \cdot (37.2 - 7.493)^2 = 97420 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{98501}{97420} = 1.011$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.011 \times 7.493 = 7.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 1.011 \times (37.2 - 7.493) = 450.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 450.51 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Calcul des armatures a l'E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{98501}{240 \cdot 100 \cdot (37.2)^2} = 0.00296$$

$$\mu_1 = 0,00296 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ k_1 = 40.56 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{40.56} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{98501}{240 \cdot 0,910 \cdot 37.2} = 12.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 7T16/ml → A = 14.07 cm²/ml
 (T16 → e = 14 cm)

Sens Y-Y: La même méthode celle du sens xx

Les ferrailages sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage

	x-x		y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Moment à l'ELU (KN.m)	135.552	-79.737	117.402	-69.06
Moment à l'ELS (KN.m)	167.452	-98.501	152.164	-89.508
A calculée (cm ²)	21.15	12.12	20.06	11.50
Choix des armatures	11T16	7T16	10T16	6T16
A ^{corr} (cm ²)	22.12	14.07	20.11	12.06
Espacement (cm)	9	14	10	16

B/ Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque

Etat limite ultime (E L U) :

Pour une bonde de 1m de largeur

$$\sigma_{moy} = 316 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \cdot 1 = 316 \cdot 1 = 316 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -39.5 \text{ KN.m}$$

A l'aide du logiciel SOCOTEC on a : A_{cal} : 3.23 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 35,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

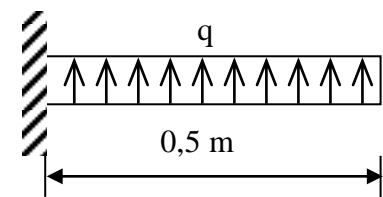


Figure VIII.8: Schéma statique du débord.

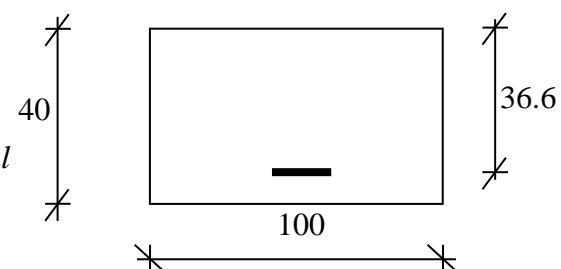


Figure VIII.9 : Section de calcul

(T14 \longrightarrow e = 20 cm)

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

$$q_s = \sigma_m \times 1 = 230 \times 1 = 230 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -28.75 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5.65}{100} = 0.848 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.848 \cdot 35.6 = 60.378 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.848 + \sqrt{60.378 + 0.848^2} = 6.97 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6.97)^3}{3} + 15 \cdot 5.65 \cdot (35.6 - 6.97)^2 = 80755 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{28750}{80755} = 0.356$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,356 \times 6.97 = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,18 \times (35.6 - 6.97) = 152.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 152.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

C/ Ferrailage des poutres :

C.1 Poutres Principales :

Disposition des charges pour la poutre principale la plus défavorable :

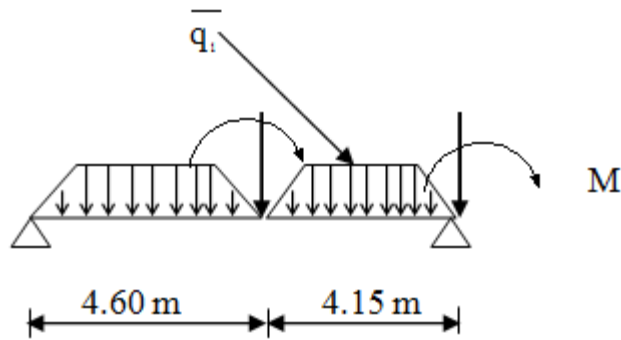


Figure VIII.10: Charge de la poutre principale.

