



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد 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/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Étude d'un bâtiment R+ 10+ sous-sol à usage multiple
contreventé par voiles**

Présenté par :

- ES SENOUCI Rania
- DJABER Amina

Soutenu le : 14/ 09 / 2022 devant le jury composé de :

Président : Mr. BELARIBI Omar

Examineur : Mr. MEHALA Toufik

Encadrant : Mr. BALHOUARI Fethi

Année Universitaire : 2021 / 2022

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 de fin d'étude.*

*C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadrant **Mr BELHOUARI Fethi** pour ses orientations et ses conseils tout le long de notre travail.*

Nous remercions également tous les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre modeste travail.

Nous tenons également à remercier toutes 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.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours supporté dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs, plus spécialement à ma mère qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

A ma sœur et mes frères.

A toute ma famille.

A tous mes amis ; plus particulièrement à ma binôme Rania.

Enfin, je dédie ce succès à moi-même et à mes efforts pour surmonter toutes les difficultés.

Amina Djaber.

Je dédie :

Ma chère maman, qui n'a pas cessé de m'encourager et prier pour moi et qui reprisent pour moi la source de l'amour et tendresse.

Mon cher papa, qui a toujours cru en moi et mis tous ses efforts pour mon éducation et mon bien être et ma réussite.

A mes frères Daoud, Salah Eddine, Youcef et Amine.

A mes proches amis Amina, Samira, Chahrazad.

A toutes les familles ES SENOUCI et MEBREK.

Rania Es Senouci.

Résumé

Ce projet propose une étude détaillée de l'achèvement d'un bâtiment résidentiel avec un étage souterrain dédié aux places de parking + un rez-de-chaussée pour les commerces + 10 étages supérieurs pour l'hébergement.

Le bâtiment est situé à « Kharrouba » dans l'état de Mostaganem, classé sous la zone sismique IIa, selon le Centre national de recherche pour l'ingénierie de la résistance sismique.

En utilisant les nouvelles règles de calcul et de vérification du béton armé (**BAEL91, RPA99 version 2003**), cette étude se compose de quatre parties :

Partie 1 : Description générale du projet et affichage des caractéristiques des matériaux utilisés, puis donner les dimensions initiales des éléments et la charge de chaque élément.

Partie 2 : Etude des éléments secondaires du bâtiment.

Partie 3 : Etude dynamique du bâtiment par **ROBOT**.

Partie 4 : Comprend sur l'étude des parties résistantes de bâtiment (colonnes, portées des murs armés et des fondations).

Mots clés : Bâtiment, matériaux de construction, fondations, béton armé, mur.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية مكونة من طابق تحت أرضي مخصص لأماكن وقوف السيارات + طابق أرضي للمحلات التجارية + 10 طوابق علوية مخصصة للسكن.

يقع المبنى في خروبة بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (**BAEL91 , PRA99** اصدار 2003) تتكمن هذه الدراسة من اربعة اجزاء :

الجزء الاول : وصف عام عن المشروع وعرض خصائص المواد المستخدمة ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر. اصدار

الجزء الثاني : دراسة العناصر الثانوية للبنائة.

الجزء الثالث : الدراسة الديناميكية للبنائة بواسطة برنامج **ROBOT**.

الجزء الرابع : يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنائة (الاعمدة الروافد الجدران المسلحة و الاساسات).

الكلمات المفتاحية : البناية, مواد البناء, الاساسات, الخرسانة المسلحة, الجدار.

Abstract

This project proposes a detailed study of the completion of a residential building with an underground floor dedicated to parking spaces + a ground floor for shops + 10 upper floors for accommodation.

The building is located in «Kharrouba» in the state of Mostaganem, classified under the seismic zone IIa, according to the National Research Centre for Seismic Resistance Engineering.

Using the new rules for calculation and verification of reinforced concrete (**BAEL91, PRA99 version 2003**), this study consists of four parts:

Part 1: General description of the project and display of the characteristics of the materials used, then give the initial dimensions of the elements and the load of each element.

Part 2: Study of the secondary elements of the building.

Part 3: Dynamic study of the building by **ROBOT**.

Part 4: Includes on study of resistant parts of building (columns, steel concrete walls and foundations).

Key words: building, construction materials, foundations, steel concrete, wall.

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 :	3
I.5.1	Béton :	3
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 constructions utilisées :	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 : on a deux types de poutres principales.....	8
II.2.2	Poutre secondaires :	9
II.3	Pré dimensionnement des planchers :	9
II.3.1	-Plancher à corps creux :	9
II.3.2	-Plancher à dalle pleine :	10
II.4	Descente de charges :	12
II.4.1	-Plancher terrasse accessible (Niveau+37,57):	12
II.4.2	Plancher étage courant :	13
II.4.3	Dalle pleine du sous-sol :	13
II.5	Pré dimensionnement des poteaux :	14
II.5.1	-Critère de résistance :	14
II.5.2	Condition imposées par le RPA 99/2003 :	17
II.5.3	Conditions de flambement :	18
II.6	Pré dimensionnement des voiles :	21

II.6.1	Voile de contreventement :	21
II.6.2	Voile périphériques du sous-sol :	21
II.7	Prédimensionnement de L'acrotère :	22

Chapitre III : Etude des planchers

III.1	Introduction :	23
III.2	Plancher à corps creux :	23
III.2.1	Pré dimensionnement des poutrelles :	24
III.2.2	Ferraillage de la dalle de compression : [CBA 93/B.6.8,423]	24
III.2.3	Etude des poutrelles :	25
III.2.3.1	Evaluation des charges :	26
III.2.3.1	Différents types de poutrelles :	27
III.2.3.2	Calcul de ferraillage :	32
III.3	Plancher à dalle pleine :	39
III.3.1	Méthode de calcul :	40
III.3.2	Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :	40
III.3.2.1	Calcul du ferraillage de la dalle pleine :	44
III.3.3	Vérification de la flèche :	50

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1	Etude des escaliers :	53
IV.1.1	Définition :	53
IV.1.2	Escalier type 1 :	53
IV.1.2.1	Pré-dimensionnement :	53
IV.1.2.2	Descente de charges :	54
IV.1.2.2.1	Calcul de ferraillage :	58
IV.1.2.2.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	60
IV.1.2.3	Poutre palier :	60
IV.1.2.3.1	Calcul de ferraillage :	61
IV.1.2.3.2	Calcul des armatures transversales:	64
IV.1.3	Escalier type 2 :	66
IV.1.3.1	Pré-dimensionnement :	66
A.	Volée 1 :	67
IV.1.3.1	Descente de charges :	67
IV.1.3.1.1	Calcul de ferraillage :	70
IV.1.3.1.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	73
B.	Volée 3 :	73
IV.1.3.2	Descente de charges :	73
IV.1.3.2.1	Calcul de ferraillage :	77
IV.1.3.2.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	79

IV.1.3.3	Marches porteuses :	80
IV.1.3.3.1	Calcul de ferrailage :	81
IV.1.3.3.2	Calcul des armatures transversales :	83
IV.1.3.4	Calcul de la poutre brisée :	85
IV.1.3.4.1	Calcul de ferrailage :	86
IV.2	Etude des balcons :	91
IV.2.1	Descente de charges :	92
IV.2.1.1	Calcul du ferrailage :	93
IV.2.1.1.1	Vérification de la contrainte de cisaillement :	94
IV.2.1.2	Calcul de la flèche :	95
IV.3	Etude de l'acrotère :	95
IV.3.1	Définition :	95
IV.3.2	Calcul du ferrailage :	96
IV.3.3	Détermination des sollicitations :	96
IV.3.4	Détermination de la section des armatures :	97

Chapitre V : Etudes dynamique

V.1	Introduction :	100
V.2	Méthodes de calcul :	100
V.2.1	Méthode statique équivalente :	100
V.2.2	Méthode dynamique :	100
V.3	Etapas de modélisation :	101
V.3.1	Présentation du logiciel :	101
V.4	Interprétation des résultats :	103
V.4.1	Vérification la résultante des forces sismiques :	103
V.4.2	Vérification des efforts tranchants de la structure :	106
V.4.3	Calcul et vérification des déplacements :	108
V.4.4	Calcul et vérification de P- Δ :	109
V.4.5	Vérification de la section brute :	109
V.5	Conclusion :	111

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1	Introduction :	112
VI.2	Etude des poutres :	112
VI.2.1	Combinaisons des charges :	112
VI.2.2	Combinaisons fondamentales :	112

VI.2.3	Ferraillage des poutres :.....	112
VI.2.4	Vérifications des règlements :.....	112
VI.2.5	Les sollicitations des poutres :.....	113
VI.2.5.1	Exemple de calcul:	113
VI.2.5.1.1	Calculs des armatures longitudinales:.....	113
VI.2.5.1.2	Armatures transversales :	115
VI.3	Les Poteaux :	118
VI.3.1	Principe de calcul :.....	118
VI.3.2	Armatures longitudinales :.....	119
VI.3.3	Exemple de calcul :.....	121
VI.3.3.1	Calcul des armatures :	121
VI.3.3.2	Vérification de l'effort tranchant :	131

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1	Introduction :	133
VII.2	Ferraillage des voiles de contreventement :.....	133
VII.2.1	Exemple de calcul :.....	134
VII.2.1.1	Vérification au flambement :	134
VII.2.1.2	Calcul du ferraillage :	135
VII.2.1.3	Calcul des armatures transversales :.....	138
VII.2.2	Voile avec ouverture :	139
VII.2.2.1	Exemple de calcul :.....	140
VII.3	Voile périphérique :	141
VII.3.1	Détermination des sollicitations :	142
VII.3.1.1	Calcul de ferraillage :.....	143

Chapitre VIII : Etude de fondation

VIII.1	Introduction :	147
VIII.2	Combinaisons de calcul :	147
VIII.3	Choix du type de fondation :	147
VIII.4	Calcul des semelles isolées :.....	147
VIII.4.1	Pré dimensionnement :.....	147
VIII.5	Etude du radier général :	148
VIII.5.1	Pré dimensionnement :.....	148
VIII.5.2	Calcul de débordement D :	151
VIII.5.3	Calcul de surface minimale du radier :	151
VIII.5.4	Vérification des contraintes sous radier :.....	151

VIII.5.5 Calcul du ferrailage du radier :	153
VIII.5.5.1 Ferrailage de la dalle :	153
VIII.5.6 Pré dimensionnement des poutres :	165
VIII.5.6.1 Ferrailage des poutres :	166
VIII.5.6.1.1 Poutres Principales :	166
VIII.5.6.1.2 Poutres secondaire :	167
VIII.5.6.1.3 Armature transversales :	174

Liste des figures

Chapitre I: Présentation du projet

Figure I 1: Plan de rez-de-chaussée.....	1
Figure I 2 : Plan d'étage courant.	2
Figure I 3: Dessin représente les maçonneries.	3
Figure I 4 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton.	5
Figure I 5 : Diagramme contraintes –déformations d'acier.	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

FigureII 1:Section transversale d'une poutre	8
Figure II 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	10
Figure II 3: Dimensions d'un panneau de dalle.	11
Figure II 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse accessible.....	12
Figure II 5:Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	13
Figure II 6: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.....	13
Figure II 7:Section réduite du poteau.	14
Figure II 8: Surface afférente du poteau le plus sollicité	15
Figure II 9: Schéma de la loi de dégression.	16
Figure II 10 : Schéma représentatif d'un étage courant.	17
Figure II 11: voile en élévation.	21
Figure II 12: Dimension de l'acrotère.	22

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III 1: coupe transversale d'un plancher a corps creux.	23
Figure III 2: dimensions des poutrelles.	23
Figure III 3: section de calcul.....	24
Figure III 4: definition des moments.....	25
Figure III 5: moments sur appuis intermediaire	26
Figure III 6 : Schémas statiques des poutrelles.	27
Figure III 7: poutrelle type 1.	28
Figure III 8: diagramme des moments flechissant.	28
Figure III 9: diagrammes des moments flechissant et efforts tranchants.	31
Figure III 10: section de calcul en travée.	33
Figure III 11: section de calcul.....	33
Figure III 12 : coupe transversale au niveau de la poutrelle	37
Figure III 13: centre du gravite du plancher.....	38
Figure III 14: dimensions d'un panneau de dalle	40
Figure III 15: enrobage.....	40
Figure III 16: schéma représentatif des différents types de panneaux.	41
Figure III 17 : section de calcul.....	44
Figure III 18 : section de calcul.....	47
Figure III 19 : disposition des armatures de la dalle pleine	52

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV 1: Vue en plan.....	53
Figure IV 2 : Schémas de la paillasse.	54
Figure IV 3 : Schéma statique.....	55
Figure IV 4 : Section de calcul.....	58
Figure IV 5 : Schéma statique.....	61
Figure IV 6: Ferrailage de la poutre palière.	66
Figure IV 7 : Ferrailage de la paillasse.	66
Figure IV 8 : Schéma statique.....	68
Figure IV 9 : Section de calcul.....	70
Figure IV 10 : Ferrailage de la paillasse	73
Figure IV 11 : Schéma statique.....	74
Figure IV 12 : Section de calcul.....	77
Figure IV 13: Ferrailage de la paillasse	80
Figure IV 14 : schéma statique.....	81
Figure IV 15 : Section de calcul.....	81
Figure IV 16 : Section de calcul.....	82
Figure IV 17 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse.....	84
Figure IV 18 : Schéma statique.....	86
Figure IV 19 : Ferrailage de la poutre brisée.	91
Figure IV 20 : Coupe sur les deux balcons.	92
Figure IV 21 : Schéma statique du balcon.	93
Figure IV 22 : Section de calcul.....	93
Figure IV 23 : Schéma de ferrailage balcon.....	95
Figure IV 24 : Dimension et schéma statique de l'acrotère.	96
Figure IV 25 : Section de calcul.....	97
Figure IV 26 : Position du centre de pression.	98
Figure IV 27 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	99

Chapitre V : Etudes dynamique

Figure V 1 : Vue de structure 3D.	102
Figure V 2 : disposition des voiles.	110

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI 1 : Ferrailage de la poutre principale.....	117
Figure VI 2 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	118
Figure VI 3 : Position du Point d'application de l'effort normal N'1.....	122
Figure VI 4: Ferrailage de poteau (60x60).....	132

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII 1 : Disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles de contreventement.	134
Figure VII 2 : Dimension du voile.	134
Figure VII 3 : Dimension du voile.	134
Figure VII 4 : Dimension du voile.	134
Figure VII 5 : Ferrailage de voile de contreventement.	138
Figure VII 6 : Ferrailage de voile avec ouverture.	141
Figure VII 7 : Section de calcul.	143
Figure VII 8 : Section de calcul.	144
Figure VII 9 : Section de calcul.	144
Figure VII 10 : Ferrailage de voile périphérique.....	146

Chapitre VIII : Etude de foundation

Figure VIII 1: dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité.	148
Figure VIII 2 : dimensions du radier.	150
Figure VIII 3 : schéma de radier général.....	151
Figure VIII 4 : schéma représentatif des différents types de panneaux.	153
Figure VIII 5 : le panneau de dalle la plus sollicité.....	154
Figure VIII6 : enrobage.	155
Figure VIII 7 : section de calcul dans le sens xx.....	155
Figure VIII 8 : section de calcul dans le sens yy.....	156
Figure VIII 9 : schéma statique du débord.	163
Figure VIII 10 : section de calcul.	164
Figure VIII 11 : dimensions de la poutre	166
Figure VIII 12 : charge de la poutre principale.	166
Figure VIII 13 : charge de la poutre secondaire.	167
Figure VIII 14 : ferrailage de la poutre principale.	175
Figure VIII 15 : ferrailage de la poutre secondaire	175
Figure VIII 16 : ferrailage de la dalle du radier.	176

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I 1: Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.	6
Tableau I 2: Matériaux de construction.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Tableau II 1: récapitulatif des charges et leurs combinaisons.....	14
Tableau II 2:récapitulatif des charges et des surcharges cumulées	17
Tableau II 3: Tableau récapitulatif de section des poteaux.....	19
Tableau II 4: Tableau récapitulatif de section des poteaux.....	20
Tableau II 5 : Tableau récapitulatif de section des poteaux.....	20
Tableau II 6: Epaisseur des voiles.....	22

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III 1: tableau recapitulatif de differents moments en appuis	29
Tableau III 2: tableau recapitulatif des differents moments en travee.	29
Tableau III 3: recapitulatif des sollicitations des planchers etage terrasse.	32
Tableau III 4: tableau recapitulatif des sollicitations des planchers etages courants.	32
Tableau III 5: tableau recapitulatif des sollicitations.	43
Tableau III 6 : tableau recapitulatif.....	43
Tableau III 7 : tableau des moments flechissant maximums.	44

Chapitre V : Etudes dynamique

Tableau V 1 : récapitulatif des facteurs de qualités.	104
Tableau V 2 : Période et facteur de participation massique	105
Tableau V 3 : poids de structure.....	106
Tableau V 4 : Distribution de la résultante des forces sismiques.....	107
Tableau V 5 : les reactions a la base	108
Tableau V 6: tableau récapitulatif de la vérification du déplacement.....	108
Tableau V 7: récapitulatif de la vérification du P- Δ	109
Tableau V 8: vérification de la section brute.	110

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI 1:Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.....	113
Tableau VI 2: Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.	117
Tableau VI 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants.	120

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII 1 : valeur approchée des coefficients	143
Tableau VII 2 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales.	143

Chapitre VIII : Etude de fondation

Tableau VIII 1 : donnant les valeurs ρ	154
Tableau VIII 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELU).	154
Tableau VIII 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELS).	155
Tableau VIII 4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant en appuis et en travées.	156
Tableau VIII 5 : tableau récapitulatif du ferrailage.	163
Tableau VIII 6 : dimensions des poutres.	166
Tableau VIII 7 : tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.	168
Tableau VIII 8 : tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.	173

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.

h₀ : Hauteur de la table de compression.

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton.

σ_b : Contrainte admissible limite dans le béton.

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier.

σ_s : Contrainte admissible limite dans l'acier.

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul.

$\bar{\tau}_u$: 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).

Δ_{ft} : Flèche total.

ρ : Rapport entre deux dimensions.

Introduction générale

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

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

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

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

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

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

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

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 (ROBOT 2014).

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 "Mostaganem", on cite "Kharouba" 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 1er jusqu'au 10ème, à usage d'habitation.

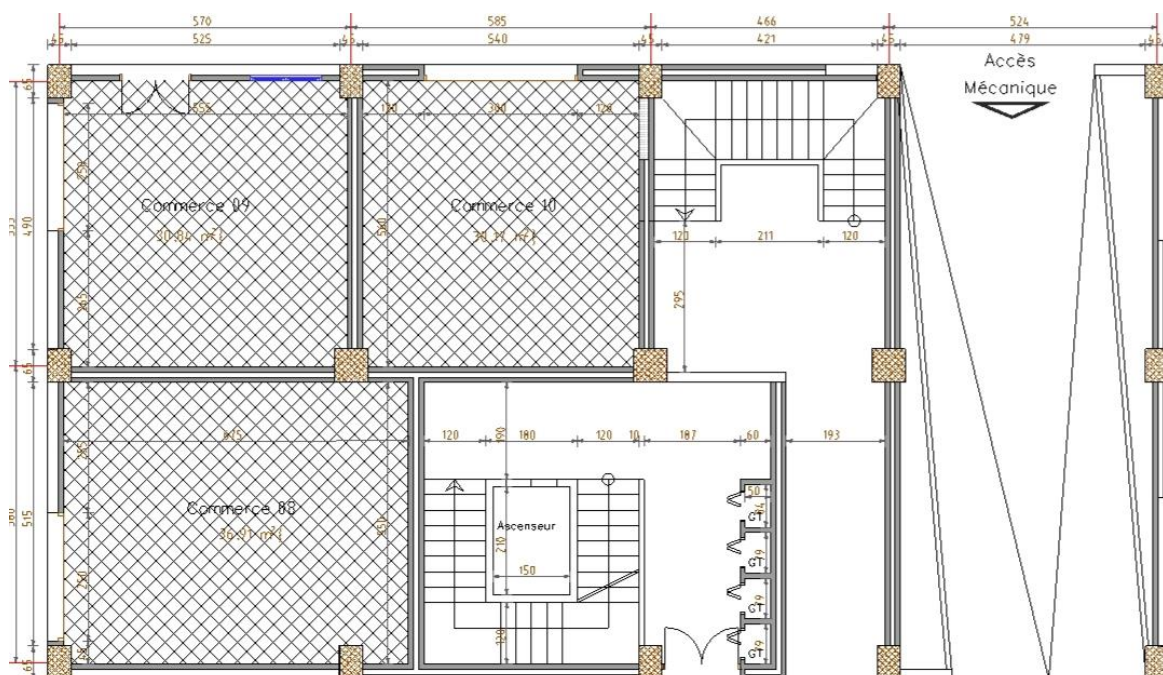


Figure I 1: Plan de rez-de-chaussée.

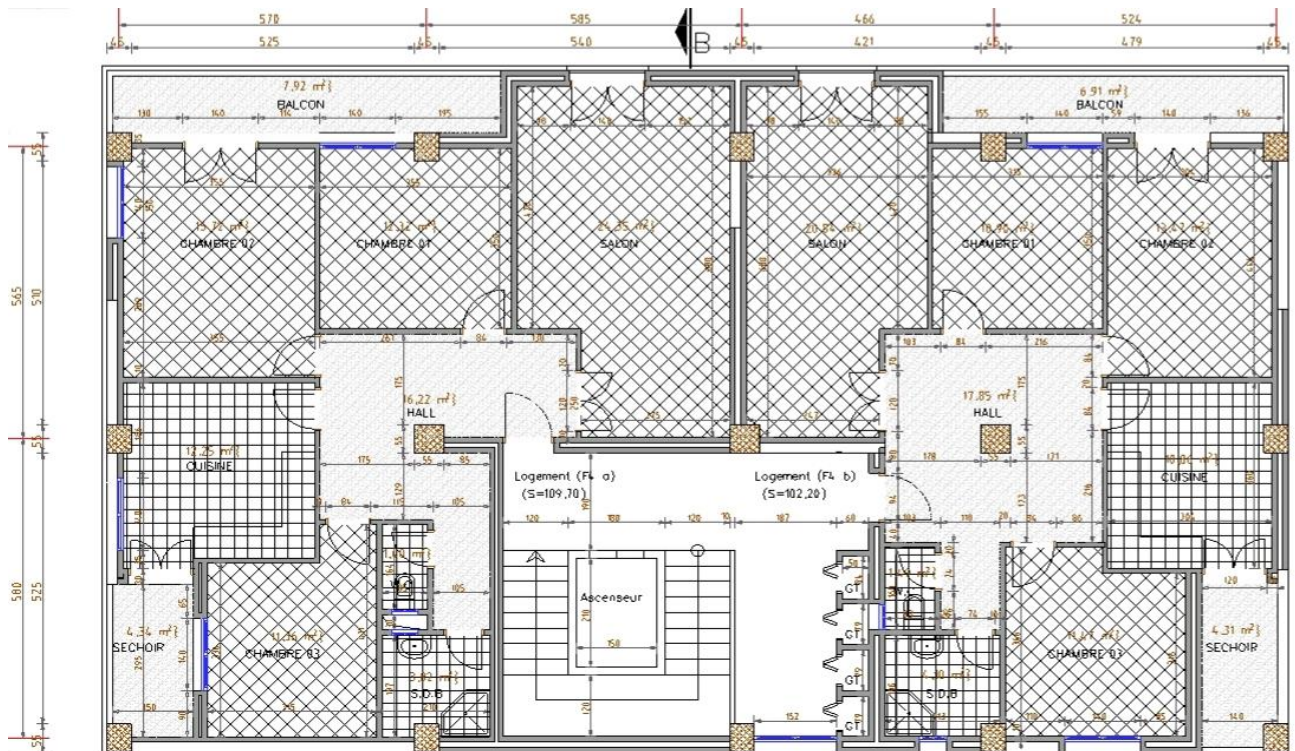


Figure I 2 : Plan d'étage courant.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Caractéristiques géométriques :

- La hauteur totale du bâtiment : 37,74m.
- La longueur de construction : 21,9m.
- La largeur de construction : 12m.
- La hauteur de rez-de-chaussée : 3,91m.
- La hauteur d'étage : 3,06m.
- la hauteur de sous-sol : 3,23m.

D'après le rapport géotechnique nous savons que le sol est meuble (S3) avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 3$ bars.

Poids volumique du sol : 19.9 KN/m³.

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 :

- Plancher à dalle pleine pour le sous-sol.
- Plancher à corps creux pour RDC et 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.

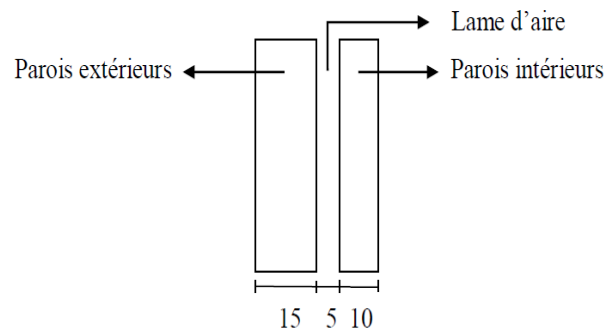


Figure I 3: Dessin représente les maçonneries.

❖ **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 :

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

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 :** $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 32164 \text{ MPa}.$$

- **Différée :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} = 10819 \text{ MPa}.$$

- **Coefficient de Poisson:**

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

$\nu = 0$ à ELU **CBA93 (Article A.2.1.3)**

$\nu = 0.2$ à ELS

- **Module déformation transversale béton :**

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

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

I.5.1.3 Modèle de calcul réglementaire :

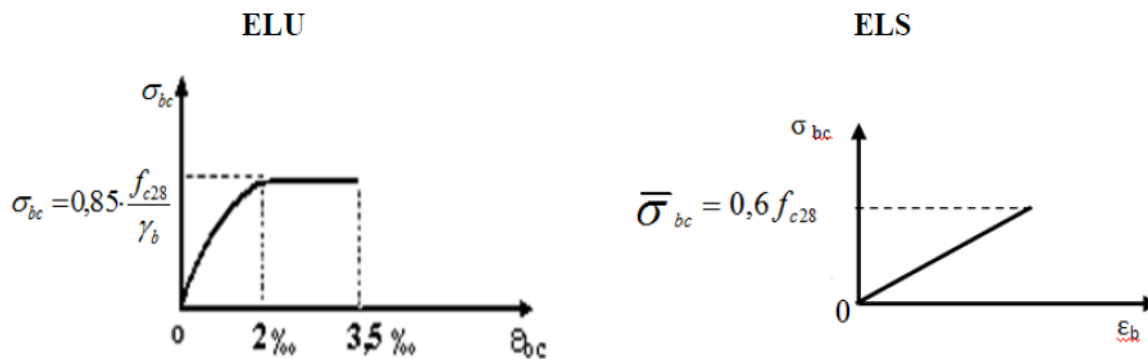


Figure I 4 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton.

I.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 → $E_s = 2.105 \text{ MPa}$.

a) La contrainte de calcul de m'acier :

➤ l'état limite ultime de résistance (E.L.U) :

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Coefficient de sécurité.

ζ_s : Allongement relatif de l'acier : $\zeta_s = \Delta_L/L$.

$$\sigma = f_e / \gamma_s$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \gamma_s = 1.15 \text{ MPa}$ en général

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \gamma_s = 1.00 \text{ MPa}$ cas accidentel

➤ l'état limite de service (E.L.S) :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_r = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_e}\right)$

- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_r = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_e}\right)$

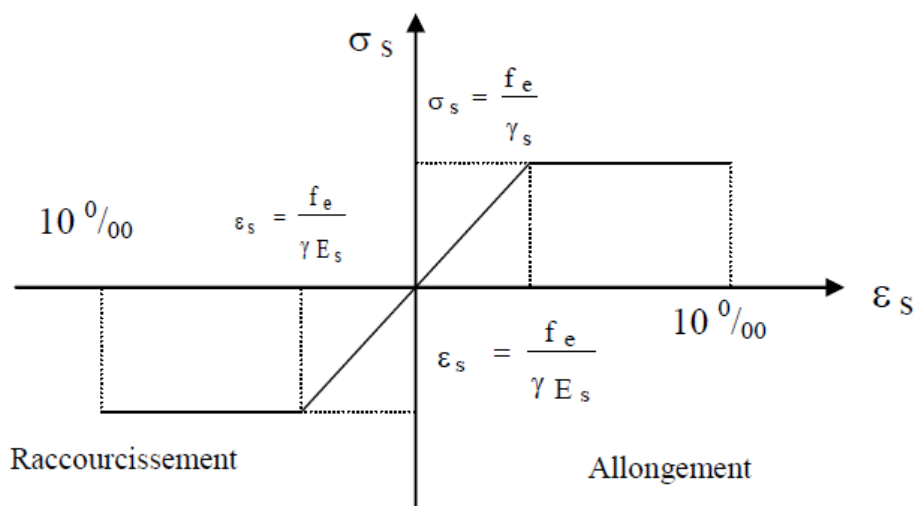
Avec :

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

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

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés TS	TLE520	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.

**Figure I 5 :** Diagramme contraintes –déformations d'acier.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

b) Module d'Elasticité longitudinale de l'Acier : (CBA93 / A2.2.1)

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2.10^5$ MPa

I.6 Matériaux de constructions utilisées :

(DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitations).

Tableau I 2: Matériaux de construction.

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m3]
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 KN/m ²
Ep = 15 cm	1.3 KN/m ²
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

Chapitre II : Pré dimensionnement

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
- Acrotère.

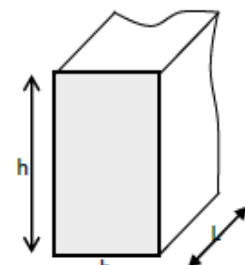
II.2 Pré dimensionnement des poutres :

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] :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right.$$



FigureII 1:Section transversale d'une poutre

❖ D'après [RPA99 version 2003/7.5.7] :

$$\left[\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

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

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

❖ PP : $L_{\max} = 585 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{585}{15} \leq h \leq \frac{585}{10}$$

$$\Rightarrow 39\text{cm} \leq h \leq 58,1\text{cm}$$

$$\text{Pour } h = 55\text{cm} \Rightarrow (0,4h \leq b \leq 0,8h) \Rightarrow (18\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm})$$

On prendra :

- $h = 55\text{cm}$
- $b = 30\text{cm}$

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

$$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,8 \leq 4$$

Donc ; la section de la poutre principale PP est de dimensions : (30 x 55) cm²

II.2.2 Poutre secondaires :

$$\text{PS : } L_{\max} = 580$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10}$$

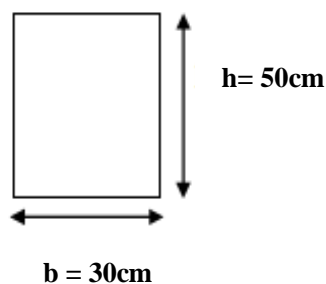
$$\Rightarrow 38,67\text{cm} \leq h \leq 58\text{cm}$$

$$\text{Pour } h = 50\text{cm} \Rightarrow (0,4h \leq b \leq 0,8h) \Rightarrow (16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm})$$

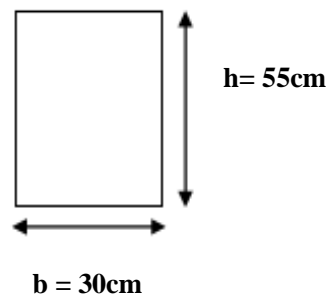
On prendra :

- $h = 50\text{cm}$
- $b = 30\text{cm}$

Donc ; la section de la poutre secondaire est de dimensions : (30 x 50) cm²



Poutre Secondaire.



Poutre Principale.

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 :

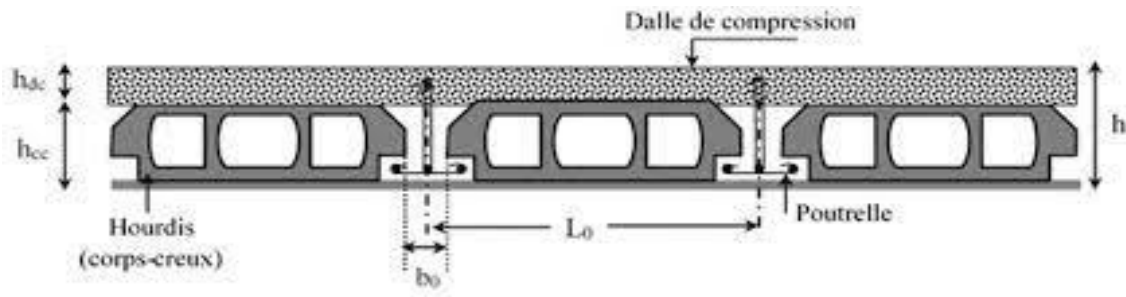


Figure II 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante : [BAEL91 / 7.6.8, 424]

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

Avec :

- 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 :

$$L_{\max} = (580-30) = 550\text{cm} \Rightarrow 22.2\text{cm} \leq h_t \leq 27.75 \Rightarrow \text{On prendra: } h_t = (20+4)\text{ cm} = 24\text{ cm.}$$

Avec :

- $h_0 = 4\text{ cm.}$ (Dalle de compression)
- $h_1 = 20\text{ cm.}$ (Corps creux)

II.3.2 -Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines en générale aux niveaux des planchers hauts Sous-sol, 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 :**

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

- ✓ La charge doit être uniformément répartie.

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

Avec $l_x \leq l_y$

- **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens: (dalle pleine sur 4 appuis)**
 - $0.4 \leq \rho \leq 1$
 - La charge est uniformément répartie
 - Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

(Quel que soit la valeur de ρ .)

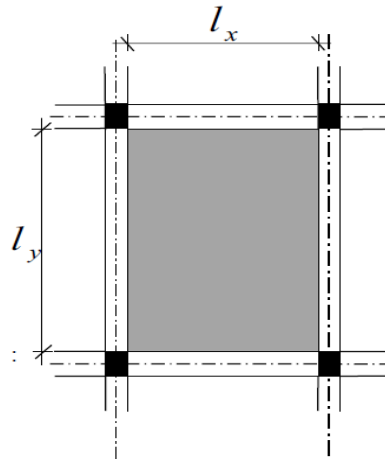


Figure II 3: Dimensions d'un panneau de dalle.

$$\Rightarrow h_{d1} = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 585$ cm, $L_y = 580$ cm. Ceci engendre 0.9

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{540}{550} = 0,99$$

- Donc on conclue que :
 - $0,4 < \rho = 0,9 < 1$

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

$$\Rightarrow h_{d1} = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x = \left(\frac{540}{50} \div \frac{540}{40} \right) = (10,8 \div 13,5) = 12cm$$

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

❖ **Condition d'isolation acoustique:**

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_{d2} \geq 350 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_{d2} = 14 \text{cm}$.
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_{d2} \geq 400 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_{d2} = 16 \text{cm}$.

❖ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- Pour une heure de coup de feu $\Rightarrow h_{d3} = 7\text{cm}$.
- Pour deux heures de coup de feu $\Rightarrow h_{d3} = 11\text{cm}$.
- Pour quatre heures de coup de feu $\Rightarrow h_{d3} = 17.5\text{cm}$.

Conclusion :

Donc pour satisfaire les différentes conditions ci-dessus, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : $h_d = \max (h_{d1} ; h_{d2} ; h_{d3}) = \max (12; 16; 11) \text{ cm} = 16\text{cm}$.

II.4 Descente de charges :

II.4.1 -Plancher terrasse accessible (Niveau+37,74):

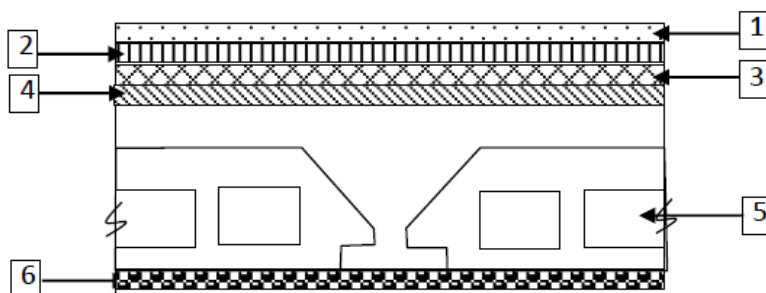


Figure II 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse accessible.

Charges permanentes :

N	Matériaux	Pds volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	C.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 (20+4)		0.20	3.2
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
				G₁=7.73 KN/m²

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Terrasse accessible $\Rightarrow Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.2 Plancher étage courant :

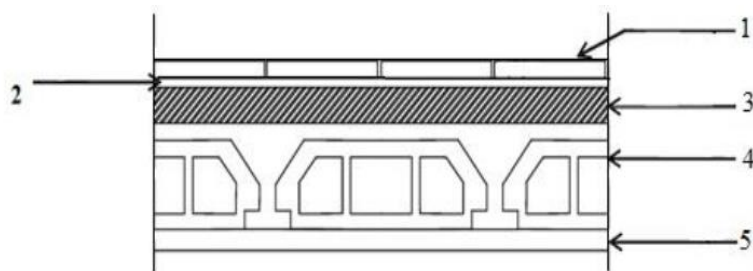


Figure II 5: Coupe transversale d'un plancher étage courant.

❖ 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
2	Corps creux + dalle de compression (20+4)		0.20	3.2
3	Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4	Cloisons légères			0.75
				G₂ =5.26 KN/m²

❖ Surcharges d'exploitation :

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

II.4.3 Dalle pleine du sous-sol :

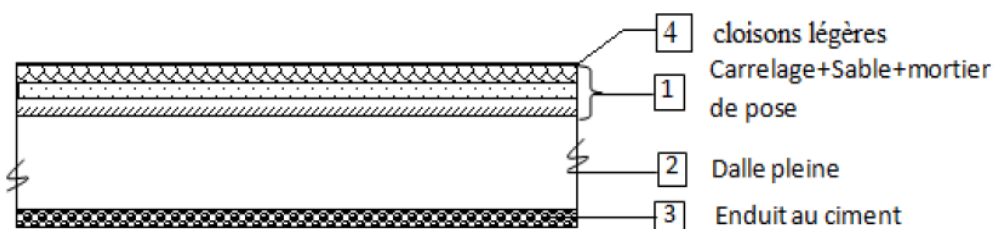


Figure II 6: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.

❖ 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
				G = 6.16 KN/m²

❖ Surcharges d'exploitation :

Locaux à usage commercial ⇒ $Q_3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II 1: récapitulatif des charges et leurs combinaisons.

Charges Etages	Destination S	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	E.L.U qu =1.35G+ 1. 5Q [KN/m ²]	E.L.S qser= G+Q [KN/m ²]	Bande (e) [m]	qu=qu ×e [daN/m L]	qs= qser×e [daN/mL]
Plancher terrasse	Accessible	7.73	1.5	12.59	9.23	0.6	7.61	5.53
1 ^{er} étage → 10 ^{ème} étage	Habitation	5.26	1.5	9.35	6.46	0.6	5.61	3.87
RDC	Commerce	6.16	2.5	12.07	8.66	1	12.07	8.66

II.5 Prédimensionnement 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 :

$$\text{Avec : } N_u = \alpha \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}$$

N_u : effort normal résistant ultime.

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

⇒ $B_r = (a-2)(b-2)$...pour une section rectangulaire (figure II.).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15.

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

A : Section d'armatures à mettre en place.

α : Coefficient qui dépend de l'élançement 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 $\lambda \leq 35$.

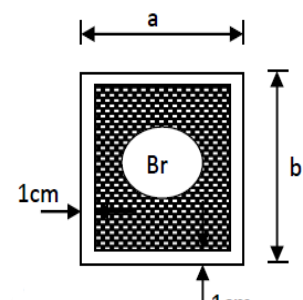


Figure II 7:Section réduite du poteau.

$$\lambda \leq 35 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.652$$

D'après le (CBA93/article A.8.4.1), les valeurs de α sont divisées 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

De (*) on a :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \times f_e}{B_r \cdot \gamma_s} \right)}$$

On peut prendre un pourcentage d'armateur égal à Br A = 1%

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,01 \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \Rightarrow \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \frac{400}{1,15} \right)}$$

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

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

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

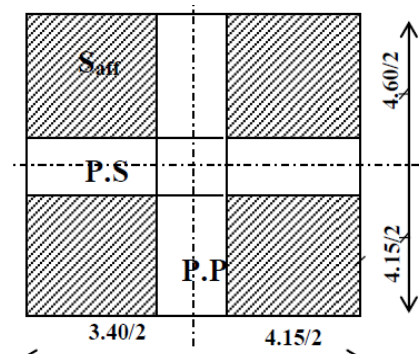
- G : la charge permanente cumulée
- Q : la charge d'exploitation déterminée

Par la loi de dégression

S_{aff} : Surface afférente du plancher

N_{pp} : Poids de la poutre principale = 1.35×ρ×b×h×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 II 8:** 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 afférent de la poutre secondaire. D'après le **CBA93/article A.8.1.1** l'effort normal résistant ultime (Nu) 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..... $Q_0 + (3+n-2n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

-Application de la loi de dégression :

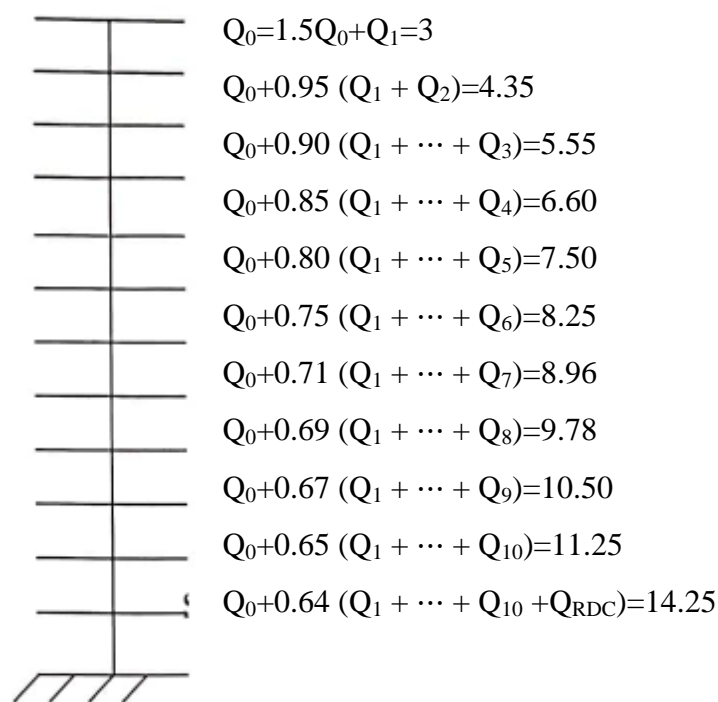


Figure II 9: Schéma de la loi de dégression.

Tableau II 2: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	7.73	1.5	7.73	1.5
10	5.26	1.5	12.99	3
9	5.26	1.5	18.25	4.35
8	5.26	1.5	23.51	5.55
7	5.26	1.5	28.77	6.60
6	5.26	1.5	34.03	7.50
5	5.26	1.5	39.29	8.25
4	5.26	1.5	44.55	8.96
3	5.26	1.5	49.81	9.78
2	5.26	1.5	55.04	10.50
1	5.26	1.5	60.3	11.25
RDC	6.16	2.5	66.46	12.75

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

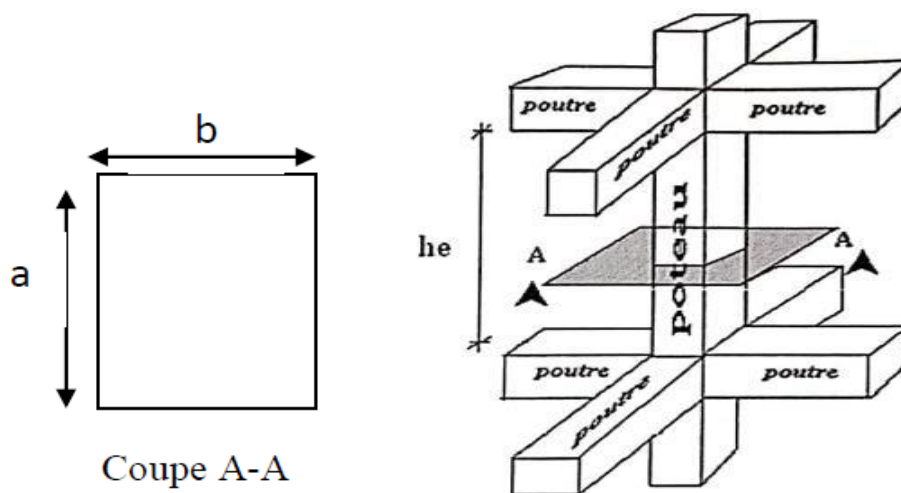


Figure II 10 : Schéma représentatif d'un étage courant.

Pour une section rectangulaire :

*Min (a, b) ≥ 25cm.....zone IIa

* Min (a, b) ≥ h_c/20

* (1/4) < (a/b) < 4

Avec :

h_e : 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)

Application détaillé : (poteau du sous-sol)

$$S_{aff} = \left(\frac{5,70}{2} + \frac{5,85}{2} \right) \times \left(\frac{5,20}{2} + \frac{5,65}{2} \right)$$

$$S_{aff} = 33.06 \text{ m}^2$$

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

$$1.35(66.4) + 1.5(12.75) = 108.69 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{PP} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.55 \times 12 = 66.82 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{affpp} = \left(\frac{5,70}{2} + \frac{5,85}{2} \right) = 5,775 \text{ m}$$

$$N_{Ps} = 1.35 \times \rho \times b \times h \times n = 1.35 \times 25 \times 0.30 \times 0.50 \times 12 = 60.7 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{affps} = \left(\frac{5,20}{2} + \frac{5,65}{2} \right) = 5,725 \text{ m}$$

$$N = N_{\text{plancher}} \times S_{aff} + N_{PP} \times L_{affpp} + N_{Ps} \times L_{affps} = 4328.970 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.15N = 4978.315 \text{ KN.}$$

On a :

$$B_r \geq 0.6N_u \rightarrow B_r = 2986.989 \text{ kN}$$

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

$$\text{On pose: } a = b \rightarrow B_r = (a-2)^2 \leq 2889.199 \rightarrow a \geq 55 \text{ m}$$

Donc on adopte une section de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.

Vérification de condition du RPA :

- Min (a, b) = 55 cm > 25cm.....Condition vérifié.
- Min (a, b) = 55cm > $h_e/20 = 391/20 = 19.55$ mCondition vérifié.
- $0.25 < b/a = 1 < 4$ Condition vérifié..... Condition vérifié.

Vérification au flambement :

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

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2$$

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

$$\checkmark \quad i = \frac{ab}{12} = \frac{54}{12} = 70,8588.10^4 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad B = 54 \times 54 = 2916 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow I = 15.59$$

$$\lambda = \frac{214,2}{15,59} = 13,73 \leq 35 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Tableau II 3: Tableau récapitulatif de section des poteaux.

Etage	Nombre	plancher			
		G cum (kN/m ²)	Q cum (kN/m ²)	N _{pl} (kN/m ²)	S _{aff} (m ²)
10	1	7.73	1.5	12,68	32,71
9	2	5.26	1.5	22,03	32,71
8	3	5.26	1.5	31,16	32,71
7	4	5.26	1.5	40,06	32,71
6	5	5.26	1.5	48,74	32,71
5	6	5.26	1.5	57,19	32,71
4	7	5.26	1.5	65,41	32,71
3	8	5.26	1.5	73,64	32,71
2	9	5.26	1.5	81,86	32,71
1	10	5.26	1.5	90,09	32,71
RDC	11	5.26	1.5	98,32	32,71
S sol	12	6.16	5	108,88	32,71

Tableau II 4: Tableau récapitulatif de section des poteaux.

Etage	Nombre	Poutre principale			
		b (m)	h (m)	N _{pp} (kN/m _l)	L _{aff} (m)
10	1	0.30	0.55	5.46	5.77
9	2	0.30	0.55	10.93	5.77
8	3	0.30	0.55	16.40	5.77
7	4	0.30	0.55	21.87	5.77
6	5	0.30	0.55	27.33	5.77
5	6	0.30	0.55	32.80	5.77
4	7	0.30	0.55	38.27	5.77
3	8	0.30	0.55	43.74	5.77
2	9	0.30	0.55	49.20	5.77
1	10	0.30	0.55	54.67	5.77
RDC	11	0.30	0.55	60.14	5.77
S sol	12	0.30	0.55	65.61	5.77

Tableau II 5 : Tableau récapitulatif de section des poteaux

Etage	Nombre	Poutre secondaire			
		b	h	N _{ps}	L _{aff}
10	1	0.30	0.50	5.06	5.67
9	2	0.30	0.50	10.13	5.67
8	3	0.30	0.50	15.19	5.67
7	4	0.30	0.50	20.25	5.67
6	5	0.30	0.50	25.31	5.67
5	6	0.30	0.50	30.38	5.67
4	7	0.30	0.50	35.44	5.67
3	8	0.30	0.50	40.50	5.67
2	9	0.30	0.50	45.56	5.67
1	10	0.30	0.50	50.62	5.67
RDC	11	0.30	0.50	55.68	5.67
S sol	12	0.30	0.50	60.75	5.67

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

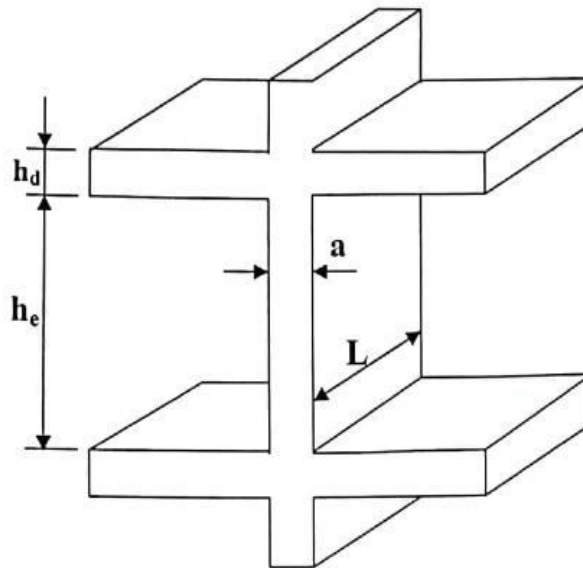


Figure II 11: voile en élévation.

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] : a_{\min}

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

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

h : Hauteur d'étage.

h_d : Hauteur de la dalle.

Pour notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} h_{\max} = 391 \text{ cm} \\ h_d = 24 \text{ cm} \end{array} \right\} h_e = 306 \text{ cm}$$

II.6.2 Voile 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 6: Epaisseur des voiles.

Type de voile	he (cm)	he/20 (cm)	He/25 (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
Voile de Contreventement	306	15,3	-	20
Voile périphérique du sous-sol	323	-	12,92	15

II.7 Prédimensionnement de L'acrotère :

Pour notre projet la terrasse accessible donc on aura les dimensions d'acrotère suivant :

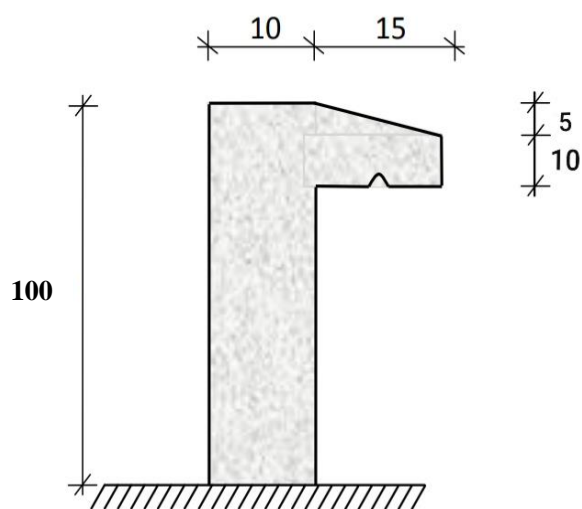


Figure II 12: Dimension de l'acrotère.

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique.

III.2 Plancher à corps creux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

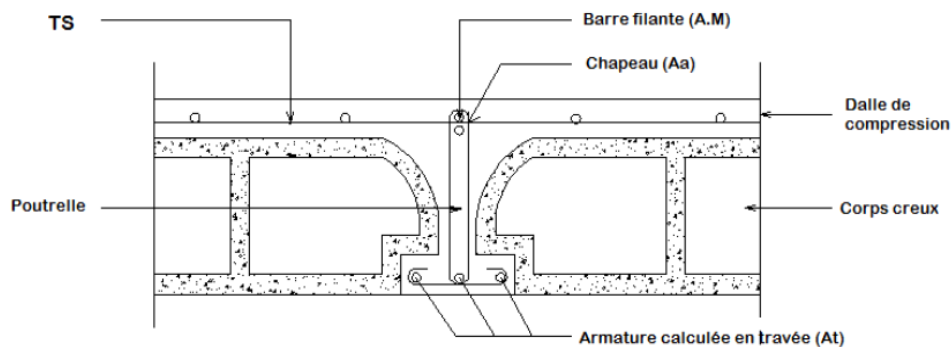


Figure III 1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

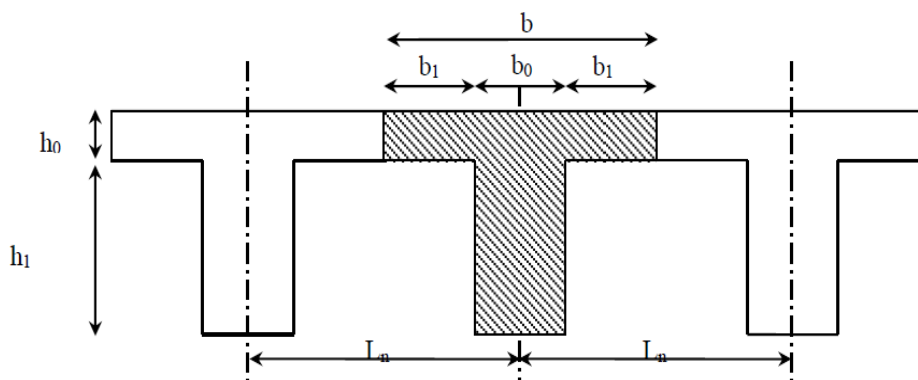


Figure III 2: dimensions des poutrelles.

III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

$$\begin{cases} h_t = 24 \\ h_1 = 20 \\ h_0 = 4 \end{cases}$$

D'après le [CBA 93/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_n - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

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 ($L=5.50\text{ m}$).

h_0 : Épaisseur de la dalle.

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

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 58\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

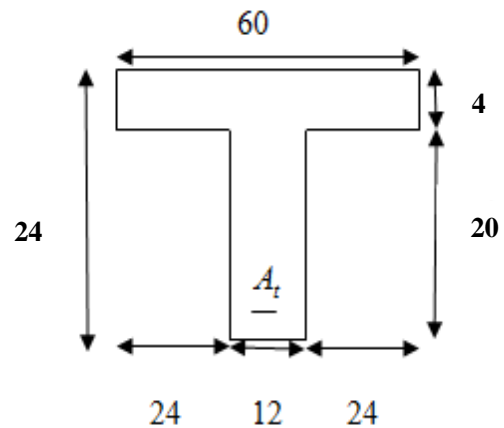


Figure III 3: section de calcul.

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 :

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

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

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/ml]

$A_{//}$: Armatures parallèles aux nervures en [cm²/ml].

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

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

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $5\phi 6/\text{ml}$ $A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$

Armatures parallèle aux nervures :

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

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) mm^2 .**

III.2.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T \acute{e} en b \acute{e} ton arme servant \grave{a} transmettre les charges reparties ou concentr \acute{e} es aux poutres principales, elles sont calcul \acute{e} es \grave{a} la flexion simple.

M \acute{e} thode de calcul des sollicitations :

Condition compl \acute{e} mentaires : [CBA93/B.6.2,20].

- M \acute{e} thode forfaitaire pour les planchers \grave{a} charge d'exploitation mod \acute{e} r \acute{e} e ; [CBA93/B.6.2,21].
- M \acute{e} thode de Caquot pour les planchers \grave{a} charge d'exploitation relativement \acute{e} lev \acute{e} e [CBA93/B.6.2,22].

❖ M \acute{e} thode forfaitaire :

Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont v \acute{e} rifi \acute{e} es :

- 1- Plancher \grave{a} surcharge mod \acute{e} r \acute{e} e : $Q(\text{KN}/\text{m}) \leq \max(2G; 5\text{KN}/\text{m}^2)$.
- 2- Les port \acute{e} es successives de trav \acute{e} e sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- 3- Le moment d'inertie constant sur toutes les trav \acute{e} es.
- 4- Fissuration est consid \acute{e} r \acute{e} e comme non pr \acute{e} judiciable.

Principe de la m \acute{e} thode :

Soit :

M_0 : Moment max de la trav \acute{e} e ind \acute{e} pendante.

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la trav \acute{e} e consid \acute{e} r \acute{e} e ;

M_t : le moment maximum en trav \acute{e} e.

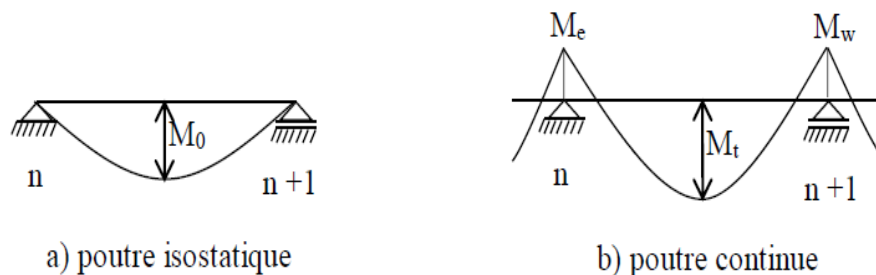


Figure III 4: definition des moments.

♣ Moments en travées :

$$M_{t+} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \}$$

$$M_{t+} + \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).}$$

$$M_{t+} + \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive).}$$

♣ Moments sur appuis de rive : M_{ar}

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

$M_{ar} = -0,2 M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement

$M_{ar} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement

♣ Moment sur appuis intermédiaires : M_{ai}

$M_{ai} = -0,6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées

$M_{ai} = -0,5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

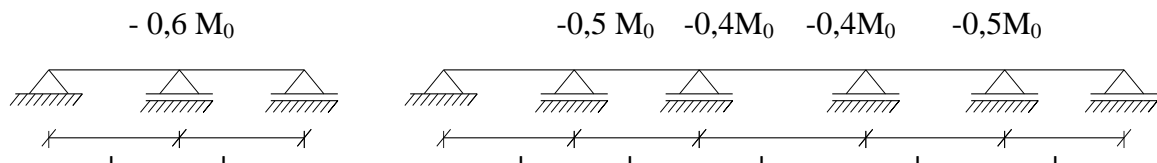


Figure III 5: moments sur appuis intermediaire

II.7.1.1 Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

a) **Terrasse :**

$$G = 7,73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Q et G sont évalués pour une largeur de 0,6 m

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,6 = (1,35 \times 7,73 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 7,61 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = (G + Q) \times 0,6 = (7,73 + 1,5) \times 0,6 = 5,53 \text{ KN/ml}$$

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

$$G = 5,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.26 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.6 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

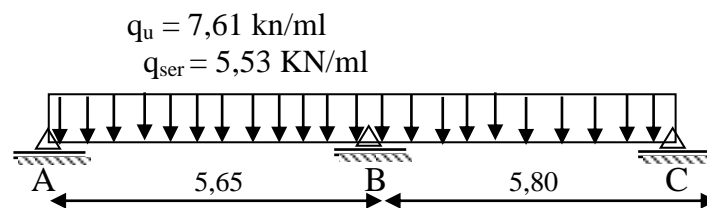
$$q_s = (G + Q) \times 0.6 = (5.26 + 1.5) \times 0.6 = 4.05 \text{ KN/ml}$$

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

III.2.3.1 Différents types de poutrelles :

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

Type 1 : (méthode forfaitaire)



Type 2 : (flexion-simple)

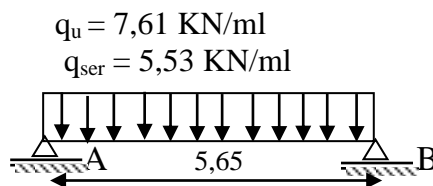


Figure III 6 : Schémas statiques des poutrelles.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 7.73 ; 5) = 15.46 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

- Section constante \rightarrow le moment d'inertie est constant \rightarrow condition vérifiée.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- $0,8 \leq \frac{5,80}{6,65} = 0,87 \leq 1,25 \rightarrow$ condition vérifiée.