Avec :

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier

q_1 : Charge équivalente ;

\bar{q}_1 : est une charge triangulaire, donc :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \left(\frac{ly + (ly - lx)}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{ly}$$

Etat limite ultime ELU :

$$q_1 = \left[303 \times \left(\frac{4.60 + (4.60 - 4.33)}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{4.6} \Rightarrow q_1'' = 320.785 \text{ KN}$$

Etat limite de service ELS:

$$q_1^s = 229.74 \text{ KN}$$

C.2. Poutre secondaire :

Disposition des charges pour la poutre secondaire la plus défavorable :

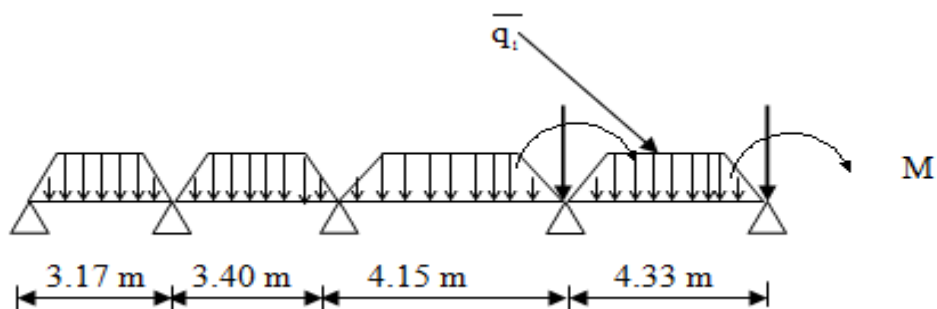


Figure VIII.11: Charge de la poutre secondaire.

La charge équivalente q_1 est égale à :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{l_x}$$

Etat limite ultime ELU :

$$q_1 = \left[303 \times \left(\frac{4.33}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{4.33} \Rightarrow q_1^u = 303 \text{ KN}$$

Etat limite de service ELS:

$$q_1^s = 217 \text{ KN}$$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Moment à l'ELU (KN.m)	-282.80	565.70	-267.13	534.37
Moment à l'ELS (KN.m)	-202.65	405.19	-191.302	382
Effort tranchant (KN)	1475.67		1393.85	
A calculée (cm²)	10.18	22.29	9.61	20.92
Choix des armatures	4T12+4T14	4T20+6T16	4T12+4T14	4T20+6T14
A^{corr} (cm²)	10.68	24.63	10.68	21.81

- Armature minimale selon le BAEL91/A4.2.1 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 3.42 \text{ cm}^2 .-$$

- Armature minimale du RPA99 :

$$A_{\min} = 0.5\% \times B = 0.5\% \times [(35 \times 50) + (115 \times 40)] = 9.53 \text{ cm}^2.$$

➤ Armature maximale du RPA99 :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% [(35 \times 50) + (115 \times 40)] = 254 \text{ cm}^2$$

C.3 Vérification de l'effort tranchant :

➤ Poutre au sens principale :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1475600}{115 \cdot 81 \cdot 100} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

[BAEL91/A.5.1,211]

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ Poutre au sens secondaire :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1393800}{115 \cdot 81 \cdot 100} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé : At= 4 ϕ 10 espacées de : 20 cm pour la zone courante.