- 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 :

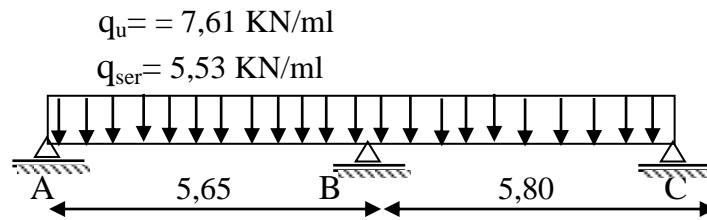


Figure III 7: poutrelle type 1.

b. Moments fléchissant en appuis :

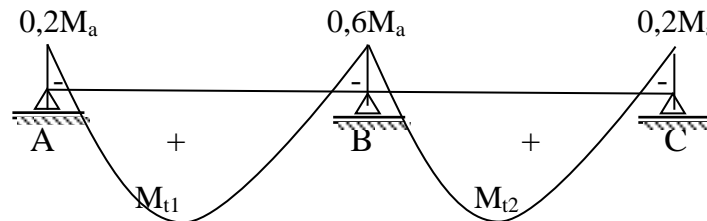


Figure III 8: diagramme des moments fléchissant.

$$M_A = M_C = - 0.2 M_0$$

$$M_B = - 0.6 M_0$$

$$M_C = - 0.2 M_0$$

♣ Calcul de M_0 : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Etat limite ultime de résistance :

$$M^u_{0AB} = 23.55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^u_{0BC} = 22.35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Etat limite de service :

$$M^s_{0AB} = 23.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^s_{0BC} = 22.06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c. Moment en travée :

Les deux travées sont des travées de rive

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{7,73+1,5} = 0,16 \in \left[0; \frac{2}{3} \right]$$

♣ Travée de rive AB :

$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad M_{t1} \geq 0,65 M_0$$

$$M_{t1} \geq 0,62 M_0$$

♣ Travée de rive BC :

$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \}$$

$$M_{rl} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad M_{rl} \geq 0,63M_0$$

$$M_{rl} \geq 0,52M_0$$

d. Moment en appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_A = -0.2 \times q_u M_{01} = -0.2 \times 23.55 = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times q_u M_{01} = -0.2 \times 23.55 = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times q_u M_{02} = -0.6 \times 22.35 = -14.13 \text{ KN.m}$$

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

$$M_A = -0.2 \times q_{ser} M_{01} = -0.2 \times 23.25 = -4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times q_{ser} M_{01} = -0.2 \times 22.06 = -4.412 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times q_{ser} M_{02} = -0.6 \times 23.25 = -13.95 \text{ KN.m}$$

Tableau III 1: tableau recapitulatif de differents moments en appuis

appuis \ états	Moment	
	ELU	ELS
M_A	-4.71	-4.64
M_B	-14.13	-13.95
M_C	-4.47	-4.41

e. Moment en travée :

Tableau III 2: tableau recapitulatif des differents moments en travee.

travées		AB	BC
états \ M(KN.m)	ELU	15.307	15.11
	ELS	11.069	13.989

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$$T = \pm q_u \times l / 2 + M_g + M_d / 2$$

$$V(w) = q_u \times l / 2 + M_g + M_d / 2$$

$$V(e) = -q_u \times l / 2 + M_g + M_d / 2$$

Travée AB :

➤ **ELU :**

$$V(w) = 7.61 \times 5.8 / 2 + ((-14.13 - 4.71) / 2) = 12.649 \text{ KN}$$

$$V(e) = -7.61 \times 5.8 / 2 + (-14.13 - 4.71) / 2 = -31.489 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$V(W) = 5.53 \times 5.8 / 2 + ((-13.95 - 4.64) / 2) = 6.742 \text{ KN}$$

$$V(e) = -5.53 \times 5.8 / 2 + ((-4.95 - 13.95) / 2) = -25.332 \text{ KN}$$

Travée BC:

➤ ELU :

$$V(w) = 7.61 \times 5.65 / 2 + ((-4.71 - 14.13) / 2) = 12.198 \text{ KN}$$

$$V(e) = -(7.61 \times 5.65) / 2 + ((-4.71 - 14.13) / 2) = -30.768 \text{ KN}$$

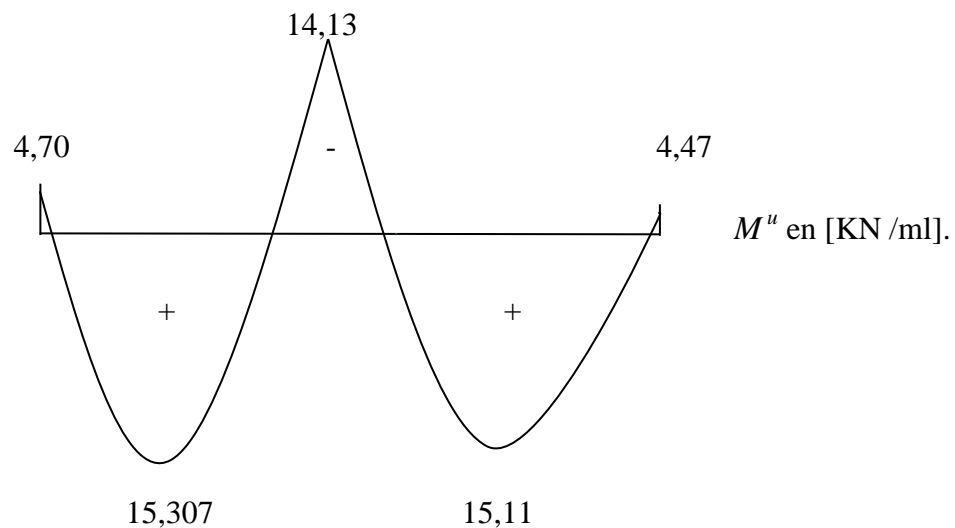
➤ ELS :

$$V(W) = 5.53 \times 5.65 / 2 + ((-13.95 - 4.64) / 2) = 6.742 \text{ KN}$$

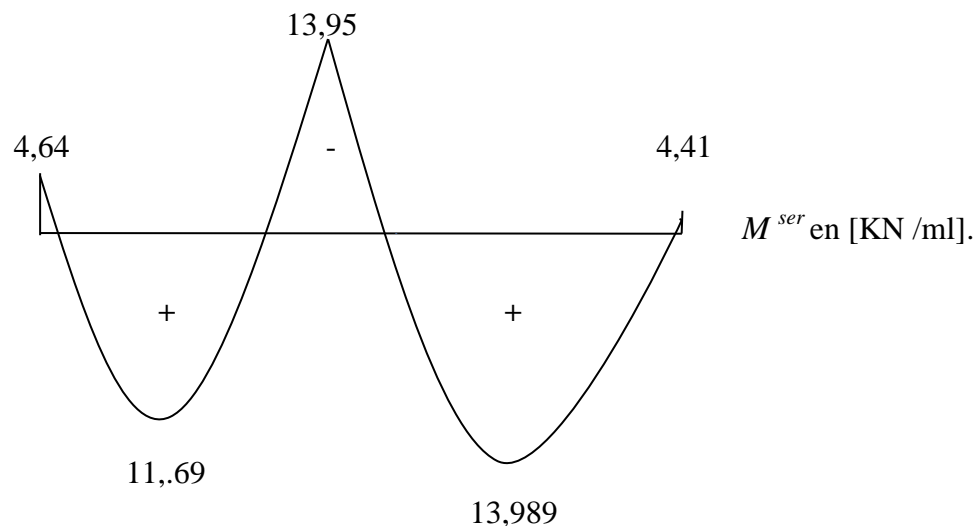
$$V(e) = -5.53 \times 5.65 / 2 + ((-4.95 - 13.95) / 2) = -24.8 \text{ KN}$$

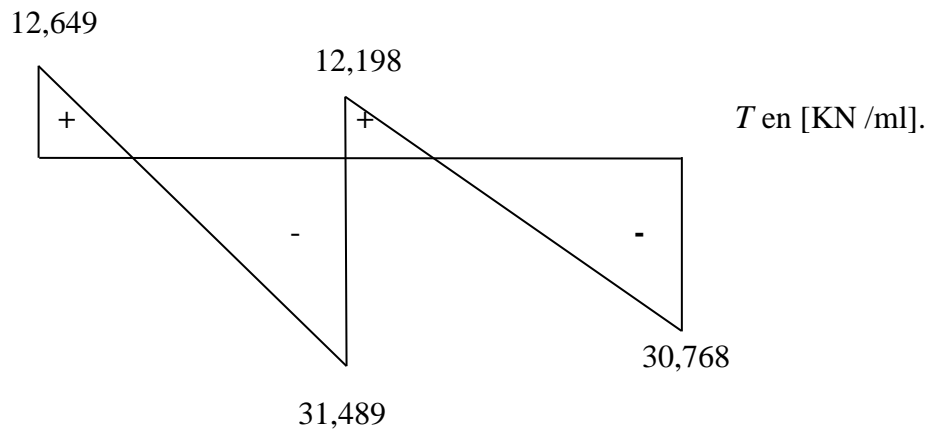
f. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

E.L.U :



E.L.S :



Effort tranchant :**Figure III 9:** diagrammes des moments flechissant et efforts tranchants.**Méthode flexion simple :**

- Le moment max en appuis : $M_a = -0.2 \times q \times \frac{L^2}{8}$
- Le moment max en travée : $M_t = 0.8 \times q \times \frac{L^2}{8}$
- Effort tranchant : $T(x) = \frac{q_x}{2}$

❖ **étage terrasse :**

- **ELU :** $q_u = 7.61 \text{ KN/ml}$.

Le moment max en appuis : $M_a = -0.2 \times 7.61 \times \frac{5.65^2}{8} = -6.073 \text{ KN.m}^2/\text{ml}$

Le moment max en travée : $M_t = 0.8 \times 7.61 \times \frac{5.65^2}{8} = 24.293 \text{ KN.m}^2/\text{ml}$

Effort tranchant : $T(x) = \frac{7.61 \times 5.65}{2} = 21.49 \text{ KN.m/ml}$

- **ELS :** $q_{ser} = 5.53 \text{ KN/ml}$

Le moment max en appuis : $M_a = -0.2 \times 5.53 \times \frac{5.65^2}{8} = -4.413 \text{ KN.m}^2/\text{ml}$

Le moment max en travée : $M_t = 0.8 \times 5.53 \times \frac{5.65^2}{8} = 17.653 \text{ KN.m}^2/\text{ml}$

Effort tranchant : $T(x) = \frac{5.53 \times 5.65}{2} = 15.622 \text{ KN.m/ml}$

Tableau III 3: recapitulatif des sollicitations des planchers etage terrasse.

c	Méthode de calcul	ELU		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	15.307	-14.13	15.117	-13.95	31.489
2	Flexion simple	24.293	-6.073	17.653	-4.413	21.49
Moment maximums		24.293	14.13	17.653	13.95	31.489

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

$$\begin{cases} G = 5,26 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.26 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.61 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$q = (G + Q) \times 0.6 = (5.26 + 1.5) \times 0.6 = 4.73 \text{ KN/ml}$$

Tableau III 4: tableau recapitulatif des sollicitations des planchers etages courants.

c	Méthode de calcul	ELU		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	15.686	-14.19	11.338	-10.218	25.723
2	Flexion simple	17.907	-4.477	12.927	-3.23	15.848
Moment maximums		17.907	-14.19	12.927	-10.218	25.723

III.2.3.2 Calcul de ferrailage :

➤ Etage terrasse :

1) Armatures longitudinales :

a. En travée :

Etat ultime de résistance(E.L.U) :

$$M_t = 24,293 \text{ KN/m.}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$d = h - h_0 / 2 = 24 - 24 / 2 = 21,6$$

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

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) = 66,796 \text{ KN.m}$$

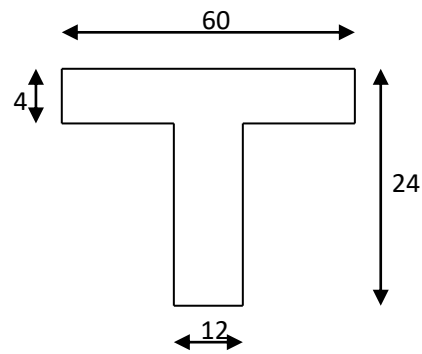


Figure III 10: section de calcul en travée.

Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension

$$(b \times h) = (60 \times 24) \text{ [cm}^2\text{]}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24293}{14,2 \times 60 \times (21,6)^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24,293}{348 \times 0,973 \times 21,6} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3,33 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3\text{T}12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_t^s = 17,653 \text{ N.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60,4^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (21,6 - 4) = -414,96 < 0$$

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

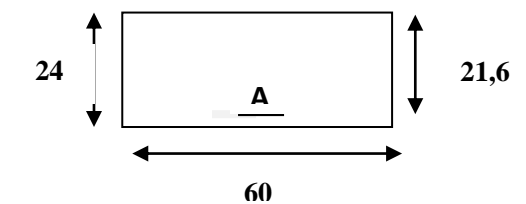


Figure III 11: section de calcul.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39}{12} = 20,23m$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \times A \times d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 3,39 \times 21,6}{12} = 247,06cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20,23 + \sqrt{(-20,23)^2 + 247,06} = 5,38cm$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 5,38^3 - (60 - 12)(5,38 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,39 \cdot (21,6 - 5,38)^2$$

$$I = 16450,41 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{17653}{16450,41} = 1,07$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,07 \times 5,38 = 5,75MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

➤ **En appuis :**

$$M_a^u = 14,130KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) = (12 × 24) [cm²].

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14130}{14,2 \times 12 \times (21,6)^2} = 0,177$$

$\mu < \mu_1 \implies$ pivot B : A' n'existe pas

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,90$$

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

Determination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14130}{348 \times 0,919 \times 21,6} = 2,08cm^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a''; A_{\min}) = 2,08 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$2\text{T12} \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_a^{ser} = -13,950 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a''}{M_a^{ser}} = \frac{14,130}{13,950} = 1,01$$

$$\frac{1,01-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,255 > \alpha = 0,245$$

Conclusion :

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

III.2.3.3 Calcul des armatures transversal:

$$T_u^{\max} = 31,489 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 21,6 = 19,44 \text{ cm}$$

$$T_u = 1738,8 \text{ N} \leq 0,267 \times 19,44 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 155714,4 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

Nous avons :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(31489 - \frac{14130}{0,9 \cdot 21,6} \right) \times 10^{-2} = 0,88 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31489}{12 \times 21,6 \times 100} = 1,214 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

d) **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,68 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = \phi_t^2 = 0,28 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,28 \times 0,8 \times 235}{12 \times (1,21 - 0,3 \times 1,8)} = 18,706 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9; 40 \text{ cm}) = 13,05 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,28 \times 235}{0,4 \times 12} = 13,70 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 13,05 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 12 \text{ cm}$

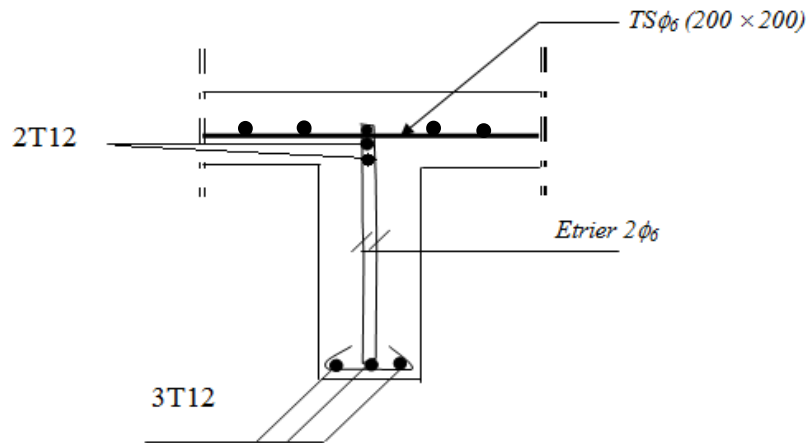


Figure III 12 : coupe transversale au niveau de la poutelle

III.2.4 Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{24}{565} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{\max}}$$

Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 7,73 \times 0,6 = 4,638 \text{ kN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 7,73 \times 0,6 = 4,638 \text{ kN/m. (Car l'exemple de calcul est le plancher terrasse)}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = (7,73+1) \times 0,6 = 5,238 \text{ kN/m.}$$

Modules de déformation longitudinaux :

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

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g, g').

- Coordonnées du centre de gravité :

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

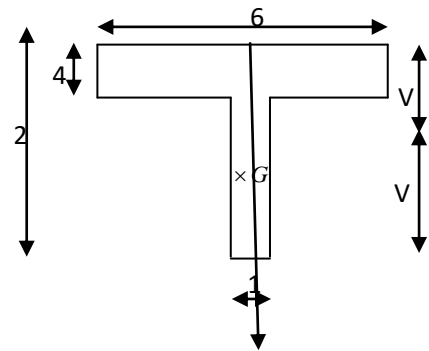


Figure III 13: centre du gravite du plancher.

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 20 \times 14 + 23 \times 3,39 \times 21,6}{4 \times 60 + 12 \times 20 + 23 \times 3,39} = 9,90 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9,90 = 14,1 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60 \times 9,90^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (9,90 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 14,1^3}{3} + 23 \times 3,39 \times (21,6 - 9,90)^2$$

$$I_0 = 27731,63 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 1,307 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,846$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{14805,6}{3,39 \times 0,846 \times 21,6} = 239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{16721}{3,39 \times 0,845 \times 21,6} = 269,92 \text{ MPa}$$

Calcul du $\mu_j ; \mu_g ; \mu_p$:

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 239 + 2,1} = 0,99$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 269,92 + 2,1} = 0,99$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01307} = 3,09$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01307} = 1,23$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 27731,63}{1 + 1,23 \times 0,99} = 13755,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 27731,63}{1 + 3,09 \times 0,99} = 7515,16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 27731,63}{1 + 3,09 \times 0,99} = 7515,16 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_v \times I_{fg}^v} = \frac{14805,6 \times 565^2}{10 \times 10818,87 \times 13755,14} = 3,04 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{fg}^i} = \frac{14805,6 \times 565^2}{10 \times 32164,20 \times 7515,16} = 1,98 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times L^2}{10 E_i \times I_{fp}^i} = \frac{16721 \times 565^2}{10 \times 32164,20 \times 7515,16} = 2,02 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (3,04 - 1,98) + (2,02 - 1,98) = 1,10 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t_{\max}} = \frac{565}{500} = 1,13 \text{ cm}$$

$\Delta f_{t_{\max}} > \Delta f$ Donc la flèche est vérifiée.

III.3 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 encastées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1 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.

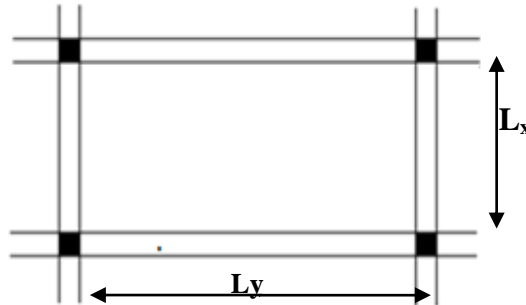


Figure III 14: dimensions d'un panneau de dalle

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [BAEL91]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} ; h_d = 16 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi = 10 \text{ mm}$

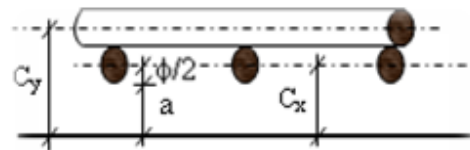


Figure III 15: enrobage.

• Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right.$$

$$a = 1 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm} ; \quad d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

III.3.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

$$G = 6,16 \text{ kN/m}^2, \quad Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 ;$$

a. Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E .L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 6,16 + 1,5 \times 2,5 = 12,066 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6,16 + 2,5 = 8,66 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 12,066 \text{ KN/m}_L$$

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 8,66 \text{ KN/m}_L$$

b. Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\left. \begin{aligned} M_x^u &= \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 \\ M_y^u &= \mu_y^u \times M_x^u \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x \\ \text{Suivant la direction } L_y \end{array}$$

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

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

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• **Coefficient de poisson :**

$\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré)

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

• **Mode d'encastrement :**

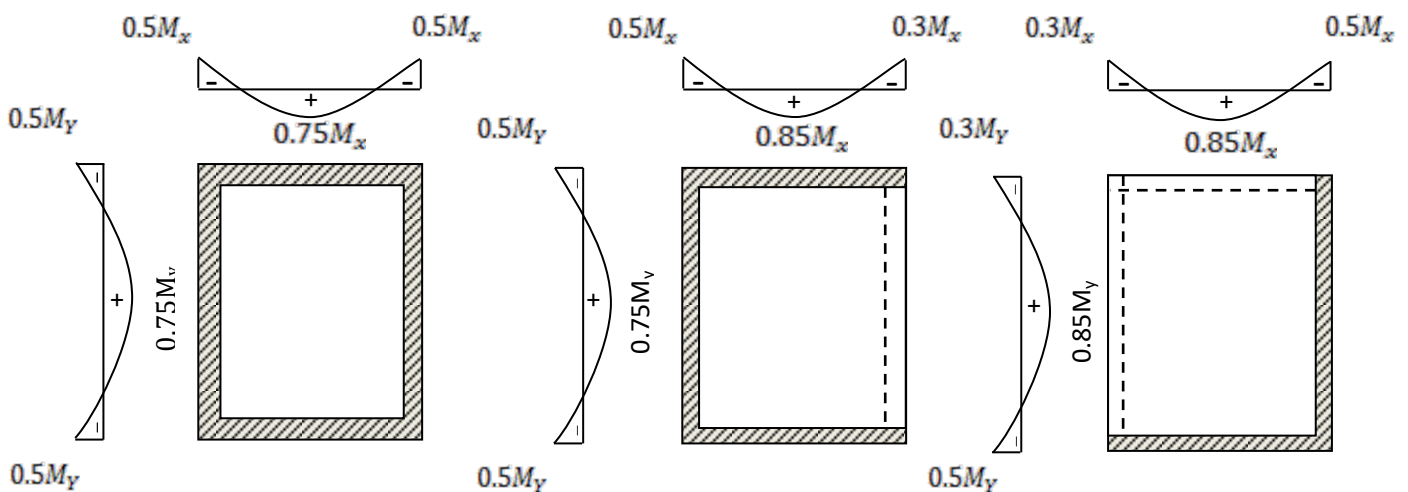
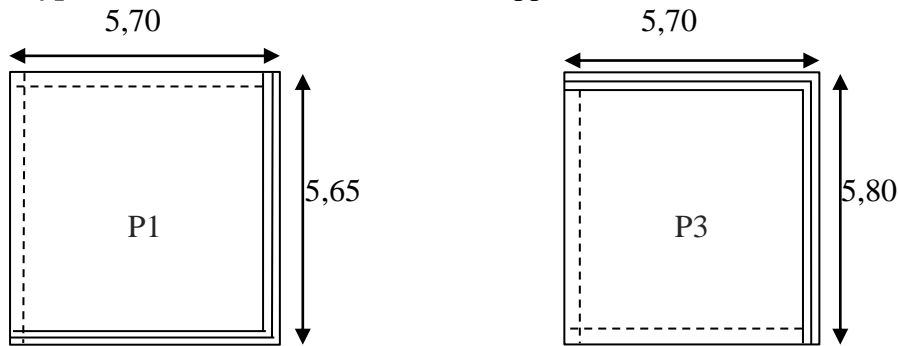
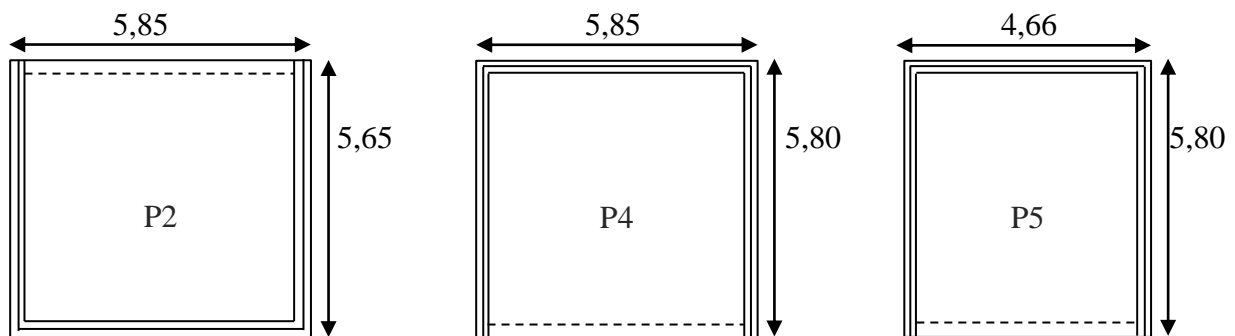


Figure III 16: schema representatif des differents types de panneaux.

Type 1 : Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel



Type 2 : Panneaux de rives dont deux appuis assurent un encastrement partiel



Exemple de calcul détaillé (panneau P4) :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,99 \end{array} \right.$$

⇒ Le panneau porte suivant deux sens.

Charge uniformément répartie

E.L.U.R :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0377 \\ \rho = 0,99 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0,978 \end{array} \right.$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \quad \Rightarrow \text{ELUR [CBA93/A.2.1.3]} \\ 0,2 \quad \Rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 15,56 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 15,21 \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,045 \\ \rho = 0,99 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0,985 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times l_x^2 = 13,36 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s = 13,16 \end{array} \right.$$

Tableau III 5: tableau recapitulatif des sollicitations.

Etats Appui/Travée	Moments (KN.m)		
	Sens	ELUR	ELS
Appui	x	-0,5.M _x = -7,780	-0,5.M _x = -6,680
		-0,3.M _x = -4,668	-0,3.M _x = -4,008
	y	-0,5.M _y = -7,605	-0,5.M _y = -6,580
		-0,5.M _y = -7,605	-0,5.M _y = -6,580
Travée	x	0,85.M _x = 15,226	0,85.M _x = 11,356
	y	0,75.M _y = 11,407	0,75.M _y = 9,87

Tableau III 6 : tableau recapitulatif.

Pann eaux	Sens	L (m)	ρ	ELU					ELS				
				q KN/m l	μ	M (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a (KN. m)	q KN/ m l	μ	M (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a (KN. m)
P1	X	5,65	0.99	12.066	0.0377	14.779	12.562	-7.389	8.66	0.0451	12.689	10.785	-6.344
								-4.433					-3.806
	Y	5.7		12.066	0.978	14.453	12.285	-7.226	8.66	0.985	12.498	10.623	-6.249
								-4.335					-3.749
P2	X	5,65	0,97	12.066	0.039	16.145	11.346	-4.843	8.66	0.046	12.716	10.808	-3.814
								-8.072					-6.358
	Y	5,85		12.066	0.937	15.128	13.723	-7.564	8.66	0.954	12.131	9.098	-6.065
								-7.564					-6.065

P3	X	5,7	0,98	12.066	0.038	14.896	12.661	-4.469	8.66	0.045	12.661	10.761	-3.798	
								-7.448					-6.330	
	Y	5,8			12.066	0.958	14.270	12.129	-4.469	8.66	0.970	12.281	10.438	-3.684
									-7.135					-6.140
P4	X	5,8	0,99	12.066	0.0377	15.56	15.226	-7.78	8.66	0.0451	13.36	11.356	-6.68	
								-4.668					-4.008	
	Y	5,85			12.066	0.978	15.21	11.407	-7.605	8.66	0.985	13.16	9.87	-6.58
									-7.605					-6.58
P5	X	4,66	0,8	12.066	0.056	14.67	12.47	-4.401	8.66	0.063	11.84	8.88	-5.92	
								-7.335					-5.92	
	Y	5,8			12.066	0.595	8.560	6.42	-4.280	8.66	0.710	8.411	6.308	-4.205
									-4.280					-4.205

Les sollicitations maximales :

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

Tableau III 7 : tableau des moments flechissant maximums.

		ELU		ELS	
Sens	Moments	M _t max	M _a max	M _t max	M _a max
		[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]
x	x	15,226	8,072	11,356	6,684
	y	13,723	7,605	10,623	6,580

III.3.2.1 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du RDC (plancher bas).

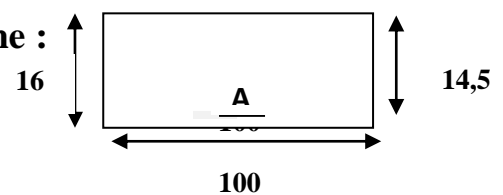


Figure III 17 : section de calcul.

Sens X-X :

En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 15,226 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{15226}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,065 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{15226}{348 \times 0,974 \times 14,5} = 3,09 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,09 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_1 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/m_1$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 11,356 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{15226}{11,356} = 1,34$$

$$\frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > \alpha = 0,065$$

Conclusion :

- $\overline{\sigma}_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U Maintenues

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :**➤ E.L.U :**

$$M_{ax}^u = 8,072\text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{8072}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,027$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8072}{348 \times 0,986 \times 14,5} = 1,62\text{cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,62\text{cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_l \longrightarrow A = 2,01\text{cm}^2/m_l.$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 6,684\text{KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{8,072}{6,684} = 1,21$$

$$\frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355 > \alpha = 0,034$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15 \overline{\text{MPa}} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Sens Y-Y :

En travées :

➤ **E.L.U:**

$$M_{ty}^u = 13,723 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{13723}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{13723}{348 \times 0,98 \times 13,5} = 3,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T10}/m_1 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / m_1.$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ty}^{ser} = 10,623 \text{ KN.m.}$$

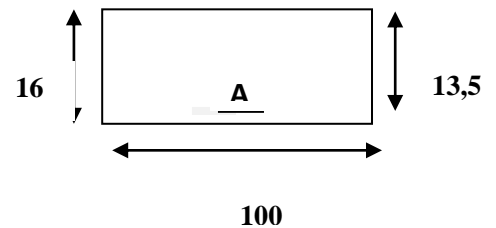


Figure III 18 : section de calcul.

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{13,723}{10,623} = 1,29$$

$$\frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > \alpha = 0,068$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_{ay}^u = 7,605 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{7605}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{7605}{348 \times 0,985 \times 13,5} = 1,64 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,64 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_1 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_1.$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S

$$M_{ay}^{ser} = 6,580 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400

$$A' \left. \begin{array}{l} ? \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{7,605}{6,580} = 1,15$$

$$\frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325 > \alpha = 0,036$$

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

III.3.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

T_u max :

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_x^u = \frac{12,066 \times 5,7}{2} \times \frac{5,8^4}{5,7^4 + 5,8^4} = 17,792 \text{ KN/m}_L$$

$$T_y^u = \frac{12,066 \times 5,8}{2} \times \frac{5,7^4}{5,8^4 + 5,7^4} = 16,884 \text{ KN/m}_L$$

$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 17,792 \text{ KN/m}_L$$

Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{17792}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,122 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,122 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{ne sont pas nécessaires} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

III.3.3 Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0,028 < 0,042 \Rightarrow C.N.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,002 < 0,005 \Rightarrow C..V$$

Conclusion : la 1^{er} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.**Calcul de flèche :**

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

Calcul des charges :**g :** charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 6,16 \times 1 = 6,16 \text{KdaN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 6,16 \times 1 = 6,16 \text{KN/m}$$

P : charge totale (P = G+Q) ;

$$P = (6,16+2,5) \times 1 = 8,66 \text{N/m.}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.85 \times M_{0g}^{ser} = 0.85 \times \mu_x^u \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0,036 \times 6,16 \times 5,7^2 = 6,1242 \text{KN.m} = M_{ij}^{ser}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.85 \times \mu_x^s \times P \times l_x^2 = 0.85 \times 0,036 \times 8,66 \times 5,7^2 = 8,6097 \text{KN.m}$$

Modules de déformation longitudinaux :

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

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :**I₀ :** Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son

Centre de gravité (g g').

Coordonnées du centre de gravité :

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

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,14 \times 14,5)}{100 \times 16 + 15 \times 3,14} = 8,18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,18 = 7,82 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8,18^3}{3} + \frac{(100) \times (7,82)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (7,82 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36066,34 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_l^{ser}}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,14}{12 \times 14,5} = 1,804 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,829$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6154,2}{3,14 \times 0,829 \times 14,5} = 163,05 \text{ MPa} = \sigma_s^j$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8609,7}{3,14 \times 0,829 \times 14,5} = 228,10 \text{ MPa}$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01804 \times 163,05 + 2,1} = 0,73 = \mu_g$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01804 \times 228,10 + 2,1} = 0,80$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,01804} = 1,16$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,01804} = 0,46$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36066,34}{1 + 0,46 \times 0,73} = 29699,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_g \times \mu} = \frac{1,1 \times 36066,34}{1 + 1,16 \times 0,73} = 21482,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36066,34}{1 + 1,16 \times 0,80} = 20577,26 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6124,2 \times 570^2}{10 \times 10818,87 \times 29699,78} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6124,2 \times 570^2}{10 \times 32164,20 \times 21482,01} = 0,28 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{6124,2 \times 570^2}{10 \times 32164,20 \times 20577,26} = 0,30 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,62 - 0,28) + (0,30 - 0,28) = 0,36 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{t_{max}} = \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1,14$$

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t_{max}} > \Delta f_t$$

Donc la flèche est vérifiée.

Dessin de ferrailage :

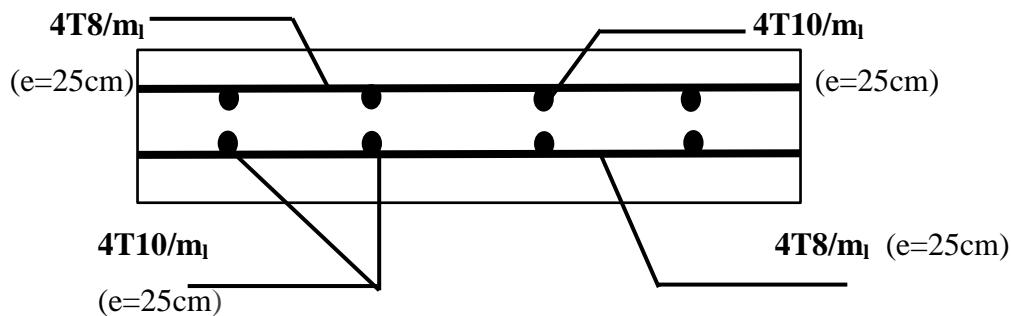


Figure III 19 : disposition des armatures de la dalle pleine

*Chapitre IV : Etude des
éléments non structuraux*

IV.1 Etude des escaliers :

IV.1.1 Définition :

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.

Dans notre projet on a 2 types d'escaliers :

Type 1 : Escalier a 2 volées avec paliers.

Type 2 : Escalier a 3 volées avec poutre brisée.

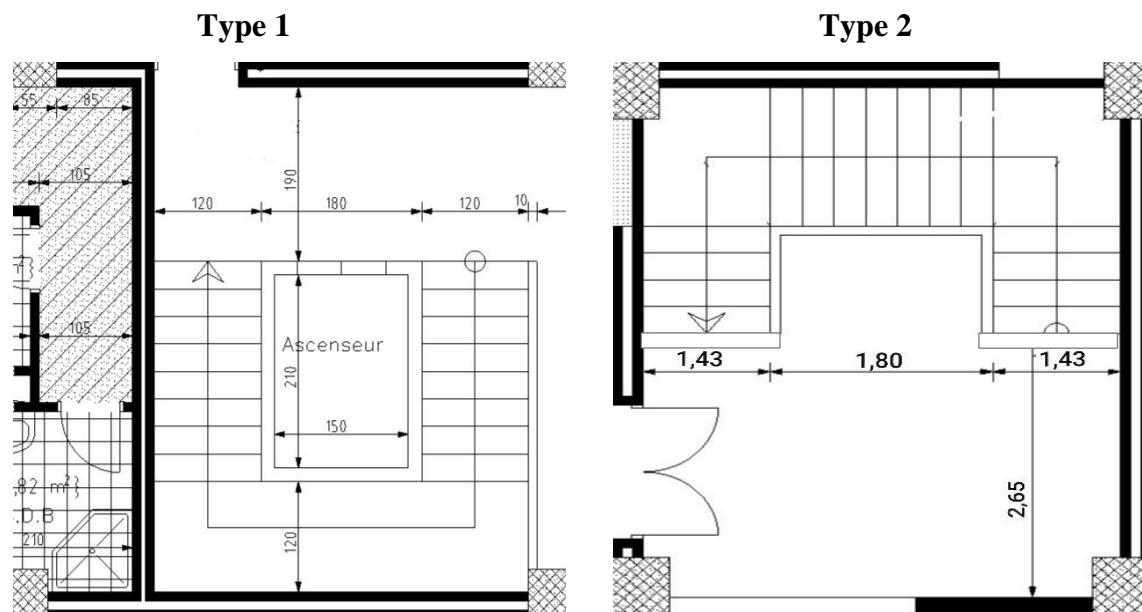


Figure IV 1: Vue en plan.

IV.1.2 Escalier type 1 :

IV.1.2.1 Pré-dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}; h = 17\text{cm. } g = 30\text{cm.}$$

Avec: h: la hauteur de la marche

g: le giron de la marche. Selon le plan d'architecture on a $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

Donc : $59 \leq g + 2.h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Nombre des contre marches :

$$N_c = \frac{H}{h} = 18 \text{ Contre marches ;}$$

On aura 9 contres marches pour les deux volées.

Nombre de marche (n) :

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches pour les deux volée}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

Dimensions de la paillasse :

➤ La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{g \times h}{\cos \alpha} = \frac{0,30 \times 8}{\cos \alpha} = 2,75 \text{ m}$$

➤ Epaisseur de la paillasse: (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$\frac{L_{pai}}{30} \langle ep \rangle \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{275}{30} \langle ep \rangle \frac{275}{20}$$

$$9,16 < e_p < 13,75$$

$$\Rightarrow e_p = 13 \text{ cm.}$$

IV.1.2.2 Descente de charges :

1) Volée :

a) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....	1.04 KN/m ²
Revêtement vertical (1.04 × h/g)	0.589KN/m ²
Poids propre des marches 22× (h/2)	1.87 KN/m ²
Poids propre de la paillasse 25× (ep1/cos α).....	3.44KN/m ²
Enduit au ciment (0.18x1.5/cos α).....	0.310 KN/m ²
	G₁=7.249 KN/m²

b) Charge d'exploitation :

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

c) Combinaisons fondamentales :

➤ ELUR :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 7.249 + 1.5 \times 2.5 = 13.536 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 7.5249 + 2.5 = 9,749 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 13,536 \times 1.00 = 13.536 \text{ KN/m}^2$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 9,749 \times 1.00 = 9,749 \text{ KN/m}^2$$

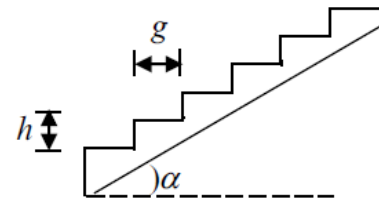


Figure IV 2 : Schémas de la paillasse.

2) Palier :

a) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....1.04KN/m²

Poids propre du palier (25×ep)3 KN/m²

Enduit au ciment (0.18KN/m²/cm×1.5cm) :0.01×2000 0.27 KN/m²

G₂ = 4.31 KN/m²

b) La surcharge d'exploitation :

⇒ **Q₂ = 2.5 KN/m²**

c) Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 4.31 + 1.5 \times 2.5 = 9.568 \text{KN/m}^2$

➤ **ELS :**

$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 4.31 + 2.5 = 6.81 \text{KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$q_2^u = q_2^u \times 1.00 = 9.568 \times 1.00 = 9.568 \text{KN/m}^2$

$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 6.81 \times 1.00 = 6.81 \text{KN/m}^2$

Schéma statique :

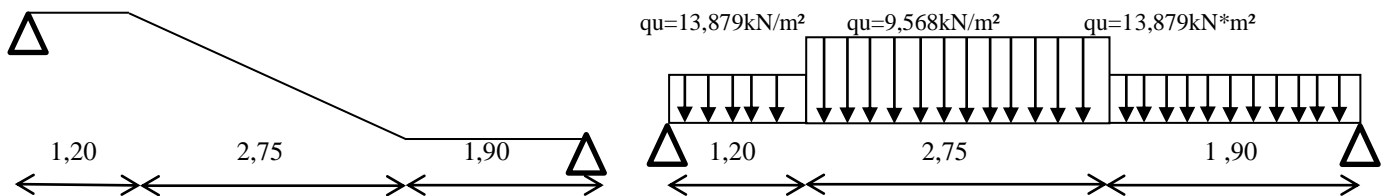


Figure IV 3 : Schéma statique.

❖ **Calcul des réactions :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$\sum M/B = 0$

$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 275 + q_2^u (1,2+1,9)$

$R_A + R_B = 13,536 \times 2,1 + 9,568 (1,2+1,9)$

⇒ $R_A + R_B = 66,8848 \text{ kN}$

$\sum M/B = 0$

$R_A = \frac{q_{u1} \times 2,75 \times (2,75/2) + (1,2+1,9) + q_{u2} \times (1,2+1,9) \times (3,1/2)}{5,85} = 36,3361 \text{ kN}$

$R_B = \frac{q_{u1} \times 2,75 \times (2,75/2) + 9,56 \times 3,1 \times (3,1/2 + 2,75)}{5,85} = 30,55118 \text{ kN}$

Vérification :

$R_A + R_B = 66,8848$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$\sum M/B = 0$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^{ser} \times 2,75 + q_2^{ser} (1,2+1,9)$$

$$R_A + R_B = 9,749 \times 2,75 + 6,81 (1,2+1,9)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47,92075 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{ser1} \times 2,75 \times (2,75/2 + 3,1) + 6,81 \times 3,1 \times (3,1/2)}{5,85} = 26,10182 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 2,75 \times (2,75/2) + 6,81 \times 3,1 \times (3,1/2 + 2,75)}{5,85} = 21,8189 \text{ kN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 47,92074$$

❖ Les sections :

➤ ELU :

Section 1: $0 \leq x \leq 2.1$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 36,3361 \text{ kN}$$

$$T(1,2) = 36,3361 - 9,568 \times 1.2$$

$$T(1,2) = 24,8545 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,2) = 36,3361 \times 1.2 - 9,568 \times (1.2^2 / 2) = 36,71436 \text{ kN.m}$$

Section 2: $1.2 \leq x \leq 3.95$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T(1,2) = 36,3361 - 13,536 \times 1.2$$

$$T(1,2) = 20,0929 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u1} \times x^2 / 2$$

$$M(1,2) = 36,3361 \times 1.2 - 13,536 \times (1.2^2 / 2) =$$

$$M(1,2) = 33,8574 \text{ kN}$$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T(3,95) = 36,3361 - 13,536 \times 3.95 = -17,1311 \text{ kN}$$

$$M(3,95) = 36,3361 \times 3,95 - 13,536 \times (3,95^2 / 2) = 37,9298 \text{ kN.m}$$

Section 3: $0 \leq x \leq 1.9$

$$T(x) = R_B - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 30,55118 \text{ kN}$$

$$T(1,9) = 30,55118 - 9,568 \times 1.9$$

$$T(1,9) = 12,3719 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,9) = 30,55118 \times 1.9 - 9,568 \times (1.9^2 / 2) = 49,41212 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 30,55118 - 9,568 \times x = 0 \Rightarrow x_{max} = 3,2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3,2) = 30,55118 \times (3,2) - 9,568(3,2^2 / 2) = 48,7756 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_u = 0.80 M_{\max} = 48,756 \times 0.8 = 39,0204 \text{ kN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_a^u = -0.20 M_{\max} = 48,7756 \times -0.2 = -9,7551 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS :**

Section 1: $0 \leq x \leq 1.2$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 26,10182 \text{ kN}$$

$$T(1,2) = 26,10182 - 6.81 \times 1.2$$

$$T(1,2) = 17,92982 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,2) = 26,10182 \times 1.2 - 6.81 \times (1.2^2 / 2) = 26,41898 \text{ kN.m}$$

Section 2: $1.2 \leq x \leq 3.95$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T(1,2) = 26,10182 - 9,749 \times 1.2$$

$$T(1,2) = 14,40302 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u1} \times x^2 / 2$$

$$M(1,2) = 26,10182 \times 1.2 - 9,749 \times (1.2^2 / 2) = 24,30290 \text{ kN.m}$$

$$T(3,95) = 26,10182 - 9,749 \times 3,95$$

$$T(3,95) = -12,4067 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u1} \times x^2 / 2$$

$$M(3,95) = 26,10182 \times 3,95 - 9,749 \times (3,95^2 / 2) = 27,0478 \text{ kN.m}$$

Section 3: $0 \leq x \leq 1.9$

$$T(x) = R_B - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 21,8189 \text{ kN}$$

$$T(1,9) = 21,8189 - 6.81 \times 1.9$$

$$T(1,9) = 8,8799 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,9) = (21,8189 \times 1.9) - 6.81(1.9^2 / 2) = 29,16386 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 21,8189 - 6,81 \times x = 0 \Rightarrow x_{\max} = 3,2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3,48) = 21,8189 \times 3,2 - 9,81(3,2^2 / 2) = 34,9528 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_{ts} = 0.80 M_{\max} = 34,9528 \times 0.8 = 27,9626 \text{ kN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{as} = -0.20 M_{max} = 34,9528 \times 0.2 = -6,9905 \text{ kN.m}$$

IV.1.2.2.1 Calcul de ferrillage :

2) Armatures longitudinales :

b. En travée :

➤ **ELU :**

$$M_t^u = 39,0204 \text{ kN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39020,4}{14,2 \times 100 \times (11)^2} = 0,225$$

$$\mu = 0,225 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,323 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,871$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{39020,4}{348 \times 0,871 \times 11} = 11,70 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 13 = 1,04 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 11,70 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

8T14/m_l → A = 12,32 cm²/m_l

T14 → e = 10cm

➤ **ELS :**

$$M_t^{ser} = 27,9626 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } ⇒ $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{39,0204}{27,9626} = 1,39$$

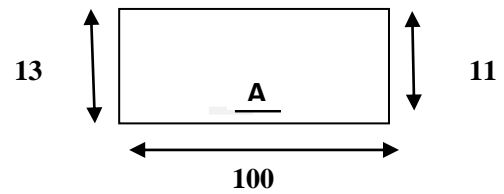


Figure IV 4 : Section de calcul.

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,323$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_u / 4 = 3,08 \text{ m}^2.$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10\text{m}_1 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2. (e=20\text{cm})$$

b) En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_a^u = -9,7551 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9755,1}{14,2 \times 100 \times (11)^2} = 0,056$$

$$\mu < \mu_l = 0,056 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,072 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,971$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9755,1}{348 \times 0,971 \times 11} = 2,62 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 13 = 1,04 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,62 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}8/\text{m}_1 \longrightarrow A = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$\text{T}8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_a^{ser} = -6,9906 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^{ser}}{M_a} = \frac{9,7551}{6,9906} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,323$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Les armatures de répartition :

$$A_a = A_u / 4 = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures:

$$4\text{T8}/\text{m}_1 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}_1 (e=20\text{cm})$$

IV.1.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 36,3361 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{36336,1}{100 \times 13 \times 100} = 0,279 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\tau_u = 0,279 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n' y a pas de reprise de bétonnage.

IV.1.2.3 Poutre palier :

h: hauteur de la poutre ;

b: largeur de la poutre.

$$585/15 \leq h \leq 585/10$$

$$39\text{cm} < h < 58,5\text{cm}$$

Soit: **h=55cm** et **b = 30cm.**

Vérification des conditions de RPA (version 2003):

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 55\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 55/30 = 1,83 \end{array} \right\} \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

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

-Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée : $g_p = \gamma_{\text{beton}} \times h \times b = 25 \times 0.55 \times 0.30 = 4.12 \text{ KN/ml}$

-Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 2.74 \text{ KN/ml}$

Epaisseur du mur $e_p = 30 \text{ cm}$

Hauteur libre d'étage : $h_e = 3.91 - 0.45 = 3.46 \text{ m}$

$$g_{mur} = 2.74 \times \frac{3.46}{2} = 4.7402 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 (g_p + g_{mur}) + R_{bu}$$

$$q_u = 1.35 (4.125 + 4.7402) + 30.5511 = 42.5191 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (g_p + g_{mur}) + R_{bs}$$

$$q_s = (4.125 + 4.7402) + 21.8189 = 30.6841 \text{ KN/ml}$$

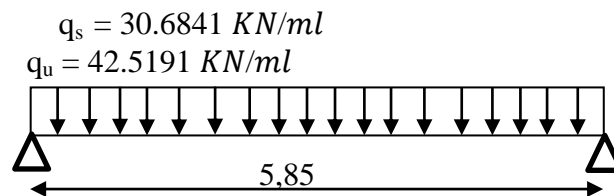


Figure IV 5 : Schéma statique.

Calcul moment fléchissant maximum:

➤ **E.L.U**

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42.5191 \times (5.85)^2}{8} = 181.888 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 \times M_{0u} = 145.510 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.2 \times M_{0u} = -36.3776 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S**

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{30.6841 \times (5.85)^2}{8} = 131.2608 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 \times M_{0s} = 105.0086 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.2 \times M_{0s} = -26.2521 \text{ KN.m}$$

IV.1.2.3.1 Calcul de ferrailage :

a) **En travée :**

➤ **E.L.U**

$$M_t^u = 145.510 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{145510}{14,2 \times 30 \times (51)^2} = 0,131$$

$\mu=0,131 < \mu_1=0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \text{Acier FeE400} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,176 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,929$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{145510}{348 \times 0,929 \times 51} = 8.82 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$M_t^{ser} = 105.0086 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \implies \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{145.510}{105.0086} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,176$$

Conclusion :

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix} \right\} \implies \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 51 \times \frac{2,1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{BAEL}) = 8.82 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$\mathbf{6T14} \longrightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :**

➤ **E.L.U**

$$M_a^u = 36.3776 \text{ KN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36377.6}{14,2 \times 30 \times (51)^2} = 0,032$$

$\mu=0,032 < \mu_1=0,392 \implies A'$ n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \text{Acier FeE400} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0412 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{36377.6}{348 \times 0,983 \times 51} = 2.08 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$M_t^{ser} = 26.2521 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{36.3776}{26.2521} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,0412$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 51 \times \frac{2,1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{BAEL}) = 2.08 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3T12 \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

Moment de torsion:

$$M_{T/marche} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

- **Moment en travée:**

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{9.568 \times (1.2)^2}{2} = 6.8889 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui:**

$$M_{\text{au}} = -\frac{1}{2} \times M_{\text{tu}} = -3.4444 \text{ KN.m}$$

$$E = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 \times 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**

$$A_t^T = \frac{U \times M_t^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 6888.7}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **En appui:**

$$A_a^T = \frac{U \times M_a^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 3444.4}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \min(A_t; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \min(A_a; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_a = 0.67 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Conclusion:**

$$A_{Tt} + A_t^u = 1.35 + 8.82 = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_t^a = 0.67 + 2.08 = 2.75 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

En travée : 8T14 $\longrightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2$

En appui : 4T12 $\longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$

IV.1.2.3.2 Calcul des armatures transversales:

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

Vérification de L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42.5191 \times 5.85}{2} = 124.3683 \text{ MPa}$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 51 = 45.9 \text{ cm}$

$$T_{u \text{ max}} = 124.36 \text{ KN} \leq 0.267 \times 45.9 \times 30 \times 25 = 9191.47 \text{ KN}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} = 4.52 \text{ cm} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[124368.3 + \frac{3677.6}{0.9 \times 51} \right] \times (10) \times 2 = 3.59 \text{ cm}$$

Donc il n'y a pas de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

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

$$T_{\text{max}} = 30.6696 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{124368.3}{30 \times 51 \times 100} = 0.812 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.812 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{55}{35}; \frac{35}{10}; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance $4 \phi_t 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 + \delta_{1x}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 + \tau_u - 0.3 f_{t28}} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.812 - 0.3 \times 2.1)} = 69.208 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (45.9; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 39.36 \text{ cm}$$

Armatures de peaux A_c :

$$A_c = 0.002 \times b_0 \times h = 0.002 \times 30 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

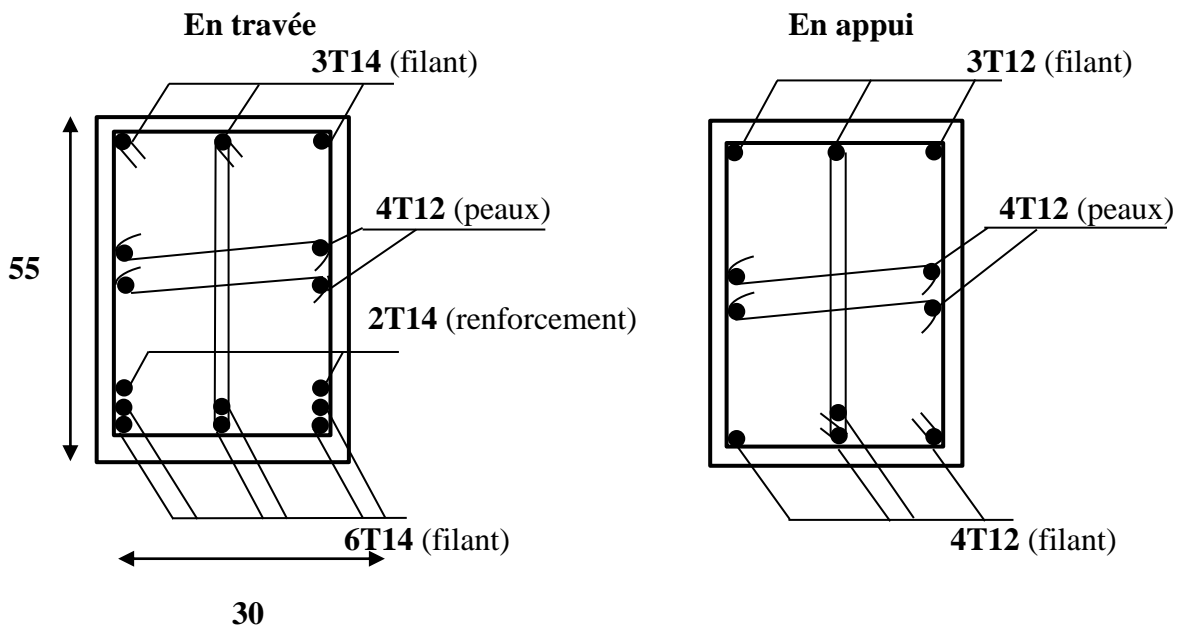


Figure IV 6: Ferrailage de la poutre palière.

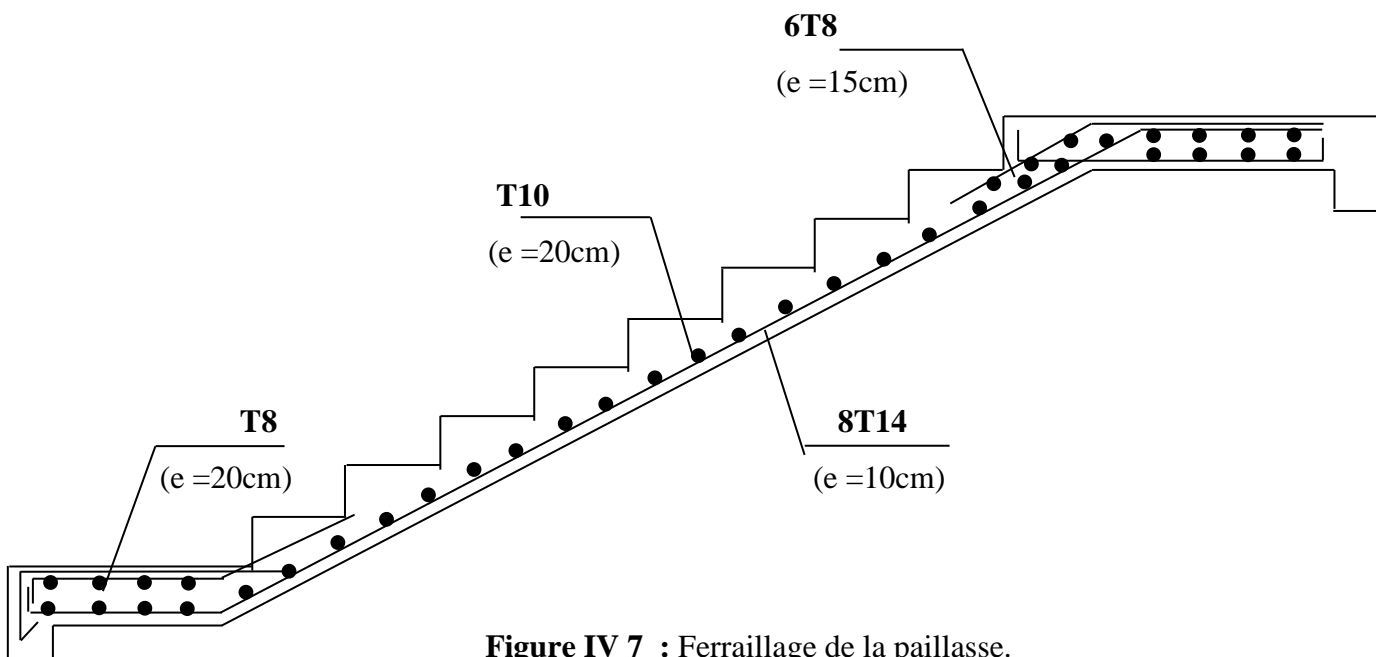


Figure IV 7 : Ferrailage de la paillasse.

IV.1.3 Escalier type 2 :

IV.1.3.1 Pré-dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm} ; h = 17\text{cm. } g = 30\text{cm.}$$

Avec:

↓ h: la hauteur de la marche

↓ g: le giron de la marche. Selon le plan d'architecture on a $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$ donc

$$59 \leq g + 2.h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Nombre des contre marches :

$$N_c = \frac{H}{h} = 19 \text{ Contre marches ;}$$

On aura 6 contre marches pour les deux volées 1 et 3

7 contre marches pour volée 2

Nombre de marche (n) :

$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5$ marches pour les deux volée 1 et 3.

$n = N_c - 1 = 7 - 1 = 6$ marches pour volée 2

L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

A. Volée 1 :

Dimensions de la paillasse :

➤ **La longueur de la paillasse :**

$$L'' = \sqrt{(0.17 \times 6)^2 + (0.30 \times 5)^2} = 1.81 \text{ m}$$

L'=la longueur de palier

$$L = L' + L''$$

$$L = 1.5 + 1.81 = 3.31$$

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

Condition de résistance :

$$\frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20}$$

$$11.03 < e_p < 16.55$$

$$\Rightarrow e_p = 13 \text{ cm.}$$

IV.1.3.1 Descente de charges :

1) Volée :

a) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....1.04 KN/m²

Revêtement vertical ($1.04 \times h/g$)0.589KN/m²

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

Poids propre de la paillasse $25 \times (e_p / \cos \alpha)$3..73KN/m²

Enduit au ciment ($0.18 \times 1.5 / \cos \alpha$).....0.310 KN/m²

$$\mathbf{G1=7.53 \text{ KN/m}^2}$$

b) Charge d'exploitation :

⇒ Locaux a usage d'habitation ou bureau $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

c) Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 7.53 + 1.5 \times 2.5 = 13.91 \text{ kN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 7.53 + 2.5 = 10.03 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 13.91 \times 1.00 = 13.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 10.03 \times 1.00 = 10.03 \text{ kN/m}^2$$

2) Palier :

a. Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....1.04KN/m²

Poids propre du palier (25×ep)3.25KN/m²

Enduit au ciment (0.18KN/m²/cm×1.5cm) :..... 0.27 KN/m²

$$G_2 = 4.56 \text{ KN/m}^2$$

b. La surcharge d'exploitation :

⇒ $Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

c. Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 4.56 + 1.5 \times 2.5 = 9.9 \text{ KN/m}^2 .$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 4.56 + 2.5 = 7.06 \text{ KN/m}^2 .$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{u2} = q_{u2} \times 1.00 = 9.9 \times 1.00 = 9.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser2} = q_{ser2} \times 1.00 = 7.06 \times 1.00 = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

Schéma statique :



Figure IV 8 : Schéma statique.