10 cm pour la zone nodale

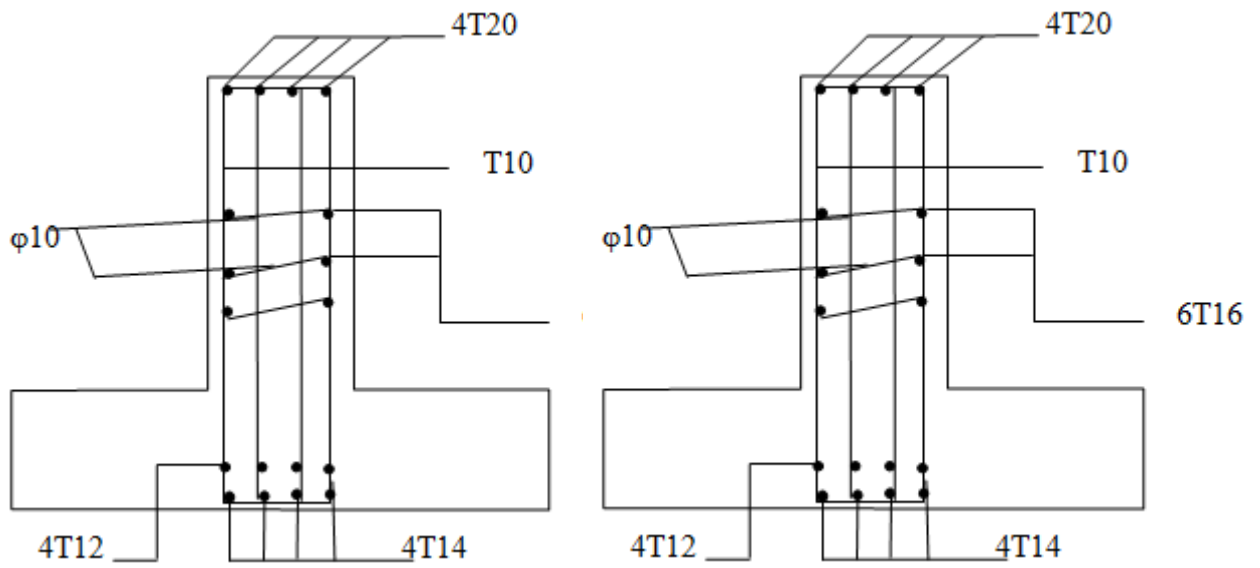


Figure VIII.12: Ferrailage de la poutre principale. Figure VIII.13: Ferrailage de la poutre secondaire.

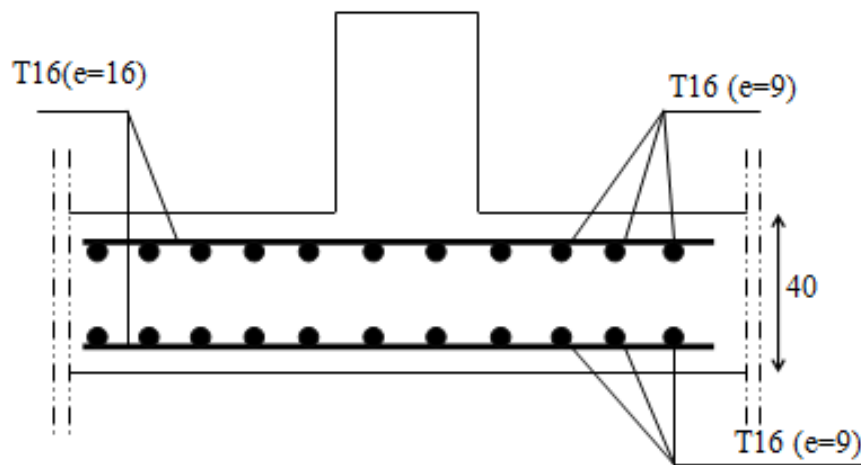


Figure VIII.14: Schéma de ferrailage de la dalle du radier

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Nous avons eu tellement de privilège d'enrichir notre connaissance dans l'étude de bâtiment car celle-ci nous a permis de lire, de comprendre en détail le principe, de confronter beaucoup des livres et des documents technique surtout de comprendre la philosophie ce que c'est l'étude et la conception du bâtiment dont nous abritons tous les jours.

Nous sommes extrêmement joyeux d'avoir étudié ce thème malgré que nous ayons rencontré énormément des problèmes tout au long de notre étude sur la manipulation de logiciel tel que l'Etabs pour déterminer les différentes sollicitations. Le SOCOTEC pour la vérification de flèches et calcul des armatures, le RDM6 et Sap2000 pour le calcul des sollicitations de poutres, sur la compréhension des règlements de calcul par sous entendu le RPA 99version2003, Le CBA 93 et le BAEL 91.

Enfin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1- LES REGLEMENT :

- RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites
- DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

2- COURS :

- Béton armé
- Dynamique des structures.
- Mécanique de sol.

3- LES LOGICIELS :

- ETABS 2017
- SAP2000
- RDM6
- SOCOTEC
- AUTOCAD 2013
- WORD 2007
- EXEL 2007