❖ **Calcul des réactions :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sum M / B = 0$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 1.81 + q_{u2} (1.5)$$

$$R_A + R_B = 13.91 \times 1.81 + 9.9 (1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 40.027 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.81 \times (1.81/2 + 1.5) + q_{u2} \times (1.5) \times (1.5/2)}{3.31} = 21.65813 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 1.81 \times (1.81/2) + q_{u2} \times (1.5) \times (1.5/2 + 1.81)}{3.31} = 18.368942 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 21.65811 + 18.36894 = 40.02 \text{ KN}$$

❖ Les sections :

Section 1: $0 \leq x \leq 1.81$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x =$$

$$T(0) = 21.658113 \text{ KN}$$

$$T(1.81) = 21.658113 - 13.91 \times 1.81$$

$$T(1.81) = -3.518 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.81) = 21.658113 \times 1.81 - 13.91 \times (1.81^2 / 2) = 16.5032 \text{ KN.m}$$

Section 2: $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = R_B - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 18.36894 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = 18.36894 - 9.9 \times 1.5$$

$$T(1.5) = 3.5 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.5) = 18.36894 \times 1.5 - 9.9 \times (1.5^2 / 2) = 16.4159 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_{\max}) = 0 \Rightarrow 18.36894 - 9.9 \times x = 0 \Rightarrow x_{\max} = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.9) = 18.36894 \times 1.9 - 9.9 \times (1.9^2 / 2) = 17.0314 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_{tu} = 0.80 M_{\max} = 17.0314 \times 0.8 = 13.625188 \text{ KN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{au} = -0.20 M_{\max} = 17.0314 \times -0.2 = -3.40629 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des réactions :

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{ser1} \times 1.81 + q_{ser2} (1.5)$$

$$R_A + R_B = 10.03 \times 1.81 + 7.06 (1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 28.7443 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.81 \times (1.81/2 + 1.5) + q_{u2} \times (1.5) \times (1.5/2)}{3.31} = 15.59021 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 1.81 \times (1.81/2) + q_{u2} \times (1.5) \times (1.5/2 + 1.81)}{3.31} = 13.154091 \text{ kN}$$

Vérification :

Section 1: $0 \leq x \leq 1.81$

$$T(0) = 15.5902 \text{ KN}$$

$$T(1.81) = 15.5902 - 10.03 \times 1.81$$

$$T(1.81) = -2.564 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{S2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.81) = 15.5902 \times 1.81 - 10.03 \times (1.81^2 / 2) = 11.7886 \text{ KN.m}$$

Section 2: $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = R_B - q_{S2} \times x$$

$$T(0) = 13.15409 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = 13.15409 - 7.06 \times 1.5$$

$$T(1.5) = 2.5641 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{S2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.53) = 13.15409 \times 1.5 - 7.06 \times (1.5^2 / 2) = 11.7886 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(X) = 0 \Rightarrow 13.15409 - 7.06 \times x = 0 \Rightarrow x_{\max} = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.9) = 13.15409 \times 1.9 - 7.06 \times (1.9^2 / 2) = 12.2494 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_{ts} = 0.80 M_{\max} = 12.2494 \times 0.8 = 9.79952 \text{ KN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{as} = -0.20 M_{\max} = 12.2494 \times -0.2 = -2.4498 \text{ KN.m}$$

IV.1.3.1.1 Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

a) **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_t^u = 13.625188 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13625.2}{14.2 \times 100 \times (10.5)^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

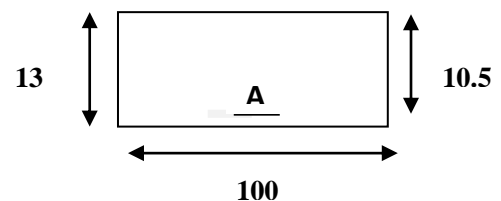


Figure IV 9 : Section de calcul.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,954$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13625,2}{348 \times 0,954 \times 10,5} = 3,90 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 10 = 0,8 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3,90 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

4T12/m_l → A = 4,52 cm²/ml (e=20cm)

➤ **ELS :**

$$M_t^{ser} = 9,79952 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{13,6252}{9,79952} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,285$$

Conclusion :

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_u / 4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures:

4T8/m_l → A = 2,01 cm²/ml (e=25cm)

b) En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_a^u = -3,40629 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3406.29}{14,2 \times 100 \times (10.5)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3406.29}{348 \times 0,989 \times 10.5} = 0.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 10 = 0,8 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.94 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_1 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_1 (e=25\text{cm})$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -2.4498 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3.4062}{2.4498} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,027$$

Conclusion :

$$\left. \begin{matrix} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront Maintenues.}$$

Les armatures de répartition :

$$A_a = A_u / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4\text{T8}/m_1 \longrightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2 (e=25\text{cm})$$

IV.1.3.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 21.658113 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{21658.113}{100 \times 10.5 \times 100} = 0,206 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{MPa}$$

Conclusion :

$\tau_u = 0.206 \text{MPa} < \tau_u = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n' y a pas de reprise de bétonnage.

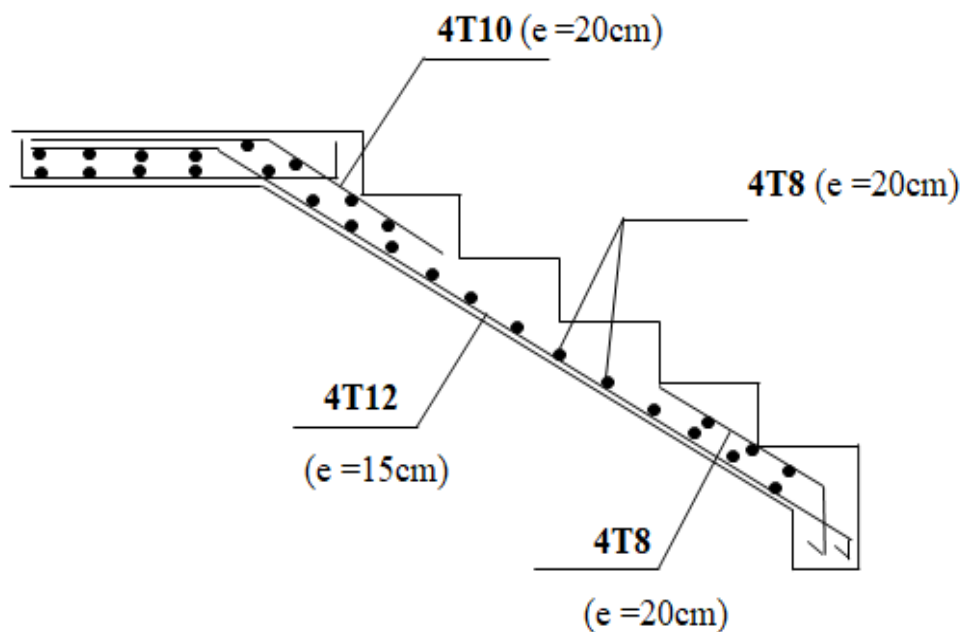


Figure IV 10 :Ferrailage de la paillasse

B. Volée 3 :

$\Rightarrow e_p = 13 \text{cm}.$

IV.1.3.2 Descente de charges :

d) Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....	1.04 KN/m ²
Revêtement vertical (1.04 × h/g)	0.589KN/m ²
Poids propre des marches 22× (h/2)	1.87KN/m ²
Poids propre de la paillasse 25× (ep1/cos α).....	3..73KN/m ²
Enduit au ciment (0.18×1.5/cos α).....	0.310 KN/m ²
	G1=7.53 KN/m²

e) Charge d'exploitation :

⇒ Locaux a usage d'habitation ou bureau $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

f) Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 7.53 + 1.5 \times 2.5 = 13.91 \text{ kN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 7.53 + 2.5 = 10.03 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 13.91 \times 1.00 = 13.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 10.03 \times 1.00 = 10.03 \text{ kN/m}^2$$

3) Palier :

a. Charges permanentes :

Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....1.04KN/m²

Poids propre du palier (25×ep)3.25KN/m²

Enduit au ciment (0.18KN/m²/cm×1.5cm) :..... 0.27 KN/m²

$$G_2 = 4.56 \text{ KN/m}^2$$

b. La surcharge d'exploitation :

⇒ $Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

c. Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 4.56 + 1.5 \times 2.5 = 9.9 \text{ KN/m}^2 .$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 4.56 + 2.5 = 7.06 \text{ KN/m}^2 .$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{u2} = q_{u2} \times 1.00 = 9.9 \times 1.00 = 9.9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser2} = q_{ser2} \times 1.00 = 7.06 \times 1.00 = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

Schéma statique :

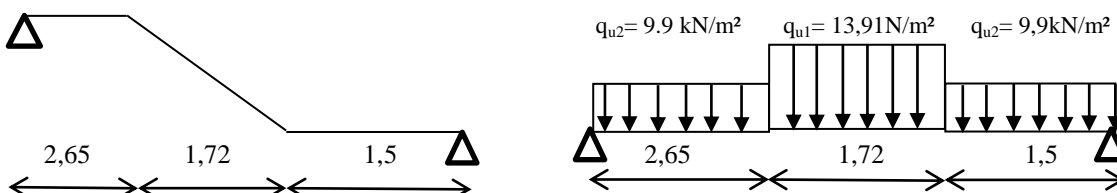


Figure IV 11 : Schéma statique.

❖ **Calcul des réactions :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sum M / B = 0$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 1.72 + q_{u2} (2.65 + 1.5)$$

$$R_A + R_B = 13.91 \times 1.72 + 9.9 (2.65 + 1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 65.0102 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.72 \times (1.72/2 + 1.5 + 2.65) + q_{u2} \times (4.15) \times (4.15/2)}{5.87} = 34.943 \text{ kN}$$

$$R_A = 34.943 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 1.72 \times (1.72/2) + q_{u2} \times (4.15) \times (4.15/2 + 1.72)}{5.87} = 30.066 \text{ kN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 1.72 + q_{u2} (2.65 + 1.5)$$

$$R_A + R_B = 13.91 \times 1.72 + 9.9 (2.65 + 1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 65.012 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 34.943 + 30.066 = 65.01 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{s1} \times 1.72 + q_{s2} (2.65 + 1.5)$$

$$R_A + R_B = 10.03 \times 1.72 + 7.06 (2.65 + 1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 46.55 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{ser1} \times 1.72 \times (1.72/2 + 1.5 + 2.65) + q_{ser2} \times (4.15) \times (4.51/2)}{5.87} = 25.081 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{q_{u1} \times 1.72 \times (1.72/2) + q_{u2} \times (4.15) \times (4.15/2 + 1.72)}{5.87} = 21.469 \text{ kN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{s1} \times 1.72 + q_{s2} (2.65 + 1.5)$$

$$R_A + R_B = q_{s2} \times 1.72 + q_{s2} (2.65 + 1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 38.9155 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 21.7987 + 15.1753 = 46.55 \text{ KN}$$

❖ **Les sections :**

➤ **E.L.U :**

Section 1: $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 34.943 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = 34.943 - (9.9 \times 1.5)$$

$$T(1.5) = 20.093 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.5) = 34.943 \times 1.5 - 9.9 \times (1.5^2 / 2) = 41.277 \text{ KN.m}$$

Section 2: $0 \leq x \leq 1.72$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T(0) = 34.943 - 12.531 \times 0$$

$$T(0) = 34.943 \text{ KN}$$

$$T(1.72) = 11.925 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u1} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 29.6643 \times 0 - q_{u1} \times (0^2 / 2) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.72) = 34.943 \times 1.72 - q_{u1} \times (1.72^2 / 2) = 39.526 \text{ KN.m}$$

Section 3: $0 \leq x \leq 2.65$

$$T(x) = R_B - q_{u2} \times x$$

$$T(0) = 30.066 \text{ KN}$$

$$T(2.65) = 30.066 - 9.9 \times 2.65$$

$$T(2.65) = 3.831 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{u2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.65) = 30.066 \times 1.5 - q_{u2} \times (1.5^2 / 2) = 33.961 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 30.066 - q_{u2} \times x = 0 \Rightarrow x_{\max} = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3) = 30.066 \times 3 - q_{u2} \times (3^2 / 2) = 45.648 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_{tu} = 0.80 M_{\max} = 45.648 \times 0.8 = 36.518 \text{ KN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{au} = -0.20 M_{\max} = 45.648 \times -0.2 = -9.1291 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

Section 1: $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = R_A - q_{S2} \times x$$

$$T(0) = 25.081 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = 25.081 - 7.06 \times 1.5$$

$$T(1.5) = 6.231 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{S2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.5) = 25.081 \times 1.5 - 7.06 \times (1.5^2 / 2) = 29.679 \text{ KN.m}$$

Section 2: $0 \leq x \leq 1.72$

$$T(x) = R_A - q_{S1} \times x$$

$$T(0) = 25.081 - 10.03 \times 0$$

$$T(0) = 25.081 \text{ KN}$$

$$T(1.72) = 7.829 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{S1} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 25.081 \times 0 - 10.03 \times (0^2 / 2) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.72) = 25.081 \times 1.72 - 10.03 \times (1.72^2 / 2) = 28.303 \text{ KN.m}$$

Section 3: $0 \leq x \leq 2.65$

$$T(x) = R_B - q_{S2} \times x$$

$$T(0) = 21.469 \text{ KN}$$

$$T(2.65) = 21.469 - 7.06 \times 2.65$$

$$T(2.65) = 2.79 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_{S2} \times x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.65) = 21.469 \times 2.65 - 7.06 \times (2.65^2 / 2) = 32.1038 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_{\max}) = 0 \Rightarrow 21.469 - 7.06 \times x = 0 \Rightarrow x_{\max} = 3\text{m}$$

$$M_{\max} = M(3) = 21.469 \times 3 - 7.06 \times (3^2 / 2) = 32.637 \text{KN.m}$$

Calcul du moment En travée :

$$M_{ts} = 0.80 M_{\max} = 32.637 \times 0.8 = 26.109 \text{KN.m}$$

Moment en Appuis :

$$M_{as} = -0.20 M_{\max} = 32.637 \times -0.2 = -6.52 \text{KN.m}$$

IV.1.3.2.1 Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

a) En travée :

➤ ELU :

$$M_t^u = 36.518 \text{ KN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36518}{14,2 \times 100 \times (10.5)^2} = 0,233$$

$$\mu = 0,233 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,337 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,865$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{36518}{348 \times 0,865 \times 10.5} = 11.55 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 13 = 1,04 \text{cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 11.55 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}14/m_1 \longrightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2 \text{ (e=13cm)}$$

➤ ELS :

$$M_t^{ser} = 26.109 \text{KN.m}$$

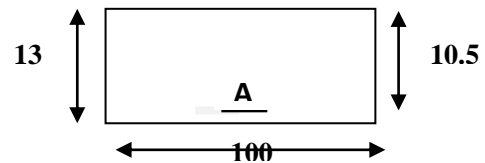


Figure IV 12 : Section de calcul.

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{36.518}{26.109} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,337$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_u / 4 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures:

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (e=20cm)}$$

b) En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_a^u = -9.1291 \text{ KN.kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9129.1}{14,2 \times 100 \times (10.5)^2} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,075 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9129.1}{348 \times 0,970 \times 10} = 2,54 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 13 = 1,04 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,54 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$6T8/m_1 \longrightarrow A = 3.02 \text{ cm}^2/m_1 \text{ (e=15cm)}$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -6.52 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{9.1291}{6.52} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.075$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront Maintenues.}$$

Les armatures de répartition :

$$A_a = A_u / 4 = 0.75 \text{ cm}^2 \text{ (e=25cm)}$$

Choix des armatures:

$$4T8/m_1 \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2.$$

IV.1.3.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 34.943 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{34943}{100 \times 10.5 \times 100} = 0.332 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\tau_u = 0.332 \text{ MPa} < \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

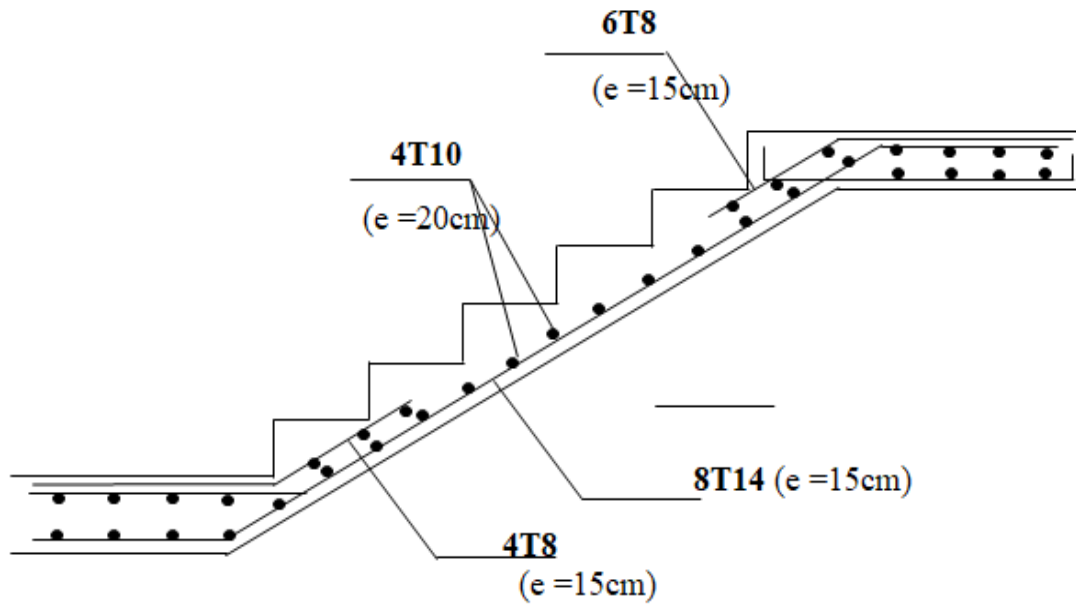


Figure IV 13: Ferrailage de la paillasse

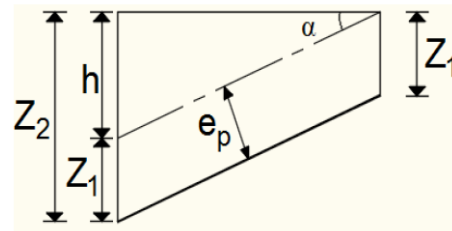
IV.1.3.3 Marches porteuses :

Calcul de h_{moy} :

$$R_{my} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54)} = 6,9\text{cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 \times 17}{2} = 117,3\text{cm}$$



a) Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable).....0,31 kN/m²
- Revêtement vertical (1.04 × h/g).....0,18 kN/m²
- Poids propre de marche (25 × h_{moy} × g).....1,15 kN/m²
- Enduit au ciment (0.18 × 1.5 / cos² α).....0,11kN/m²

G₁ = 1,75 kN/m²

b) Charge d'exploitation :

⇒ Locaux a usage d'habitation ou bureau Q₁ = 2.5 × 0,3 ⇒ **Q₁ = 0,75 kN/m²**.

c) Combinaisons fondamentales :

➤ **ELUR :**

$q^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 2,5 = 3,49 \text{ kN/m}^2$

➤ ELS :

$$q^{ser} = G + Q = 1,75 + 0,75 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q^u = q^u \times 1,00 = 8,555 \times 1,00 = 3,49 \text{ kN/m}^2$$

$$q^{ser} = q^{ser} \times 1,00 = 2,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

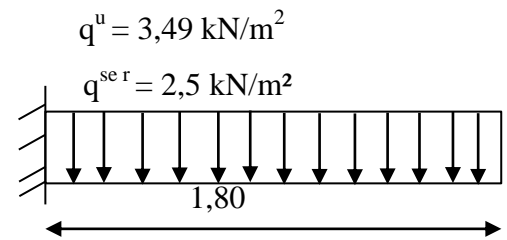


Figure IV 14 : schéma statique.

IV.1.3.3.1 Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

a) En travée :

$$M_t^u = 0,8 \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,8 \frac{3,49 \times 1,8^2}{8} = 1,130 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{ser} = 0,8 \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 0,8 \frac{2,5 \times 1,8^2}{8} = 0,81 \text{ kN.m}$$

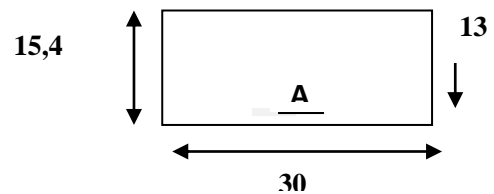


Figure IV 15 : Section de calcul.

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 1,130 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1130}{14,2 \times 30 \times (13)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1130}{348 \times 0,992 \times 13} = 0,251 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 0,47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$1T10 \longrightarrow A = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

$$M_t^{ser} = 0,81 kN.m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1,130}{0,81} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,018$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

b) En appuis :

$$M_a^u = -0,2 \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,8 \frac{3,49 \times 1,8^2}{8} = -0,565 kN.m$$

$$M_a^{ser} = -0,2 \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 0,8 \frac{2,5 \times 1,8^2}{8} = -0,405 kN.m$$

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 0,565 kN/m$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{565}{14,2 \times 30 \times (13)^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{565}{348 \times 0,996 \times 13} = 0,125 cm^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 0,47 cm^2$$

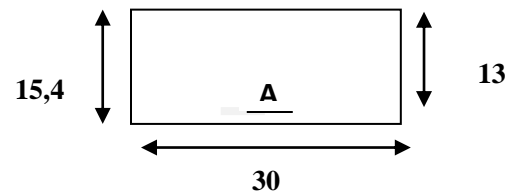


Figure IV 16 : Section de calcul.

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0,47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$1T10 \longrightarrow A = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_t^{ser} = 0,405 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{0,565}{0,405} = 1,39$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,01$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

IV.1.3.3.2 Calcul des armatures transversales :

$$T_{max}^u = q_u \times l = 3,49 \times 1,8 = 6,282 \text{ kN}$$

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

$$T^u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0,9 \times d = 0,9 \times 13 = 11,7 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 6282 \text{ N} \leq 0,267 \times 11,7 \times 30 \times 25 \cdot 10^2 = 234292,5 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant.

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

$$A_{inf} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{inf} = 0,50 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(6282 + \frac{565,3}{0,9 \times 13} \right) + 10^{-2} = 0,1819 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 36,3361 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{6282}{30 \times 13 \times 100} = 0,161 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \cdot (0,2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,34MPa$

$\tau_u = 0,16 MPa \leq \overline{\tau}_u = 3,34MPa \Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales At :

$$\phi_t \geq \min \cdot (\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \phi_{1min})$$

$$\phi_t \geq \min \cdot (\frac{15,4}{35}; \frac{30}{10}; 1) = 0,44cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance 1 $\phi_t 8 \Rightarrow A_t = 0,50 cm^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 + \delta_{t1x}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 + \tau_u - 0,3f_{t28}} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{30 \times 0,161 - 0,3 \times 2,1} = -7,616cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d; 40cm) = \min (11,7; 40) = 11,7cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 30} = 11,16cm$$

$$\delta_t = \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 11,16 cm$$

Donc : on adopte $\delta_t = 10 cm$.

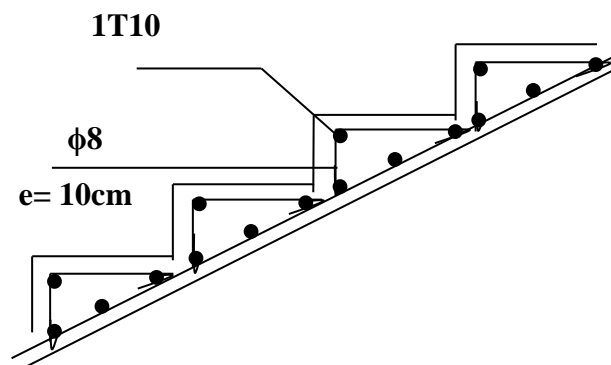


Figure IV 17 : Dessin du ferrailage de la marche porteuse.

IV.1.3.4 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 :** $L \leq 15h \leq 10L$

L: portée de la poutre

$$L = 2 \times (1.13) + \sqrt{(0.3 \times 6)^2 + (0.17 \times 7)^2}$$

$$L = 4.41 \text{ m}$$

h: hauteur de la poutre ;

b: largeur de la poutre.

$$441/15 \leq h \leq 441/10$$

$$29.4 \text{ cm} < h < 44.1 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des conditions de RPA (version 2003):**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/35 = 1.14 \end{array} \right\} \text{ Les conditions sont vérifiées.}$$

- **Moment fléchissant :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2q_1 \times l_1}{l} + 1.35(g_p + g_{mur})$$

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 paillasse 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 : $g_p = \gamma_{\text{béton}} \times h \times b = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{ KN/ml}$

-Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 2.75 \text{ KN/ml}$

Epaisseur du mur $e_p = 25 \text{ cm}$

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

$$g_{mur} = 2.75 \times \frac{3.68}{2} = 5.307 \text{ KN/ml}$$

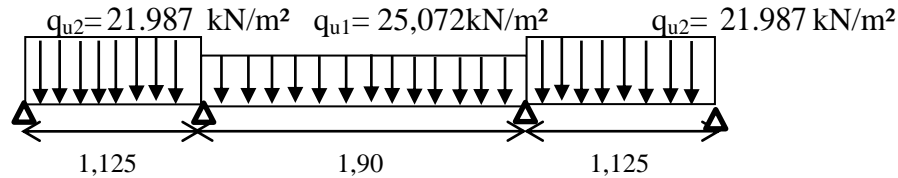


Figure IV 18 : Schéma statique.

IV.1.3.4.1 Calcul de ferrailage :

Combinaison fondamentales:

➤ ELU

$$q_{u1} = R_{bu} = 25.07269 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = \frac{n \times q_u \times l}{2} = \frac{7 \times 349 \times 1.8}{2} = 21.987 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^u = \frac{q_2 \times l_2 + 2q_1 \times l_1}{l} + 1.35(gp + gmur)$$

$$q_{eq}^u = \frac{21.987 \times 1.8 + 2(25.0726 \times 1.13)}{4.06} + 1.35(3 + 5.30)$$

$$q_{eq}^u = 34.919 \text{ KN}$$

$$M_{0u} = \frac{q_{eq}^u \times l_2}{8} = \frac{21.987 \times (4.06)^2}{8} = 71.9426 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tu} = 0.6 \times M_{0u} = 43.1655 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_{au} = -0.4 \times M_{0u} = -28.77704 \text{ KN.m}$$

➤ ELS

$$q_{s1} = R_{bs} = 17.7571 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = \frac{n \times q_s \times l}{2} = \frac{7 \times 2.5 \times 1.8}{2} = 15.75 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^s = \frac{q^2 \times l_2 + 2q_1 \times l_1}{l} + 1.35(gp + gmur)$$

$$q_{eq}^s = \frac{15.75 \times 1.8 + 2(17.7571 \times 1.13)}{4.06} + 1.35(3 + 5.30)$$

$$q_{eq}^s = 25.17424 \text{ KN}$$

$$M_{0s} = \frac{q_{eq}^s \times l_2}{8} = \frac{17.7571 \times (4.06)^2}{8} = 51.87026 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{ts} = 0.6 \times M_{0s} = 31.12215 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{as} = -0.4 \times M_{0s} = -20.7481 \text{ KN.m}$$

a) **En travée :**

➤ **ELU**

$$M_t^u = 43.1655 \text{ KN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43165.5}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \text{Acier FeE400} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,102 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,965$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43165.5}{348 \times 0,965 \times 36} = 3.57 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_t^{ser} = 31.12215 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{43.1655}{31.12215} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,0868$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \implies \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Condition imposées par :

RPA99 version 2003:

Poutres principales (30×40); $A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

BAEL.91:

Poutres principales (30×40); $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{40} = 1,30 \text{ cm}^2$

$A_t = \max(A_{cal}; ARPA; ABAEL) = 6 \text{ cm}^2$

Choix des armatures:

6T12 → $A = 6,79 \text{ cm}^2$

b) En appui :

➤ ELU

$M_t^u = 28,77704 \text{ KN/m}$.

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28777,04}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,052$$

$\mu = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \text{Acier FeE400} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0675 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28777,04}{348 \times 0,973 \times 36} = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$M_t^{ser} = 20,7481 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{28,77704}{20,7481} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,0575$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

 $\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \square \text{ Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$
Donc : Aucune vérification pour (σ_s)**Condition imposées par :****RPA99 version 2003:**Poutres principales (30×40); $A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ **BAEL.91:**Poutres principales (35×40); $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; ARPA; ABAEL) = 6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

Moment de torsion:

$$MT / \text{marche} = \frac{qu \times l^2}{2}$$

Moment en travée:

$$M_{tu} = \frac{6 \times qu \times l^2}{2} = \frac{6 \times 3,49 \times (1,5)^2}{2} = 15,705 \text{ KN.m}$$

Moment en appui:

$$M_{au} = - \frac{1}{2} \times M_{tu} = -7,852 \text{ KN.m}$$

Détermination des armatures:

$$\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 \times 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

calcul des armatures longitudinales:**En travée:**

$$A_t^T = \frac{U \times M_t^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 15075}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,97 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A_a^T = \frac{U \times M_a^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 7537.5}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \min(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.97 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_u = \min(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 1.48 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Conclusion:**

$$AT_t + A_t^u = 3.57 + 2.97 = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$AT_a + A_t^a = 2.35 + 1.48 = 3.47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6T12 \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

Vérification de L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{34.916 \times 4.06}{2} = 70.87948 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{70879.48}{35 \times 36 \times 100} = 0,562 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \cdot (0,2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,562 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

Section et écartement des armatures transversales At :

$$\phi_t \geq \min \cdot (\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \phi_{1\min})$$

$$\phi_t \geq \min \cdot (\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2) = 1,14 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm de nuance } 4 \phi_t 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 + \delta_{t1x}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 + \tau_u - 0,3 f_{t28}} = \frac{2.01 \times 0,8 \times 235}{30 \times 0,562 - 0,3 \times 2,1} = 23.28 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (32.4; 40) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

RPA99 version 2003:

Zone nodale:

$$\phi_{t4} \geq \min \cdot \left(\frac{h}{4}; 12; \phi \right) = \min \cdot \left(\frac{40}{4}; 12; \phi \right) = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$\phi_{t5} \geq \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$\delta_t = 15 \text{ cm}$ En Zone courant:

$\delta_t = 10 \text{ cm}$ En Zone nodale:

Vérification des armatures transversales :

Zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

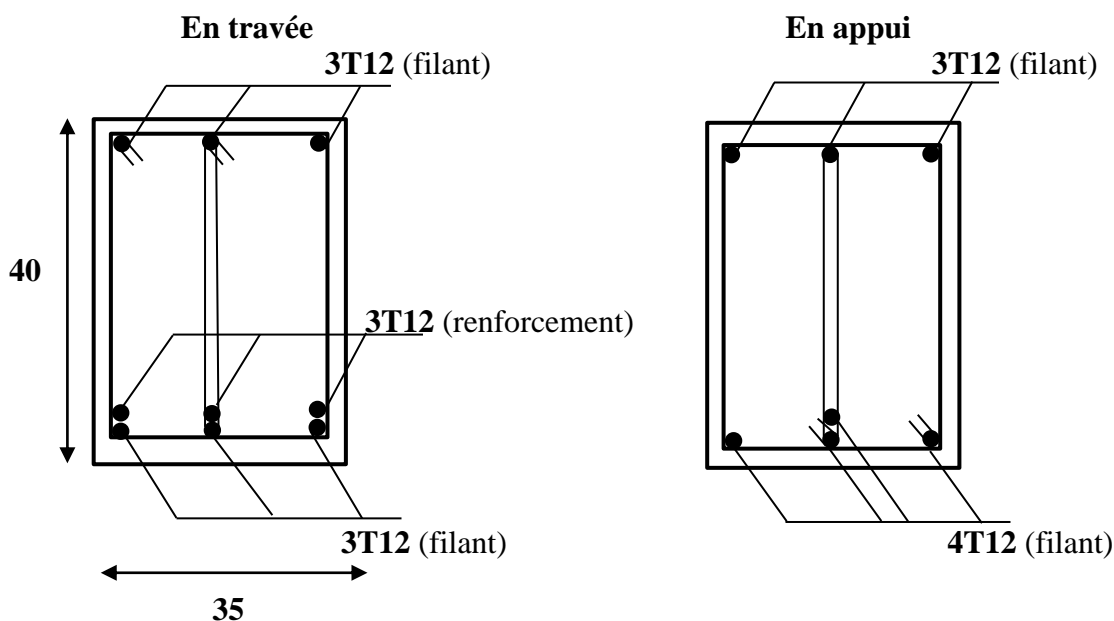


Figure IV 19 : Ferrailage de la poutre brisée.

IV.2 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure, on a 1 type de balcon :

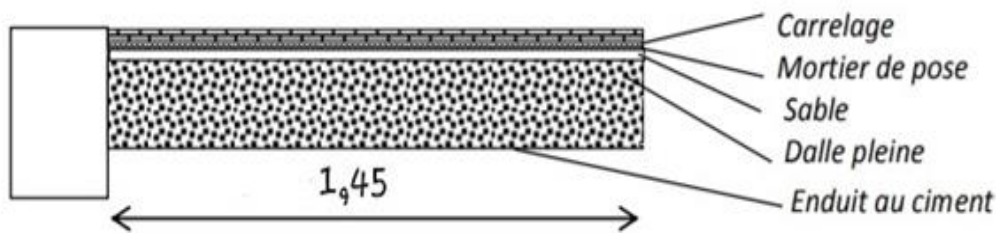


Figure IV 20 : Coupe sur les deux balcons.

Exemple calcul :

IV.2.1 Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	1,04 kN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (16cm) 2500×0,16.....	4 kN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm)	0.27 kN/m ²

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : m_1

$$G = G \times 1 = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

Soit :

G : La charge permanente ;

Q : La surcharge d'exploitation ;

P : La charge du mur en maçonnerie de brique creuse de 30cm d'épaisseur, cette charge est considérée comme permanente.

$$P = G_{\text{mur}} \times h$$

Charge du mur de 30cm d'épaisseur : $G_{\text{mur}} = (0.9 + 1.30 + 2 \times 18 \times 0.015) = 2.74 \text{ KN /m}$

Avec $h = 3.06 - 0.16 = 2.9$ (hauteur du mur) $\Rightarrow P = 2.74 \times 2.9 = 7.946$

$$\Rightarrow P = 7.946 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q = Q \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (**B.A.E.L.91**)

Evaluation des moments : (Pour une bande de 1m de largeur)

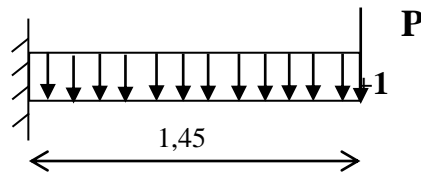


Figure IV 21 : Schéma statique du balcon.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 16 \text{ mm}$.

Calcul de l'enrobage :

$$c = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow 10 + \frac{16}{2} = 18 \text{ mm}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 16 - 1.8 = 14.2$$

Moments fléchissant :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = - (1.35G + 1.5Q) \frac{(L)}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1\text{ml}$$

$$M_u = - (1.35 (5.31) + 1.5(3.5)) \frac{1.45}{2} - 1.35 \times 7.946 \times 1.45 \times 1\text{ml}$$

$$M_u = -28.60914 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{Ser}} = -(G+Q) \frac{(L)}{2} - P \times L \times 1$$

$$M_{\text{Ser}} = -(5.31 + 3.5) \frac{(1.45)^2}{2} - 7.946 \times 1.45 \times 1$$

$$M_{\text{Ser}} = -20.7832 \text{ KN .m}$$

IV.2.1.1 Calcul du ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = -28.60914 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u''}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28609,14}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,097$$

$$\mu = 0,097 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n' existe pas}$$

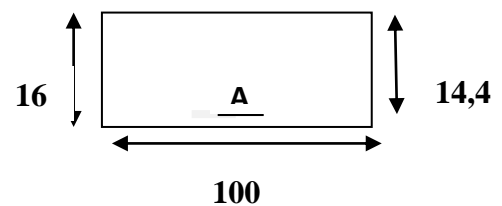


Figure IV 22 : Section de calcul.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

Détermination des armatures: section de calcul en travée

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28609,14}{348 \times 0,95 \times 14,4} = 6,009 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 6,009 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}12/\text{m}_1 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}_1 \text{ (e=15cm)}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\text{T}8/\text{m}_1 \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}_1 \text{ (e=20cm)}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = -20,7832 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{28,609,14}{20,7832} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,125$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{- Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

IV.2.1.1.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = (1.35G + 1.5Q) L + 1.35 \times P$$

$$T_{\max} = (1.35(5.31) + 1.5(3.5)) 1.45 + 1.35 \times 7.946$$

$$T_{\max} = 28.7339 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{28733,9}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,20$$

$$\tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,5 \times 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.2.1.2 Calcul de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{l} < \frac{1}{20} \Rightarrow 0,05 < 0,16 \quad \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 14,4 \times 100} = 4,7 \cdot 10^{-5} < \frac{2}{400} = 0,05 \cdot \text{C.V}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Dessin de ferrailage :

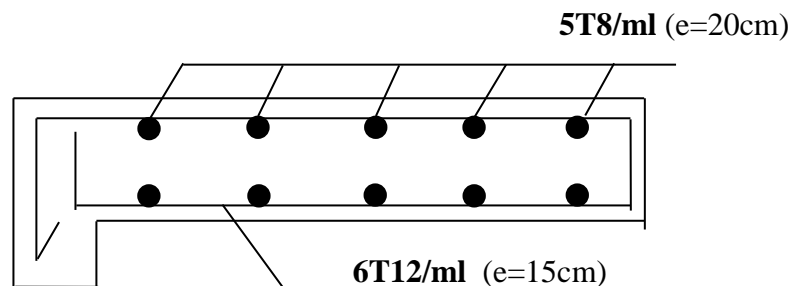


Figure IV 23 : Schéma de ferrailage balcon.

IV.3 Etude de l'acrotère :

IV.3.1 Définition :

L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, son 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.

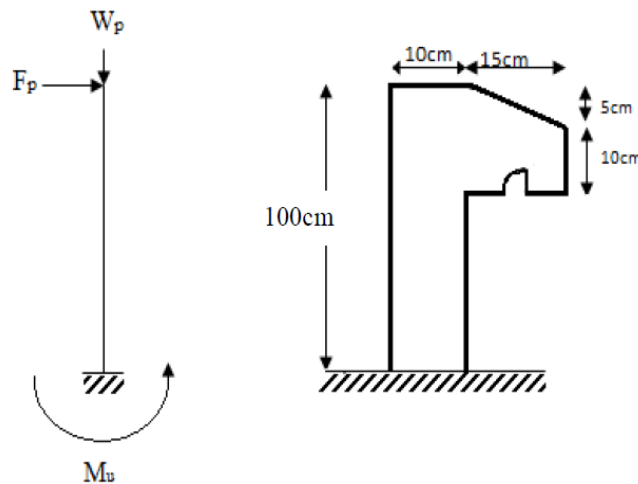


Figure IV 24 : Dimension et schéma statique de l'acrotère.

IV.3.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encadrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3). Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3 Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$w_p = v \times p = [(1 \times 0,1) + (0,1 \times 0,15) + \left(\frac{0,05 \times 0,15}{2}\right) \times 1 \times 25] = 2,96875 \text{ KN}$$

- La force horizontale : (F_p R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3))

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.25$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Élément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,9687$$

$$F_p = 1,425 \text{ kN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ E.L.U :

$$\begin{cases} N_u = 1,35.W_p = 1,35 \times 2,9687 = 4,007 \text{ kN.} \\ M_u = 1,5.F_p.L = 1,5 \times 1,425 \times 1 = 2,137 \text{ kN.} \end{cases}$$

➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = W_p = 2,9687 \text{ kN.} \\ M_s = F_p \times L = 1,425 \times 1 = 1,424 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

IV.3.4 Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100 | 10) cm².

• **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,137}{4,007} = 0,53.m$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,424}{2,9687} = 0,48.m$$

$$e_0 = h/6 = 0.016 \text{ m.}$$

$$e_a = e_u + (d - h/2) = 0,43 \text{ m.}$$

$$M_f = N \times e = 4,007 \times 0,43 = 1,72301 \text{ kN.m}$$

➤ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1723,01}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,0189$$

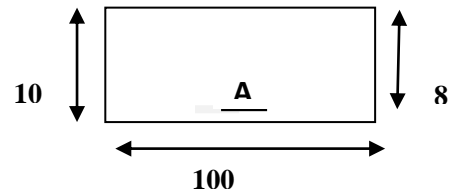


Figure IV 25 : Section de calcul.

$$\mu = 0,0189 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1723,01}{348 \times 0,991 \times 8} = 0,62.cm^2$$

$$A_u = 0,43 - \frac{4007}{100 \times 348} = 0,12.cm^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966.cm^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0,966.cm^2$$

Choix des armatures:

4T10 → A = 3,14 cm² (e=20cm)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/m_1$$

Choix des armatures:

4T10 → A = 3,14 cm² (e=25cm)

➤ **E.L.S :**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,424}{2,968} = 0,48.m$$

$$e'_0 = h/2 = 0.05 \text{ m.}$$

$e_{ser} > e'_0 \Rightarrow$ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination de l'axe neutre :

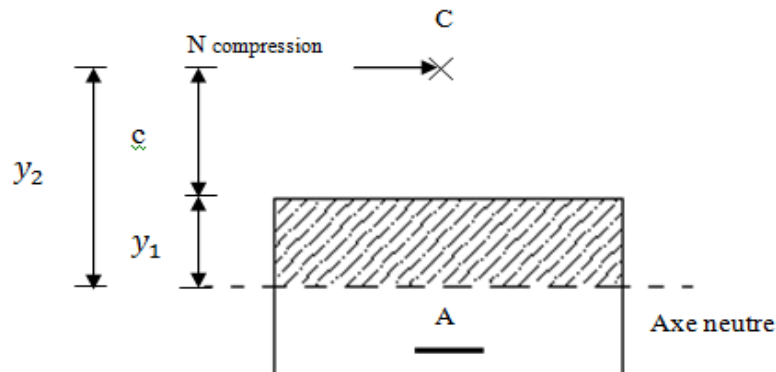


Figure IV 26 : Position du centre de pression.

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

$$c = e'_0 - \frac{h}{2} = 48 - 5 = 43cm \Rightarrow c = -43cm < 0$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') - \frac{90A}{b}(d - c) = -2(-43)^3 - \frac{90 \times 3,14}{100}(8 + 43) = 238376,87$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p.y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5691,12y_2 + 238376,87 = 0$$

Donc la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27}p^3 = 238376,87^2 + \frac{4}{27}(-5691,12)^3 = 2,95.10^{10} > 0$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \begin{cases} t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{2,95.10^{10}} - 238376,87) = -33287,97 \\ Z = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{-33287,97} = -32,17 \\ y_2 = Z - \frac{p}{3Z} = -32,17 - \frac{-5691,12}{3 \times (-32,17)} = -91,14cm \end{cases}$$

$$y_2 > 0 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 48,14$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times 48,14^2}{2} - 15 \times 3,14 \times (8 - 48,14) = 117781,63 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \times S} = \frac{2968}{100 \times 117781,63} = 0,00025$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,00025 \times 48,14 = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,00025 \times (8 - 48,14) = -0,15 \text{ MPa} < 0$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 2,136 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{2136 \times 10}{100 \times 8 \times 100} = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 f_{c28} / \gamma_b = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

-Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ 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.

Dessin de ferrailage :

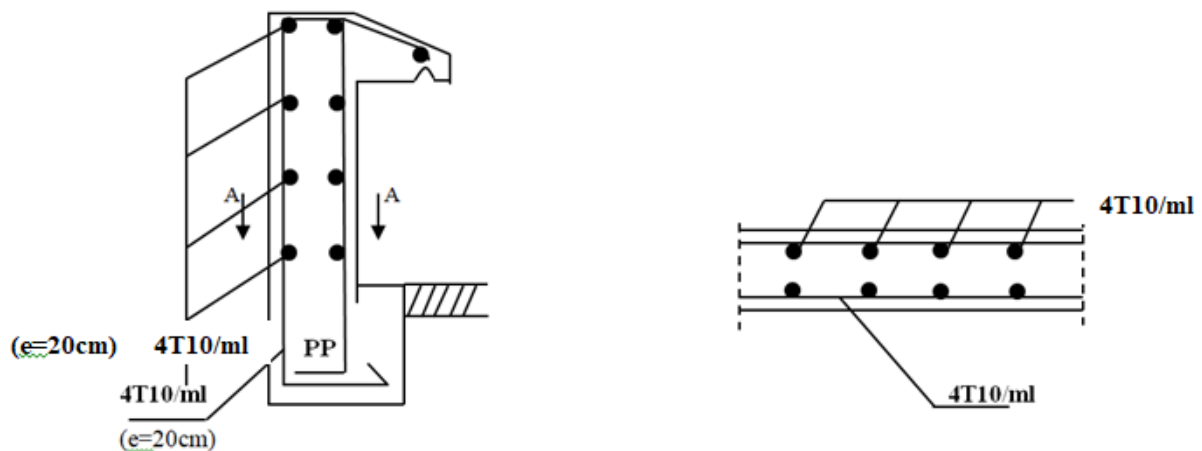


Figure IV 27 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

*Chapitre V : Etude
dynamique*

V.1 Introduction :

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.

V.2 Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 « R.P.A.99-Version 2003 », les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique directe (analyse modale spectrale).

V.2.1 Méthode statique équivalente :

✓ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique. Le «R.P.A.99-Version 2003» permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure.

V.2.2 Méthode dynamique :

✓ Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

V.3 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ✓ Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot ;
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- ✓ Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- ✓ Introduit les propriétés de chaque élément de la structure :la section et le matériau utilisé ;
- ✓ Introduit les conditions aux limites.
- ✓ Détermination des charges :
 - Charge permanente G
 - Charges d'exploitation Q
 - Les forces sismiques E
- ✓ Détermination des combinaisons de charges :
 - $1.35G + 1.5Q$
 - $G + Q$
 - $0.8G + E$
 - $0.8G - E$
 - $G + Q + E$
 - $G + Q - E$
- ✓ Vérification des erreurs.
- ✓ Lancement de l'analyse.
- ✓ Interprétation des résultats.

V.3.1 Présentation du logiciel :

Robot Bat 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 (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...).

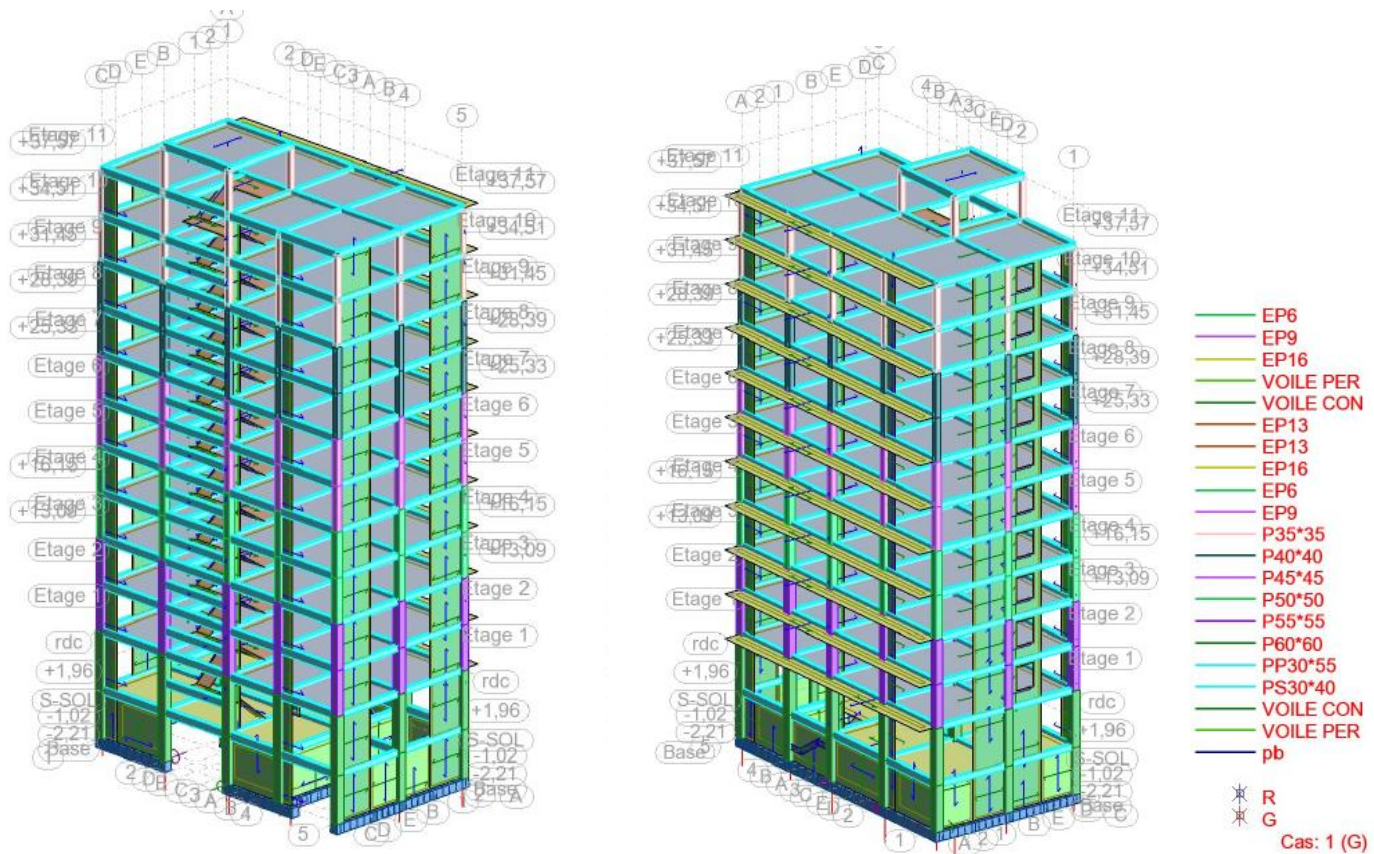


Figure V 1 : Vue de structure 3D.

Calcul du poids total de chaque planche :

Poids total = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge: coefficient donné par le tableau 4-5RPA99
 Pour les locaux d’habitation $\beta=20\%$

Préparation des donnés

Calcule la masse sismique par chaque niveau Méthode de calcul :

G =charge permanente kg / m^2 Q =charge exploitation kg / m^2

Terrasse :

$G=7.73 kg / m^2$ $Q=1.5 kg / m^2$

Voile $e=20$ $G_{mur}=25 \times 20=500 kg / m^2$

Etage courant :

Plancher :

$G=5.26 kg / m^2$ $Q=1.5 kg / m^2$

Dalle plein :

$G=6.16 kg / m^2$ $Q=2.5 kg / m^2$

Les poteaux :

Sous-sol, RDC = $0.60 \times 0.60 \times 25=9$

Niveaux 1 et 2 = $0.55 \times 0.55 \times 25 = 7.562$

Niveaux 3 et 4 = $0.50 \times 0.50 \times 25 = 6.25$

Niveaux 5 et 6 = $0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.062$

Niveaux 7 et 8 = $0.40 \times 0.40 \times 25 = 4$

Niveaux 9 et 10 = $0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.062$

V.4 Interprétation des résultats :

V.4.1 Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_1 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 :

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

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$2.5\eta \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} \quad T > 3s$$

Coefficient de correction d'amortissement :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = 7(2 + \xi) \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2) [RPA99 (v2003)]

$\Rightarrow \xi = 7\% \Rightarrow \eta = 7(2 + 7) = 0.88 \geq 0.7$Condition vérifiée

Période caractéristique T_2 : Site meuble (S3)

$$\Rightarrow T_2 = 0.50s$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) [RPA99 (v2003)]

Période fondamentale : Elle est donnée par la formule suivante : $T = C_T hN^{3/4}$

hN : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale 40.8m

on à ajouter la hauteur de la cage d'escalier.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6). [RPA99 (v2003)]

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

$$D'où : T = 0.05 \times (40.8)^{3/4}$$

$$\Rightarrow T = 0.81s$$

$$D'autre part : T_x = 0.09 \times \frac{hN}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 21.45m$$

$$T_x = 0.79s$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{hN}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 11.45m$$

$$T_y = 1.08s$$

D'après l'article (4.24) de **RPA99/version2003** : Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min 1,45; 0,79 \quad \text{On a } T_x = 0,79$$

$$T_y = \min 1,45; 1,08 \quad \text{On a } T_y = 1,08$$

Période fondamentale de la structure = 0.79

- Période caractéristique
- $T_1 = 0.15$
- Donc : $D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$
- $D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \quad D_x = 1.78$
- $D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \quad D_y = 1.45$
- Coefficient d'accélération de zone A : Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :
 - Zone IIa.
 - Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne) $\Rightarrow A = 0.15$
- Coefficient de comportement R : Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]
- Facteur de qualité $Q = 1 + \Sigma P$

Tableau V 1 : récapitulatif des facteurs de qualités.

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Redondance en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.3	0.3

$$Q_x = 1 + 0.20 = 1.30$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = 1.30$$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \sum W_{Qi} \beta \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec : W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

Tableau V 2 : Période et facteur de participation massique

mode	fréquence	période	Masses cumulées Ux %	Masses cumulées Uy %	Masse modale UX %	Masse modale Ux %	Tot.mas.Ux kg	Tot.mas.Uy kg
1	0,90	1,01	68,74	0,04	68,74	0,04	3475159,30	3475159,48
2	1,07	0,94	68,76	64,94	0,01	64,90	3475159,30	3475159,48
3	1,53	0,65	69,16	65,31	0,40	0,37	3475159,30	3475159,48
4	2,29	0,44	69,30	65,31	0,14	0,00	3475159,30	3475159,48
5	2,60	0,38	80,25	65,36	10,95	0,05	3475159,30	3475159,48
6	2,74	0,32	80,28	77,39	0,03	12,03	3475159,30	3475159,48
7	3,43	0,28	80,43	77,42	0,15	0,03	3475159,30	3475159,48
8	3,78	0,24	80,43	77,43	0,01	0,01	3475159,30	3475159,48
9	3,99	0,22	80,44	78,64	0,01	1,21	3475159,30	3475159,48
10	4,12	0,20	80,44	80,06	0,01	1,42	3475159,30	3475159,48
11	4,28	0,20	83,16	80,19	2,72	0,14	3475159,30	3475159,48
12	4,29	0,20	83,22	80,98	0,06	0,78	3475159,30	3475159,48
13	4,66	0,19	83,29	81,00	0,06	0,03	3475159,30	3475159,48
14	4,71	0,19	84,12	81,17	0,84	0,17	3475159,30	3475159,48
15	4,77	0,19	84,63	81,25	0,50	0,08	3475159,30	3475159,48
16	4,78	0,18	84,65	81,37	0,02	0,12	3475159,30	3475159,48
17	4,84	0,18	84,65	81,37	0,00	0,00	3475159,30	3475159,48
18	4,89	0,17	84,66	81,37	0,01	0,00	3475159,30	3475159,48
19	4,95	0,17	84,67	81,37	0,01	0,00	3475159,30	3475159,48
20	4,97	0,16	84,75	81,39	0,09	0,02	3475159,30	3475159,48
21	5,02	0,16	84,75	81,39	0,00	0,00	3475159,30	3475159,48
22	5,07	0,16	84,76	81,39	0,01	0,00	3475159,30	3475159,48
23	5,13	0,16	84,76	81,39	0,00	0,00	3475159,30	3475159,48
24	5,16	0,15	84,76	81,75	0,00	0,37	3475159,30	3475159,48
25	5,20	0,15	84,76	81,75	0,00	0,00	3475159,30	3475159,48
26	5,36	0,15	84,77	83,05	0,00	1,29	3475159,30	3475159,48
27	5,67	0,15	85,56	83,05	0,79	0,01	3475159,30	3475159,48
28	5,70	0,15	85,70	83,06	0,14	0,00	3475159,30	3475159,48

29	5,89	0,14	85,70	83,24	0,00	0,18	3475159,30	3475159,48
30	6,03	0,14	86,17	83,24	0,46	0,00	3475159,30	3475159,48

Nombre de modes à considérer : [RPA99 (version 2003)/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Donc, le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20s$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N= 10niveaux).

$$K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9,49$$

$$\Rightarrow K = 10$$

$$0.17 \leq 0,20s$$

Interprétation et vérifications : D'après le programme ROBOT on obtient le tableau suivant :

- Mode 1 : $U_x=68,74\%$; $U_y = 0,04\%$ \Rightarrow translation suivant X
- Mode 9 : $U_x =0,01$; $U_y =64,90\%$ \Rightarrow translation suivant Y
- Mode 11 : $U_x = 0.40\%$; $U_y = 0.37\%$ \Rightarrow torsion

Vérification de la période : $T_{dyn}=1.01 < 1.3 \times T_{st} = 1.04$ c.v

V.4.2 Vérification des efforts tranchants de la structure :

D'après les résultats de robot : $W=5887349.307$ Kg

Tableau V 3 : poids de structure.

Etages	diaphragme	Masse x kg	Masse y kg	Masse z
Sous sol	D1	310189,80	310189,80	0
RDC	D2	426902,92	426902,92	0
01	D3	274516,35	274516,35	0
02	D4	274516,35	274516,35	0
03	D5	268488,69	268488,69	0
04	D6	268488,69	268488,69	0
05	D7	263035,09	263035,09	0
06	D8	263035,07	263035,07	0
07	D9	258155,52	258155,52	0
08	D10	258155,52	258155,52	0
09	D11	253850,05	253850,05	0
10	D12	316278,68	316278,68	0
11	D13	39546,65	39546,65	0
W	W	3475159.38	3475159.38	0

$$W=3475159.38=34079.671 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V_{sta} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.3}{4} \times 34079.671 = 2691.44 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.3}{4} \times 34079.671 = 2193.02 \text{ KN}$$

Tableau V 4 : Distribution de la résultante des forces sismiques.

	D_{lr}	Mode	F₁	F₂	F₃
V_X	U1	1	1601,68	37,11	0
V_X	U1	2	0,34	-23,98	0
V_X	U1	3	13,38	-12,81	0
V_X	U1	4	5,57	-0,87	0
V_X	U1	5	434,08	29,30	0
V_X	U1	6	1,26	-24,56	0
V_X	U1	7	5,79	-2,67	0
V_X	U1	8	0,28	-0,33	0
V_X	U1	9	0,22	-3,25	0
V_X	U1	10	0,22	3,49	0
V_X	U1	11	107,73	24,30	0
V_X	U1	12	2,54	-8,88	0
V_X	ALL	ALL	2173.09	16.85	0
V_Y		1	37,11	0,86	0
V_Y		2	-23,98	1692,83	0
V_Y		3	-12,81	12,27	0
V_Y		4	-0,87	0,14	0
V_Y		5	29,31	1,98	0
V_Y		6	-24,56	476,82	0
V_Y		7	-2,67	1,24	0
V_Y		8	-0,33	0,39	0
V_Y		9	-3,26	47,92	0

V _Y		10	3,49	56,23	0
V _Y		11	24,30	5,48	0
V _Y		12	-8,88	31,02	0
V _Y	ALL	ALL	16.85	2327.18	0

-On doit vérifier que : $V_{dyn} \geq V_{stat}$ 80% Nous avons d'après ROBOT :

$$V_{dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$V_{X_{dyn}} = \sqrt{2173.09^2 + 16,85^2} = 2173.22 \text{KN}$$

$$V_{Y_{dyn}} = \sqrt{16,85^2 + 2327,18^2} = 2327.24 \text{KN}$$

Tableau V 5 : les reactions a la base

	V _{dyn}	V _{stat}	0.8 V _{stat} ≤ V _{dyn}
V _X	2173.22	2173.09	Condition vérifiée
V _Y	2327.24	2193.02	Condition vérifiée

V.4.3 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 robot

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]

$\Delta_{radm} = 1\%h$ Avec h_e : hauteur d'étage

La vérification du déplacement de tous les niveaux est établie dans un tableau suivant :

Tableau V 6: tableau récapitulatif de la vérification du déplacement.

Niveaux	H(m)	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k1x}$ (m)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k1y}$ (m)	0,01h (m)	Observation $\Delta_{kx} < 0.01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0.01h$
Sous-sol	3.23	0,0009	0,0008	0,0009	0,0008	0.323	vérifiée	vérifiée
RDC	3.91	0,0111	0,0078	0,0102	0,0070	0.391	vérifiée	vérifiée
1	3.06	0,0224	0,0152	0,0113	0,0074	0.306	vérifiée	vérifiée
2	3.06	0,0345	0,0234	0,0121	0,0082	0.306	vérifiée	vérifiée
3	3.06	0,0469	0,0323	0,0124	0,0089	0.306	vérifiée	vérifiée

4	3.06	0,0588	0,0413	0,0120	0,0090	0.306	vérifiée	vérifiée
5	3.06	0,0704	0,0505	0,0116	0,0092	0.306	vérifiée	vérifiée
6	3.06	0,0811	0,0594	0,0107	0,0090	0.306	vérifiée	vérifiée
7	3.06	0,0909	0,0683	0,0098	0,0089	0.306	vérifiée	vérifiée
8	3.06	0,0996	0,0766	0,0086	0,0083	0.306	vérifiée	vérifiée
9	3.06	0,1070	0,0845	0,0074	0,0079	0.306	vérifiée	vérifiée
10	3.06	0,1131	0,0918	0,0061	0,0072	0.306	vérifiée	vérifiée
11	3.06	0,1126	0,1012	-0,0005	0,0095	0.306	vérifiée	vérifiée

V.4.4 Calcul et vérification de P-Δ :

Les effets du 2^o 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 $0,10 < \theta_k < 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V 7: récapitulatif de la vérification du P-Δ.

$H_k(m)$	p_k	d_{kx}	d_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	Θ_x	Θ_y	Vérification
3.23	34079.672	0,0009	0,0008	1655,71	1763,37	0,0057352	0,0047867	< 0.10
3.91	47623210	0,0102	0,0070	1652,76	1759,85	0,0487464	0,0314177	< 0.10
3.06	38991069,2	0,0113	0,0074	1613,95	1722,66	0,0611848	0,0375394	< 0.10
3.06	31520731,8	0,0121	0,0082	1545,36	1656,08	0,0615181	0,0389027	< 0.10
3.06	24842766,8	0,0124	0,0089	1455,11	1566,87	0,0594974	0,0396578	< 0.10
3.06	19013493,6	0,0120	0,0090	1350,54	1460,72	0,0543909	0,0377162	< 0.10
3.06	13963359,4	0,0116	0,0092	1232,85	1338,27	0,049542	0,0361968	< 0.10
3.06	9701790,31	0,0107	0,0090	1101,60	1199,47	0,042955	0,0331823	< 0.10
3.06	6218121,5	0,0098	0,0089	954,73	1041,63	0,0367813	0,0306167	< 0.10
3.06	3517437,16	0,0086	0,0083	789,77	861,01	0,0300102	0,0265669	< 0.10
3.06	1582568,78	0,0074	0,0079	598,64	651,10	0,0238828	0,0234422	< 0.10
3.06	413464,919	0,0061	0,0072	373,21	406,87	0,0182819	0,0197934	< 0.10

V.4.5 Vérification de la section brute :

- P : la charge appliqué

- Fc28 : 25 MPa

$$\frac{P \times 100}{f_c 28 \times 10 \times a \times b} \leq 0,3$$

$$\frac{P \times 100}{f_c 28 \times 10 \times 0.3} \leq a \times b$$

Tableau V 8: vérification de la section brute.

NIVEAU	P.1000	/F _{C28.10} /0.3	Résultat	A.B	<
10	329770	75	4.369	1225	vérifier
9	507430	75	6.765	1225	vérifie
8	697620	75	9.301	1600	vérifie
7	889710	75	11.862	1600	vérifie
6	1091670	75	14.555	2025	vérifie
5	1300470	75	17.339	2025	vérifie
4	1523210	75	20.309	2500	vérifie
3	1755450	75	23.406	2500	vérifie
2	2004800	75	26.730	3025	vérifie
1	2265320	75	30.204	3025	vérifie
RDC	2784.820	75	37.130	3600	vérifie
S.Sol	2510670	75	33.476	3600	vérifie

Toutes les Conditions de sécurité de la structure sont satisfaites.

La disposition des voiles:

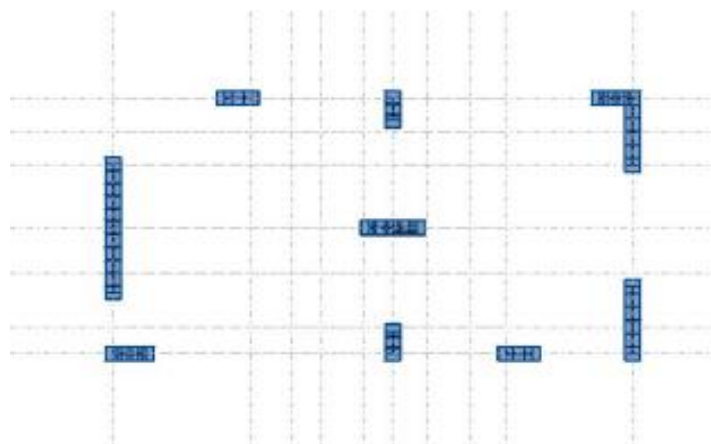


Figure V 2 : disposition des voiles.

V.5 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

VI.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constituée les portiques

VI.2 Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion composée. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant.

VI.2.1 Combinaisons des charges:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitations

E : Efforts sismiques

VI.2.2 Combinaisons fondamentales:

Situation durables et transitoires :(BAEL 91) :

1.35G +1.5QE.L.U.

G+QE.L.S.

Situation accidentelles : RPA99 (version2003) :

0.8×G ± E

G + Q + E

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q+E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8 G E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Remarque Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.bat

VI.2.3 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (30 45) cm²
- Poutres secondaires (30 40) cm²

VI.2.4 Vérifications des règlements :

Recommandation du RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2) : Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone III.
- Armatures maximales 4% × B en zone courante.

Longueur de recouvrement est de : 50.Ø en zone IIa.

Avec :

B : Section de la poutre.

Armatures transversales: La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b$$

b : Largeur de la section

S : Espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit : Dans la zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} \cdot 12 \times Q \right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S = \frac{h}{4}$$

Règlement BAEL91 : La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d$$

VI.2.5 Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau VI 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.

Moments	ELU		ELS		Efforts tranchant T(KN)
	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	
PP (30×50)	263,06	-262,78	188,79	-189,28	350,39
PS (30×50)	167,39	-154,56	120,77	-111,49	182,73

VI.2.5.1 Exemple de calcul:

En prend la Poutre principale (30×55) cm² comme un exemple de calcul.

VI.2.5.1.1 Calculs des armatures longitudinales:

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Hauteur utile de Poutres principales : d = 52,5cm

Hauteur utile de poutre secondaire : d' = 47,5cm

Armatures longitudinales :

- Condition imposées par le RPA99/2003 :

Poutres principales : PP: $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : PS: $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

- Conditions imposées par le BAEL91 :

Poutres principales : PP: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 52,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,9 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : PS: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 47,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

c. En travée :

➤ ELU :

$$M_t^u = 263,06 \text{ kN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{263060}{14,2 \times 30 \times (52,5)^2} = 0,224$$

$$\mu = 0,224 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,321 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,872$$

Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{263060}{348 \times 0,872 \times 52,5} = 16,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min(RPA)}; A_{\min(BAEL)}) = 16,49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}16+4\text{T}14 \longrightarrow A = 18,22 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

$$M_t^{ser} = 188,79 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{263,06}{188,79} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,321 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \end{matrix}} \right\} \implies \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

d. En Appui :➤ **ELU :**

$$M_a^u = -262,78 \text{ kN/m.}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{262780}{14,2 \times 30 \times (52,5)^2} = 0,224$$

$$\mu = 0,224 < \mu_1 = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,321 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,872$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{262780}{348 \times 0,872 \times 52,5} = 16,51 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min(RPA)}; A_{\min(BAEL)}) = 16,51 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}16+4\text{T}14 \longrightarrow A = 18,22 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_a^{\text{ser}} = -189,28 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\implies \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{262,78}{189,28} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,321 \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \implies \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

VI.2.5.1.2 Armatures transversales :**Vérification d'effort tranchant :**

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

$$T_{\max} = 350,39$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{350390}{30 \times 52,5 \times 100} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\tau_u = 2,22 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Section et écartement des armatures transversales $A_{t(c)}$:

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{t(\min)} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\varphi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier).

L'espacement des armatures transversales : Selon le [BAEL91] :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc: } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 f_{tj})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (2,34 - 0,3 \times 2,1)} = 7,36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 45 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 40,5; 45 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le [RPA99 (version 2003)] :

➤ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,14 \right) = 11,25 \text{ cm}$$

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale.} \end{array} \right.$$

$\delta_r = 15\text{cm}$ en zone courante.

Vérification des armatures transversales :

➤ **Zone nodale :**

$A_{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ m.}$

➤ **Zone courante :**

$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ m.}$

Longueur de recouvrement :

$L_t = 40 \times \varphi = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$

Tableau VI 2: tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type de poutres		A _{min} (cm)		A _{Cal} (cm ²)	Barre choisis	A _{cor} (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
PP (30×55)	Travées	1.90	8,25	16,49	6T16+4T14	18,22	80
	Appuis	1.90	8,25	16,51	6T16+4T14	18,22	80
PS (30×50)	Travées	1.72	7,5	11,20	6T16	12,06	80
	Appuis	1.72	7,5	10,26	6T16	12,06	80

Armature de peau A_c:

PP: $A_c = 0.002 \times b_0 \times h = 0.002 \times 30 \times 55 = 3.3\text{cm}^2$

PS: $A_c = 0.002 \times b_0 \times h = 0.002 \times 30 \times 50 = 3\text{cm}^2$

Choix d'armatures :

4T12 → $A = 4,52 \text{ cm}^2$

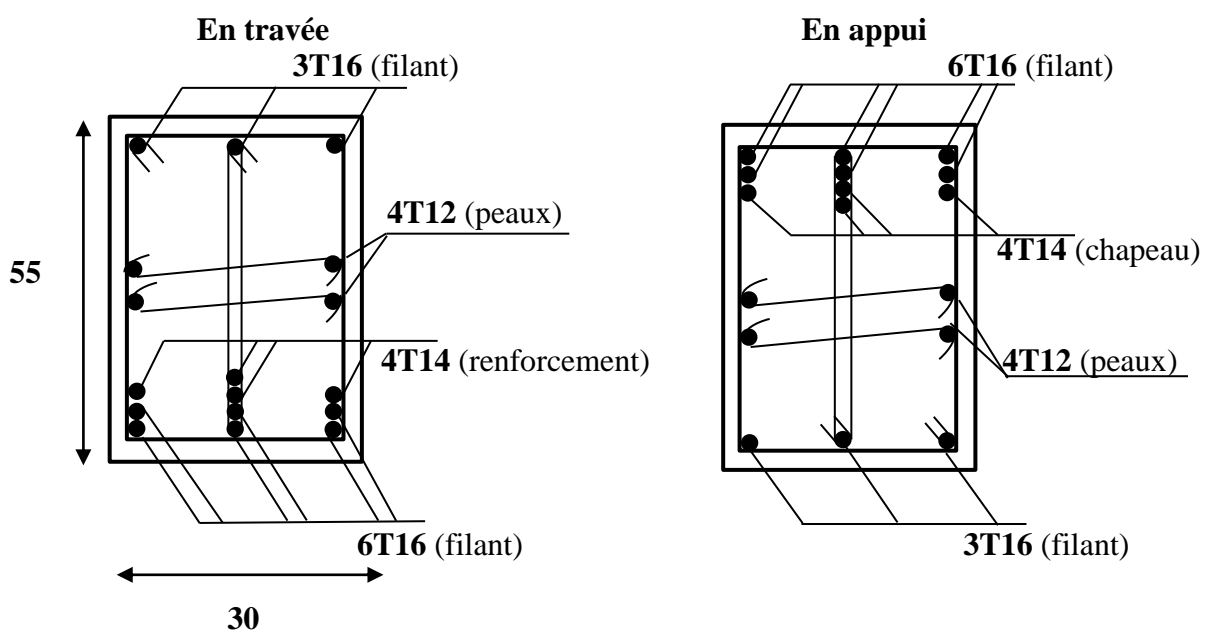


Figure VI 1 : Ferrailage de la poutre principale.

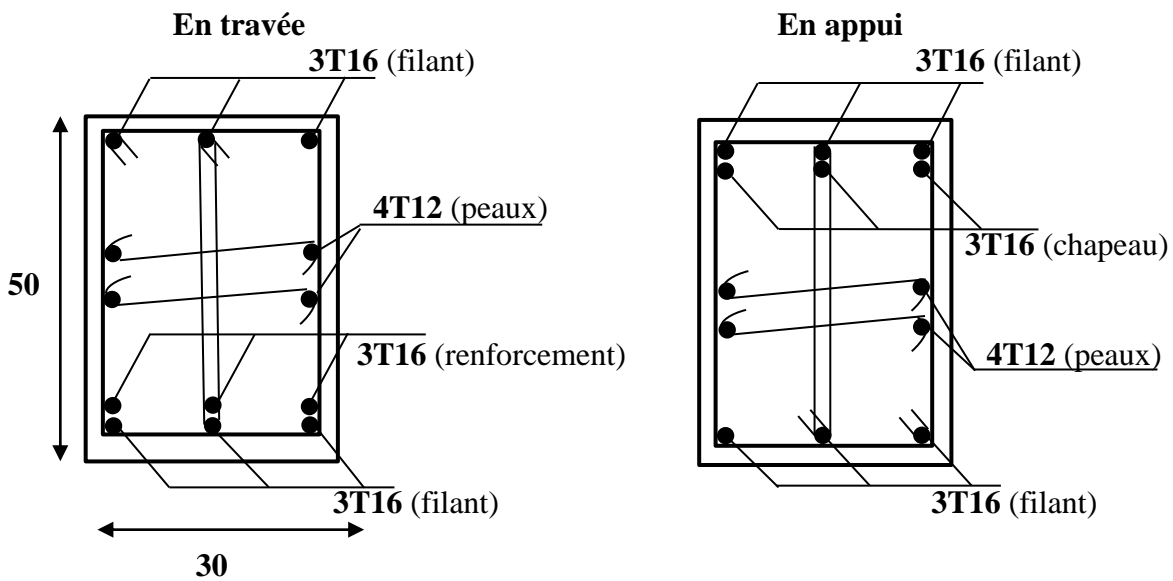


Figure VI 2 : Ferrailage de la poutre secondaire.

VI.3 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).

VI.3.1 Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } \begin{cases} N_{\max} \\ M_{22}^{\text{cor}} \\ M_{33}^{\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 2 : } \begin{cases} N_{\min} \\ M_{22}^{\text{cor}} \\ M_{33}^{\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 3 : } \begin{cases} M_{22}^{\max} \\ M_{33}^{\max} \\ N_{\text{cor}} \end{cases}$$

On à 6types de poteaux a savoir :

- ✓ Type 1 : (60×60) cm²
- ✓ Type 2 : (55×55) cm²
- ✓ Type 3 : (50×50) cm²
- ✓ Type 4 : (45×45) cm²
- ✓ Type 5 : (40×40) cm²
- ✓ Type 6 : (35×35) cm²

Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de: 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de: 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre et on a :
 $L' = 2. H$

Avec :

h: hauteur de la poutre ;

b : dimension de poteau ;

h_e : Hauteur libre entre deux étages

Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :

La section AL des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] \text{ pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d \quad \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{pour la traction simple}$$

VI.3.2 Armatures longitudinales :

❖ Selon RPA99/version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul;

a: Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élancement géométrique λ_g :

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right)$
- $\rho_a = 3.5$ si $\lambda_g < 5$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

a et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée.

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- **Dans la zone nodale:**

$$\delta_t \leq \min(10\phi L ; 15\text{cm}) \text{ zone IIa.}$$

- **Dans la zone courante :**

$\delta_t \leq 15\phi_L$ zone IIa :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta t \times b}$ En pourcentage est donné comme suit :

- 0.4% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$; interpolation des valeurs limitent précédentes.

❖ Selon **B.A.E.L 91** :

Le diamètre minimal des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \phi_{Lmax}$$

L'espace des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\phi_{Lmin} ; 40cm. b + 10cm)$$

Avec :

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{Lmin} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Tableau VI 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants.

Combinaisons	Section (cm ²)	(35×35)	(40×40)	(45×45)	(50×50)	(55×55)	(60×60)
ELU (1,35G+1,5Q)	N_{max}	651.19	946.10	1119.52	1231.51	1673.18	2462.48
	M₂₂^{cor}	0.72	4.54	3.01	6.67	7.30	28.62
	M₃₃^{cor}	7.02	0.71	9.76	14.10	13.82	91.65
ACC (G+P+E) (0,8G ± E)	M₂₂^{MAX}	8.65	10.28	17.04	21.11	23.81	25.08
	N₂₂^{cor}	166.34	304.98	546.18	736.64	1016.2	1351.95
	M₃₃^{MAX}	21.29	20.18	23.16	26.21	33.25	39.09
	N₃₃^{cor}	92.96	148.78	92.27	915.85	87.21	1214.71
ELS (G+Q)	N_{min}	110.75	175.5	379.37	541.93	611.48	713.02
	M₂₂^{cor}	0.51	1.05	2.2	3.4	3.64	1.86
	M₃₃^{cor}	4.97	0.82	6.62	6.73	5.97	11.04
Effort tranchant T	V1	68.35	81.78	91.01	105.55	100.22	514.07
	V2	111.64	126.73	148.12	162.34	163.62	612

VI.3.3 Exemple de calcul :

Ferraillage du poteau de Section : (60x60) cm².

VI.3.3.1 Calcul des armatures :

Armatures longitudinales:

Situation durable et transitoire:

➤ **E.L.U:** (1.35 G + 1.5 P)

1^{er} Cas:

Calcul suivant l'axe 2-2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\max} = 2462.48\text{kN}$ (compression)
- $M_{22}^{\text{cor}} = 28.62\text{kN.m}$
- $M_{33}^{\text{cor}} = 91.65\text{kN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{22}}{N} = \frac{28.62}{2462.48} = 1.16\text{cm} < \frac{h}{12} = 26.92\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N1 se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50, 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{323 \times 0,7}{60} = 13,03$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1,16}{60} = 0,13$$

$$= \leq \max (50 ; 13) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré. } \lambda$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{array} \right.$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{ cm.}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,14}{60} = 0,019 < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13,03}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$N_1' = 2462.48 \times 1.03 = 2536.354 \text{ kN}$$

$$M_1' = 2536.354 \times (0.02 \times 0.0116) = 80.148 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{80.148}{2536.354} = 3.2 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

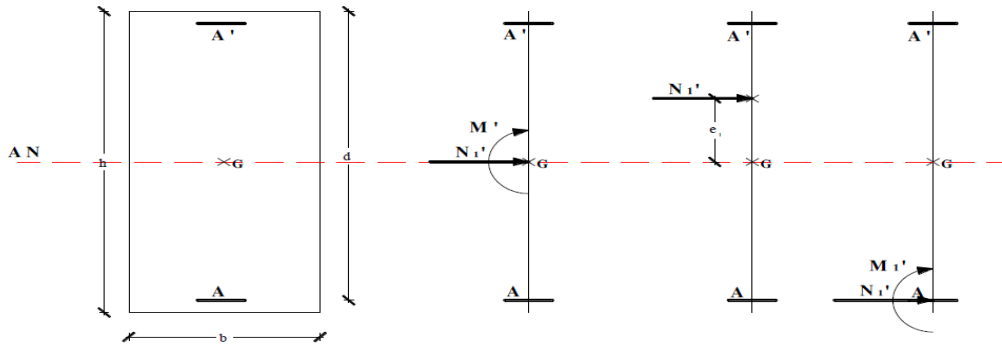


Figure VI 3 : Position du Point d'application de l'effort normal N_1' .

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 80.148 + 2536.354 \times \left(54 - \frac{60}{2}\right) = 688,873 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,203 \text{ kN.m}$$

$$(II) = 2536.354 \times (54 - 6) - 688.873 = 528.57 \text{ kN.m}$$

(I) = 785.203 kN.m > (II) = 528.57 kN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{688873}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0.27$$

$\mu = 0,27 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.402 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,839$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{688873}{348 \times 0,839 \times 54} = 43.7 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 43.7 - \frac{2536354}{100 \times 348} = -29.2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{fc} = 0$$

Calcul suivant l'axe 3-3 :

- $M_{33} = 91.65 \text{ kN.m}$
- $N = 2462.48 \text{ kN}$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{33}}{N'} = \frac{91.65}{2462.48} = 3.7 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

Vérification si on a une compression excentré :

\Rightarrow La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{cases}$$

Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50, 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{323 \times 0.7}{60} = 13.03$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1.16}{60} = 0.13$$

$$= \leq \max (50 ; 13) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré. } \lambda$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13.03}{35} \right)^2 = 1.03$$

$$\begin{cases} N_1' = 2462.48 \times 1.03 = 2536.354 \text{ kN} \\ M_1' = 2536.35 \times (0.02 \times 0.037) = 144.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 5.7 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 144.57 + 2536.35 \times \left(54 - \frac{60}{2}\right) = 753,29 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,20 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2536.35 \times (54 - 6) - 753.29 = 464.158 \text{ KN.m}$$

(I) = 785,20 KN.m > (II) = 464.158 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{753290}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,30$$

$$\mu = 0,30 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,46 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,816$$

Détermination des armatures:

$$A_a'' = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{753290}{348 \times 0,816 \times 54} = 49.12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 49.12 - \frac{2536350}{100 \times 348} = -23.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{fc} = 0$$

2^{ème} Cas:

Calcul suivant l'axe 2-2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{22}^{\max} = 25.08 \text{ kN.m}$
- $N^{\text{cor}} = 1351.95 \text{ kN}$ (compression)
- $M_{33}^{\max} = 39.09 \text{ kN.m}$
- $N^{\text{cor}} = 1214.71 \text{ kN}$ (compression)

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{22}}{N} = \frac{25.08}{1351.95} = 1.8 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50, 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{323 \times 0,7}{60} = 13,03$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1,8}{60} = 1,67$$

$$= \leq \max (50 ; 1,67) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré } \lambda$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 226,1$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{cases}$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,8}{60} = 0,03 < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13,03}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$\begin{cases} N_1' = 1351,95 \times 1,03 = 1392,19 \text{ kN} \\ M_1' = 1392,19 \times (0,02 + 0,018) = 52,90 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{52,90}{1392,19} = 3,7 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52,90 + 1392,19 \times \left(54 - \frac{60}{2} \right) = 387,025 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,20 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1392.19 \times (54 - 6) - 387.025 = 281.22 \text{ KN.m}$$

(I) = 785.20 KN.m > (II) = 281.22 KN.m \Rightarrow La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{387025}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,205 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,918$$

Détermination des armatures:

$$A_a'' = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{387025}{348 \times 0,918 \times 45} = 22,43 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = \frac{1392190}{100 \times 348} = -17,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0$$

Calcul suivant l'axe 3-3 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{cor}} = 1214.71 \text{ kN}$ (compression)
- $M_{33}^{\text{max}} = 39.09 \text{ kN.m}$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{33}}{N_1'} = \frac{39.09}{1214.71} = 3.1 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

Vérification si on a une compression excentré :

\Rightarrow La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{array} \right.$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13.03}{35} \right)^2 = 1.03$$

$$\left[\begin{array}{l} N_1' = 1214.71 \times 1.03 = 1251.15 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_1' = 1251.15 \times (0.02 + 0.031) = 63.84 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = 5 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 63.84 + 1251.15 \times \left(54 - \frac{60}{2}\right) = 300,91 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,20 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1251.15 \times (54 - 6) - 300.91 = 299.64 \text{ KN.m}$$

(I) = 785.20 KN.m > (II) = 299.64 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{300910}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,161 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{300910}{348 \times 0,935 \times 54} = 17,12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 17,12 - \frac{1251,15}{100 \times 348} = -18,83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{fc} = 0$$

3^{ème} Cas:

Calcul suivant l'axe 2-2 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\min} = 713.02 \text{ kN}$ (compression)
- $M_{22}^{\text{cor}} = -1.86 \text{ kN.m}$
- $M_{33}^{\text{cor}} = 11.04 \text{ kN.m}$

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{22}}{N} = \frac{1.86}{713.02} = 0.26 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N1 se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50, 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{323 \times 0.7}{60} = 13.03$$

Avec:

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0.26}{60} = 0.29$$

$$= \leq \max (50 ; 0.29) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré. } \lambda$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 226.1$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a) \end{cases}$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.26}{60} = < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13.03}{35} \right)^2 = 1.03$$

$$\begin{cases} N_1' = 713.02 \times 1.03 = 734.41 \text{ kN} \\ M_1' = 734.41 \times (0.02 + 0.0026) = 16.59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{16.59}{734.41} = 2.26 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N1 se trouve à l'intérieure de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 16.59 + 734.41 \times \left(54 - \frac{60}{2} \right) = 176,424 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,20 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 734,41 \times (54 - 6) - 176,424 = 176,09 \text{ KN.m}$$

(I) = 785,20 KN.m > (II) = 176,09 KN.m \Rightarrow La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{176424}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,091 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,963$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{176424}{348 \times 0,963 \times 54} = 9,7 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 9,7 - \frac{734410}{100 \times 348} = -11,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0$$

Calcul suivant l'axe 3-3 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\min} = 713,02 \text{ kN}$ (compression)
- $M_{33}^{\text{cor}} = 11,04 \text{ kN.m}$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{33}}{N'} = \frac{11,04}{713,02} = 1,5 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

Vérification si on a une compression excentré :

\Rightarrow La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{array} \right.$$

Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{13,03}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$\left[N_1' = 713,02 \times 1,03 = 734,41 \text{ kN} \right.$$

$$M_1' = 734.41 \times (0.02 + 0.015) = 25.70 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = 3.5 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1' = M' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 25.70 + 734.41 \times \left(54 - \frac{60}{2}\right) = 176,51 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 60 - 0,81 \times 6 \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785,20 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 734.41 \times (54 - 6) - 176.51 = 176.006 \text{ KN.m}$$

(I) = 785,20 KN.m > (II) = 176.006 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{176510}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0912 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,963$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{176510}{348 \times 0,963 \times 54} = 9,8 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 9,8 - \frac{734410}{100 \times 348} = -11,3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{fc} = 0$$

Armatures minimales ;

❖ **Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100} + \frac{8(60+60)}{100} \right] = 16,8 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition imposées par les règles RPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0,008 \times b \times h = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = (0; 16.8 ; 28.8) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12+8\text{T}20 \longrightarrow A = 30,91$$

VI.3.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot :

$$T_{\text{max}} = 624.19\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{624190}{60 \times 54 \times 100} = 1.9\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{L_{\text{max}}}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66\text{cm}$$

On prend : $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\varphi 8 \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2$ (1cadre + 1étrier).

L'espacement des armatures transversales :❖ **Selon le [BAEL91] :**

$$\delta_r \leq \min(15\varphi_{L_{\text{min}}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = \min(21\text{cm})$$

$$\delta_r = 20$$

Selon le [RPA99 (version 2003)] :➤ **Zone nodale :**

$$\delta_r \leq \min(15\varphi_{L_{\text{min}}}; 15\text{cm}) = \min(15\text{cm})$$

$$\delta_r = 10$$

➤ **Zone courante :**

$$\delta_r \leq 15\varphi_{L_{\text{min}}} = 21$$

$$\delta_r = 20$$

Armatures transversales minimales:

$$\delta_r \leq 15\varphi_{L_{\text{min}}} = \lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{226.1}{60} = 3.7 \Rightarrow 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,003 \times b \times \delta_r = 0,003 \times 60 \times 20 = 3.6\text{cm}^2$$

Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}.$$

$$H' = \delta_r \leq 15 \varphi_{L_{\min}} = \max\left(\frac{-}{6}; 60; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \varphi_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux.

Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
(60×60)	0	9,6	28,8	4T12+8T20	30,91	80
(55×55)	0	8,8	24,2	8T14+4T20	24,89	70
(50×50)	0	8	20	8T14+4T16	20,36	80
(45×45)	9.20	7,2	16,2	4T12+8T14	16,84	70
(40×40)	8.16	6,4	12,8	4T14+4T16	14,2	80
(35×35)	4.52	5,6	9,8	4T12+4T14	10,68	70

Dessin de ferrailage :

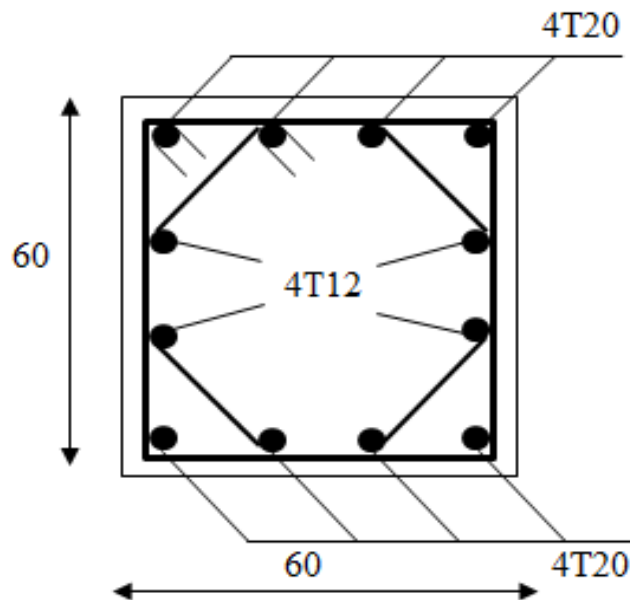


Figure VI 4: Ferrailage de poteau (60x60).

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 :

1. Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003)/7.7.1] (voir chapitre II).

2. 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 :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \quad [\text{RPA99/2003/V.5.2}].$$

Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :

Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $A_{v1} \geq \longrightarrow 4\text{HA}10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = ((L-2a) \times e) \times 0,10\%.$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A_v.$$

$$A_v = \max (A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$S = \min (1,5e; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi = \frac{L}{10} e$

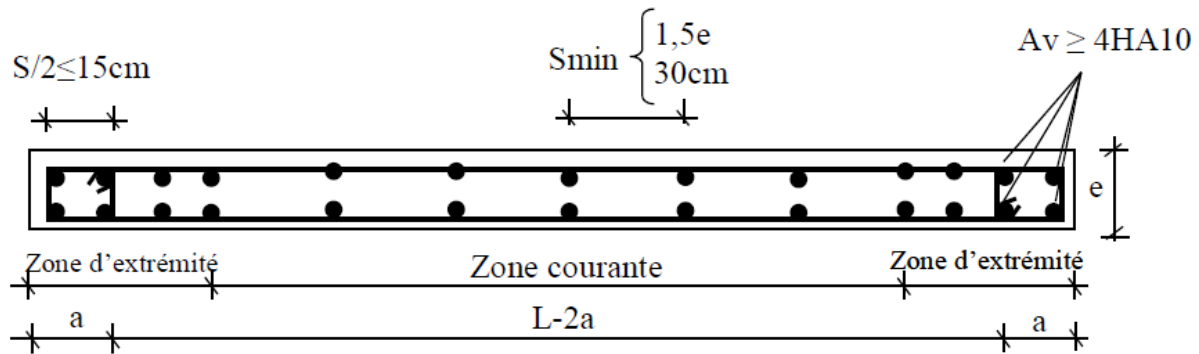


Figure VII 1 : Disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles de contreventement.

VII.2.1 Exemple de calcul :

Voile de contreventement le plus défavorable sans ouverture d'épaisseur 20 cm.

VII.2.1.1 Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max\left[50, \min\left(\frac{67e_a}{h}, 100\right)\right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max\left[50, \min\left(\frac{67 \times 2}{h}, 100\right)\right] = 50$$

$$\lambda = Lf \times \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$Lf = 0,7 \times \frac{391}{20} = 13,235\text{cm}.$$

$$\lambda = 13,235 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 47,63\text{cm}.$$

$\lambda = 47,63\text{cm} < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

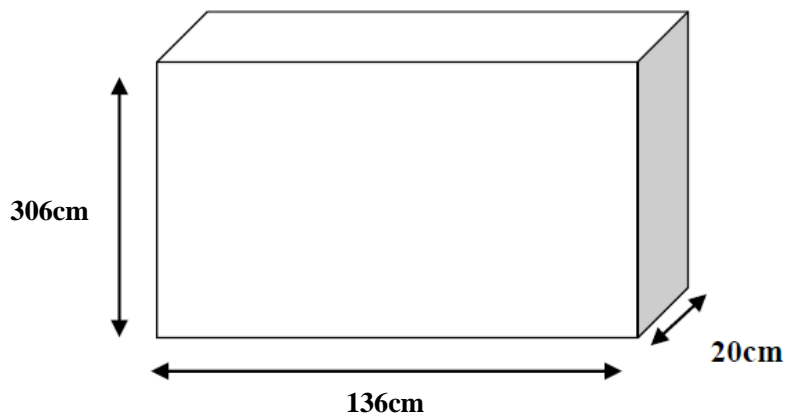


Figure VII 4 : Dimension du voile.

VII.2.1.2 Calcul du ferrailage :

Les sollicitations de calcul :

D'après logiciel ROBOT on a :

a- Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 1908.84 \text{ kN} \\ M_x = 372.94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b×100cm) (bande de 1m de largeur).

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{372.94}{1908.84} \times 100 = 19.53 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 192.9 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N_1' \times (d - c_1)}_{(II)} - M_1'$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1' = M_1' = M + N \times \left[d - \frac{h}{2} \right] = 1254,019 \text{ kN.m}$$

$$(I) = 0,337 \times 136 - 0,81 \times 2,6 \times 14,17 \times 20 \times 136 \times 10^{-3} = 1692,001 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1908,84 \times (1,335 - 0,025) - 141,25 = 1246,561 \text{ KN.m}$$

(I) = 1692.001 KN.m > (II) = 1246.561 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1254019}{14,2 \times 20 \times (133,5)^2} = 0,247$$

$\mu = 0,247 < \mu_l = 0,361 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

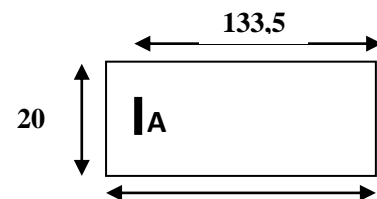


Figure VII 3 : Section de calcul.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,419 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,855$$

Détermination des armatures :

$$A_a' = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1254019}{400 \times 0,855 \times 133,5} = 27,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000 \sigma_s} = A_{fc} = 27,46 - \frac{1908840}{100 \times 400} = -20,261 \text{ cm}^2 < 0$$

On prendra $\Rightarrow A_{fc} = 0$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_1 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}/m_1 (e=20\text{cm})$$

b- Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L-2a) \times e) \times 0,10\% = ((391-2 \times 60) \times 20) \times 0,10\% = 5.42$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A_t = (391 \times 20 \times 0,15\%) - 2 \times 3.14 = 5.45$$

$$A_v = \max(A_1; A_2).$$

$$\text{Donc : } A_v = 5.45$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}12/m_1 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}/m_1 (e=15\text{cm})$$

Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}.$$

Sens y-y :

$$\left[\begin{array}{l} N_z = 1908.84 \text{ kN} \\ M_x = 220.18 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La section de calcul est de dimensions ($b \times 100\text{cm}$) (bande de 1m de largeur).

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{220.18}{1908.84} \times 100 = 11.53 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 193 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N I' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1' = M + N \times \left[d - \frac{h}{2} \right] = 220,18 + 1908,84 \times \left[17,5 - \frac{20}{2} \right] = 159.67 \text{ kN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2,5) \times 14,17 \times 136 \times 20 = 1817.27 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1908.84 \times (17,5 - 2,5) - 159.67 = 126.656 \text{ KN.m}$$

$(I) = \text{KN.m} > (II) = \text{KN.m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

✓ Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{159670}{14,2 \times 136 \times (17,5)^2} = 0,270$$

$$\mu = 0,270 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,402 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,839$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{159670}{400 \times 0,839 \times 17,5} = 20,28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N_1'}{1000\sigma_s} = A_{fc} = 20,28 - \frac{1908840}{100 \times 400} = -27,44 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_{fc} = 0$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_1 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}/m_1 (e=20\text{cm})$$

Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L-2a) \times e) \times 0,10\% = ((391-2 \times 60) \times 20) \times 0,10\% = 5,42$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A_t = (306 \times 20 \times 0,15\%) - 2 \times 3,14 = 5,45$$

$$A_v = \max(A_1; A_2).$$

$$\text{Donc : } A_v = 5,45$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}12/m_1 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}/m_1$$

Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}.$$

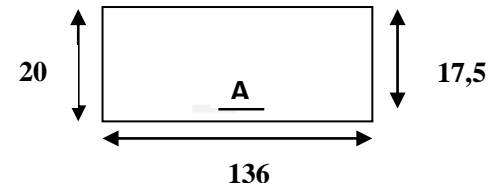


Figure VII 4 : Section de calcul.

VII.2.1.3 Calcul des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = MPa.$$

$$\tau = \frac{1,4 \times T_u}{e \times b} ; T_u = 1,4 \times T_u$$

$$T_u = 1,4 \times 217,70 = 304,79$$

$$\tau = \frac{304790}{20 \times 136 \times 100} = 1,13$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{c28} \times k)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1,13 (cm^2)$$

Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right]$$

$$A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1,28}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0,565 cm^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min}) = 1,13 cm^2$$

Choix :

$$2\phi 10 \longrightarrow A = 1,57 cm^2$$

Dessin de ferrailage :

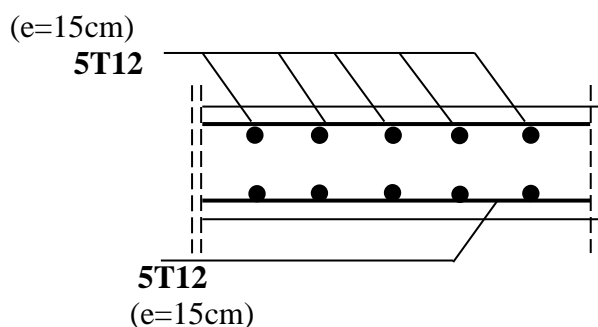


Figure VII 5 : Ferrailage de voile de contreventement.

VII.2.2 Voile avec ouverture :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans les sens d'action peuvent être alternés.

Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

Les sollicitations dans linteau seront :

- Ferrailage des linteaux :

1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V), on devra disposer dans ce cas :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).
- Aciers longitudinaux (A_l) « En deux nappes ».

Ils sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{Z \times F_e}$$

Avec : $Z = h - 2C'$;

h : Hauteur totale du linteau.

C' = distance de l'enrobage.

M = Moment du à l'effort tranchant « $T = 1,4 T_{\text{calculé}}$ ».

Aciers transversaux (A_t).

Lier sous cas : linteaux longs « $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ ».

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \times F_e \times Z}{T}$$

Ou :

S : espacement des aciers A_t et $T = 1,4 T_{\text{calculé}}$.

- Portée du linteau :

Linteau court « $\lambda_g \leq 1$ ».

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t \times F_e \times l}{T + A_t \times F_e}$$

$$V = \min(T_1 ; T_2) \text{ et } T_2 = 2T_{\text{calculé}} \quad T_1 \leq \frac{M_{ci} \times M_{cj}}{L_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} ; moments « Résistants ultime » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

2^{ème} cas : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

Dans ce cas : $A_l = A_t = A_c = A_{\min}$

Les efforts (M ; N) sont repris suivants des billes diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD a disposé obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la forme :

$$A_D = \frac{T}{2 \times F_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{l}$$

$T = T_{\text{calculé}}$ (sans majoration)

VII.2.2.1 Exemple de calcul :

Les résultats suivants sont à l'aide de logiciel ROBOT :

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{\text{calculé}} = 378.19 \text{ kN}$$

$$T_u = 1,4 \times T_{\text{calculé}} = 1,4 \times 378.19 = 575.47 \text{ kN}$$

Calcul de τ_b :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{575470}{20 \times 287.5 \times 100} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > \bar{\tau}_b \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$$

Armatures longitudinales A_L :

$$A_{L\min} = \frac{0,15}{100} \times b \times h = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 290 = 8.7 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$6T14 \longrightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

Armatures diagonales :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Z}{L} = \frac{h - 2.d'}{L} = \frac{0,8 \times h}{L} = \frac{0,8 \times 306}{290} = 0.84$$

$$\alpha = 0.70^\circ; \sin \alpha = 0.64$$

$$A_{D1} = \frac{T_{\text{calculé}}}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{378.19}{2 \times 400 \times 0.64} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Armatures diagonales minimales :

$$A_{D2} = \frac{0,15}{100} \times b \times h = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max (A_{D1}; A_{D2}) = \text{cm}^2$$

Le choix :

$$5T16 \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2$$

Armatures en section courante :

$$\left[\begin{array}{l} A_c = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 306 = 12.24 \text{ cm}^2 \\ 8T14 \longrightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Armatures transversales :

$$S < \frac{h}{4}$$

$$\tau > \bar{\tau} \Rightarrow A_t = 0,25\% \times b \times S \Rightarrow \left[\begin{array}{l} S < \frac{306}{4} = 76.5 \Rightarrow S = 20 \text{ cm} \\ A_t = \frac{0,25}{100} \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le choix :

$$2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

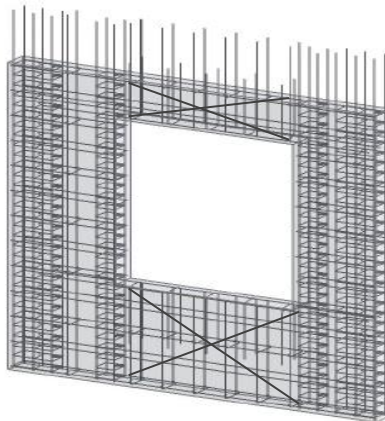


Figure VII 6 : Ferrailage de voile avec ouverture.

VII.3 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.

VII.3.1 Détermination des sollicitations :

Calcul de l'effort N' :

$$P_{propre} = \gamma_b \times V$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$v = 1 \text{ ml} \times h \times e = 1 \times 3.23 \times 0.15 = 0.484 \text{ m}^3$$

$$P_{propre} = 2500 \times 0.484 = 12.11 \text{ kg}$$

v : volume de la plaque.

γ_b = masse volumique de béton.

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35 \times P_{pr} = 1633.5 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S} : N_{ser} = P_{pr} = 1210 \text{ kg}$$

La contrainte de poussée sera calculée comme suite :

Calcul du moment M/A :

- poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.

$$\bar{\sigma}_a = K_a \times \gamma \times H$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.338$$

$$\sigma_0 = 0.338 \times 18 \times 0 = 0$$

$$\sigma_{400} = 0.338 \times 18 \times 3.23 = 19.65$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie q .

K_p : coefficient de pousse des terres.

H : hauteur de voile.

P : la force de pousse se terre.

$$P = 9,825$$

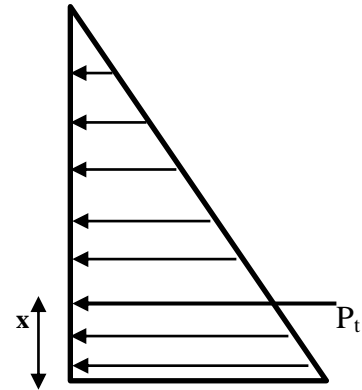
a. Combinaison fondamentales :

Etat limite ultime de résistance :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q = 13.26 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 13.26 \text{ kg/m}^2$$



Etat limite de service :

$$\bar{q}_{ser} = q = 9.825 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Pour une bande de largeur :

$$q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1,00 = 9.285 \text{ kg} / \text{m}^2$$

b. Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x. \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Etat limite de service :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x. \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Tableau VII 1 : valeur approchée des coefficients

Calculs	μ_x	μ_y
ELU	0.0894	0.2500
ELS	0.0963	0.4150

Tableau VII 2 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Moment \ Sens	x-x		y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Combinaison				
M_a (kN/m)	40.568	32.379	10.142	13.437

VII.3.1.1 Calcul de ferrillage :

Sens x-x :

➤ **E.L.U :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{40567}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,182$$

$$\mu = 0,182 < \mu_l = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,253 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,898$$

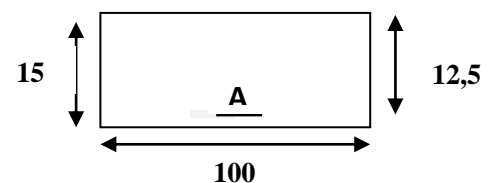


Figure VII 7 : Section de calcul.

Détermination des armatures:

$$A_u^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{40568}{348 \times 0,898 \times 12,5} = 10,385 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 10,38 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}14/\text{m}_1 \longrightarrow A = 10,78 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$$

$$\text{T}14/\text{m}_1 \longrightarrow (e=12 \text{ cm})$$

➤ E.L.S :

$$M^{\text{ser}} = 32,379 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 10,78}{100} \Rightarrow D = 1,617$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,617 \times 12,5 = 40,425$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,617 + \sqrt{2,614 + 40,425} = 4,943 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (4,943)^3}{3} + 15 \times 10,78 \times (12,5 - 4,943)^2 = 13260,187 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{\text{ser}}}{I} = \frac{32,379 \times 10^3}{13260,187} = 2,441$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,441 \times 4,943 = 12,065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 2,441 \times (12,5 - 4,943) = 276,69 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Sens y-y :**➤ E.L.U :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10142}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,045$$

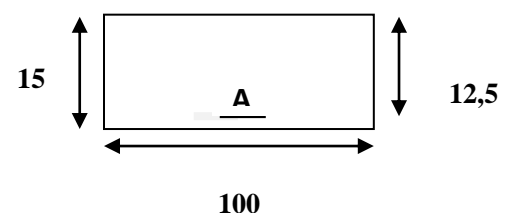


Figure VII 9 : Section de calcul.

$\mu = 0,045 < \mu_l = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,057 \implies \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10142}{348 \times 0,977 \times 12,5} = 2,38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,38 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10 / \text{m}_1 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm} / \text{m}_1$$

$$\text{T}10 / \text{m}_1 \longrightarrow (e = 20 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M^{\text{ser}} = 13,437 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} \implies D = 0,471$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,471 \times 12,5 = 11,775$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 0,471 + \sqrt{0,471^2 + 11,775} = 3,934 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,934^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (12,5 - 3,934)^2 = 5499,452 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{\text{ser}}}{I} = \frac{13,437 \times 10^3}{5499,452} = 2,44$$

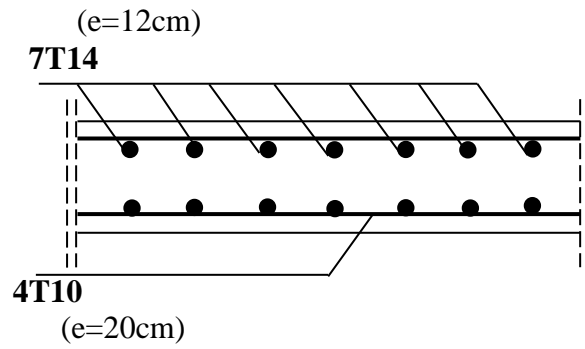
$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,44 \times 3,934 = 9,598 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 2,44 \times (12,5 - 3,943) = 313,18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Donc : Aucune vérification pour (σ_s)

Recouvrement des barres longitudinales : $L_r = 50\varphi$ en zone II. $L_r = 50 \times 0.8 = 40$ cm.**Dessin de ferrailage :****Figure VII 10 : Ferrailage de voile périphérique**

***Chapitre VIII : Etude des
fondations***

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_{xy} \\ 0,8 G \pm E_{xy} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots \dots \dots ELS \end{array} \right.$$

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 :

$$N_u = 68911.04 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A = \left(\frac{60}{60} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{60}{60} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{60}{60} \cdot \frac{68911040}{250}} = 525.02 \text{ cm}$$

On prend : $B = A = 530 \text{ cm}$

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 apportées 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.

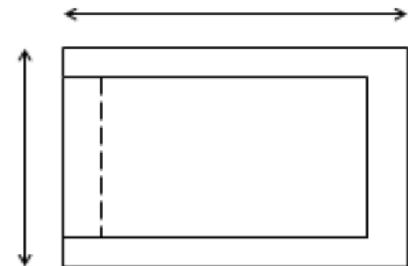


Figure VIII 1: dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité.

a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de la dalle entre axes des poteaux.

$L_{\max} = 5.85 \text{ m} \Rightarrow 0.73 \text{ m} \leq h \leq 1.17 \text{ m}$ Alors : $h \in [73, 117] \text{ cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est: 0.100 m

b) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : la plus grande distance entre 2 voiles parallèle.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young ($E=3.10^4$ MPa) ;

I: Moment d'inertie du radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$; $h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(2L)^4}{E.\pi^4}}$

b : largeur du radier (bande de 1 m)

K : coefficient d'élasticité du sol ;40

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40$ MN/m³, [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structure de bâtiment ; tableau de page 305].

Dans notre cas :

$$L = 5.85\text{m} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3KL^4}{E.\pi^4}} \Rightarrow h_t \geq 87.80\text{cm}$$

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 sue 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 :

$$N_u = 4803,30$$

$$U_c = 4(a')$$

$$\text{Avec: } a' = a + h$$

$$U_c = 4(a + h) = 4(0.6 + 0.4) = 4\text{m}$$

$$U_c = 4\text{ m}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 4461,47\text{KN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 18000\text{KN/ml} \text{ [C.B.A art A.5.2.4.3]}$$

$$N_u/\text{ml} = 4698,15\text{KN} < N_u = 18000\text{ KN}$$

d) Condition de non cisaillement : [CBA 93 / A5.2.2]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

Calcul de Q_u :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow N_u = 3709,53 \text{ KN}$$

La surface du radier est de : $S_{rad} = m^2$

$$Q_u = \frac{3709.53}{247.24} = 15.003 \text{ KN} / m^2$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; b = 1m$$

$d = 0,9h_r = 81\text{cm}$.

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{max}}{2} = \frac{(N_u / S_{rad}) \times L_{max}}{2}$$

$$V_u = \frac{15.003 \times 5.85}{2} = 43.884 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.884}{1 \times 90} = 0.048 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$ (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée)

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,80}{5,85} = 0.99 \text{ Le panneau travaille suivant deux directions.}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 90 \text{ cm}$

2) Hauteur des nervures : h_n

$$h_n > \frac{L}{10} = \frac{585}{10} = 58,5 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 60 \text{ cm}$

3) Epaisseur de la dalle :

$$e > \frac{L}{20} = \frac{585}{20} = 29,25 \text{ cm}$$

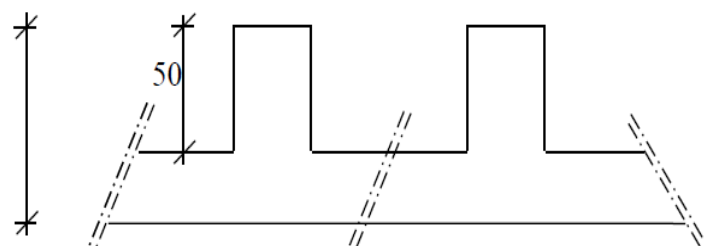


Figure VIII 2 : dimensions du radier.

On prendra $e = 40 \text{ cm}$

VIII.5.2 Calcul de débordement D :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 40\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 40\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

$$D' \text{ où : } S_{\text{rad}} = S_{\text{BA}} + D \times (X + Y) = 245.60 + 0.5 \times (21.45 + 11.45) = 262.05\text{m}^2$$

S_{rad} : surface de radier.

S_{BA} : surface totale de bâtiment.

X : longueur de bâtiment.

Y : largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_{\text{rad}} = 262.05\text{m}^2$

VIII.5.3 Calcul de surface minimale du radier :

N_{max} : la somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / Version 2003 (Art 10.1.4) suivant : $G + Q + E$ et $0,8G \pm E$ réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel ROBOT.

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$G = 2799.85 \text{ KN}$$

$$Q = 616.40 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 3416.25$$

Surface de la base de bâtiment : m^2

$$S_{\text{rad}} = \frac{N_{\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{3416.25}{25} = 136.6\text{m}^2$$

On a surface du bâtiment $S_{\text{radier}} <$ surface de la base de tour on prévoit un débord pour le radier du bâtiment

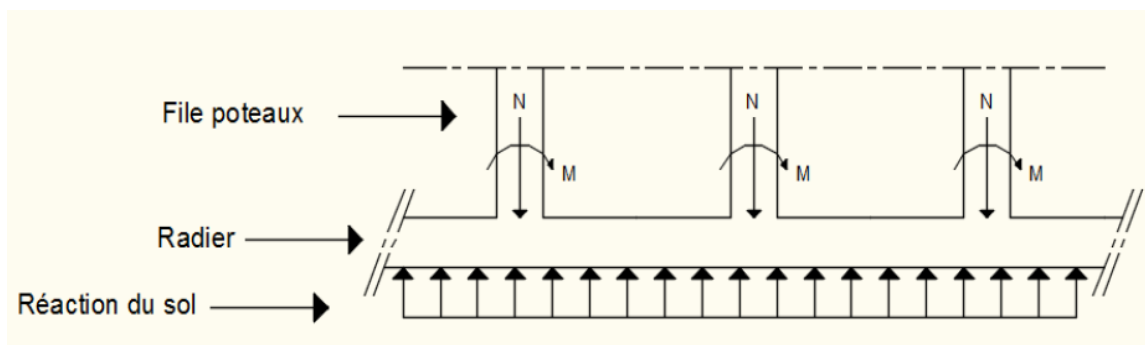


Figure VIII 3 : schéma de radier général.

VIII.5.4 Vérification des contraintes sous radier :

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1] Situation durable et transitoire :

$$N_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} V$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \pm \frac{M}{I_{xx}} V$$

Suivant le **RPA99/V2003/10.1.4** :

Situation accidentelle :

$$\sigma_{moy} < 2\bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2.5bars$$

ELU et ELS :

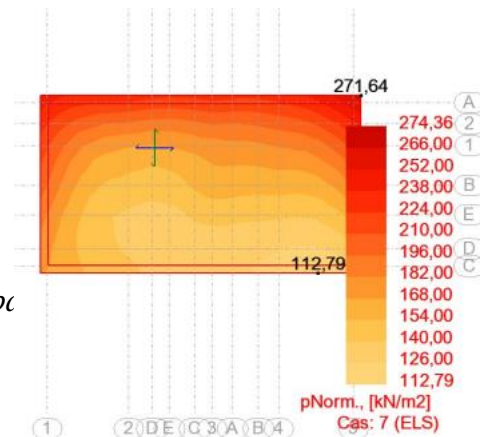
$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 3.75bars$$

Distribution des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{max} = 2.74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(2.74) + 1.23}{4} = 2.3bar < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 3.75bar$$

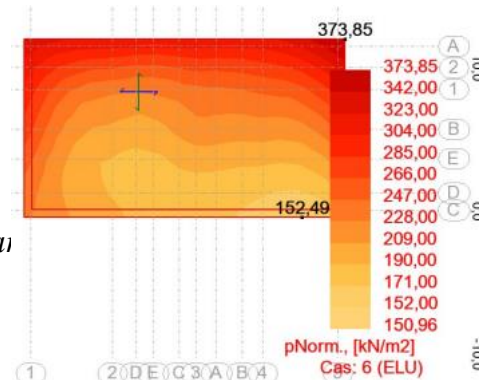


Distribution des contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 3.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = 1.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(3.73) + 1.51}{4} = 3.2bar < 2\bar{\sigma}_{sol} = 3.75bar$$

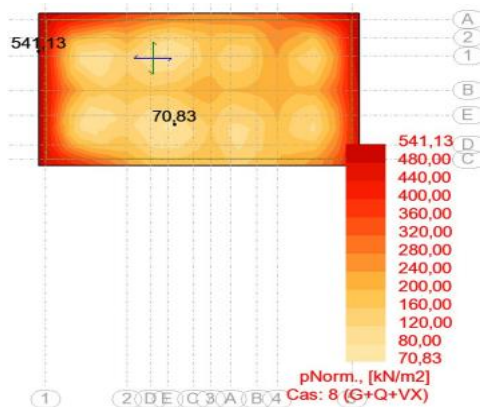


Distribution des contraintes S ACC :

$$\sigma_{max} = 5.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = 0.708 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(5.85) + 1.01}{4} = 4.2bar < 2\bar{\sigma}_{sol} = 5bar$$



VIII.5.5 Calcul du ferrailage du radier :

VIII.5.5.1 Ferrailage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et on pour valeurs :

- Dans les sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans les sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des μ_x , μ_y on fonction de $\left(\alpha = \frac{L_x}{L_y} \right)$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis.

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

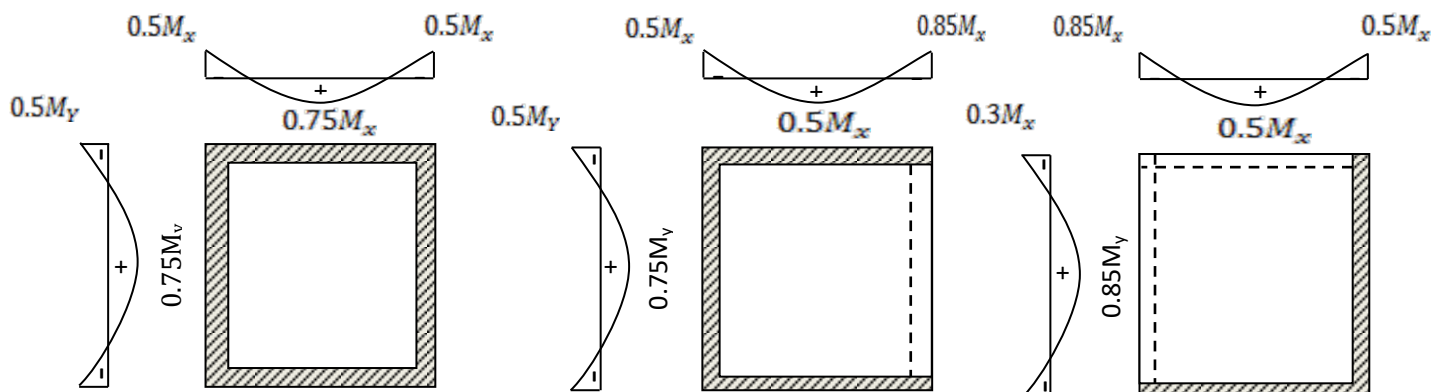


Figure VIII 4 : schéma représentatif des différents types de panneaux.

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

Calcul des sections d'armatures des panneaux du radier :

Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m^u \times 1ml$$

$$q_u = 320 \times 1ml = 320KN / ml$$

E.L.S :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1ml$$

$$q_{ser} = 230 \times 1ml = 230KN / ml$$

Identification de panneau :

Tableau VIII 1 : donnant les valeurs ρ .

Panneau	P4
L_x	5.85
L_y	5.80
$\rho = L_x/L_y$	0.99
observation	$1 \geq \rho \geq 0.4$

Calculs des moments selon BAEL 91 :

Le plus grand panneau est P4.

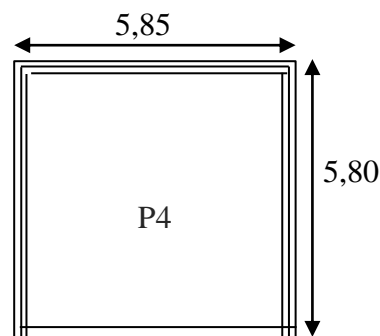


Figure VIII 5 : le panneau de dalle la plus sollicité.

➤ **A l'Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 320 \text{ KN/m}_1$$

Tableau VIII 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELU)

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
4	5.85	5.80	0.99	0.0376	0.9771	404.756	395.487

Moments en travée:

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 404.756 = 344.042 \text{ KN}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 395.487 = 296.615 \text{ KN}$$

Moments en appui:

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 403.004 = 197.743 \text{ KN}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 403.004 = 202.378 \text{ KN}$$

➤ **A l'Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{ser} = 230 \text{ KN/m}_1$$

Tableau VIII 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul (ELS)

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
4	5.85	5.8	0.99	0.0449	0.9847	347.400	342.085

Moments en travée:

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 347.400 = 295.29 \text{ KN}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 342.085 = 256.56 \text{ KN}$$

Moments en appui:

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 347.400 = 173.7 \text{ KN}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 342.085 = 171.04 \text{ KN}$$

Calcul de l'enrobage :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$ [CBA 93/A.7.1]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} : h_0 = 40 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi = 2 \text{ cm}$

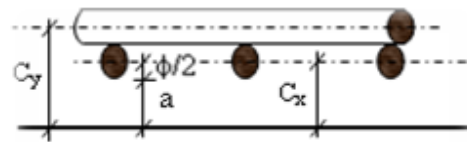


Figure VIII6 : enrobage.

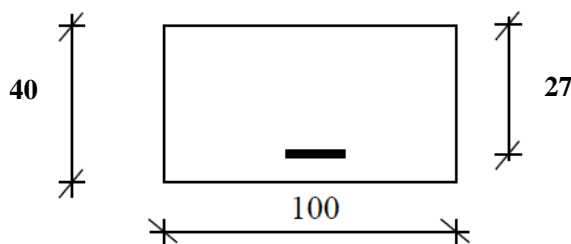
$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} C_x = (2 + \frac{2}{2}) = 3 \text{ cm} \\ C_y = (2 + 2 + \frac{2}{2}) = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

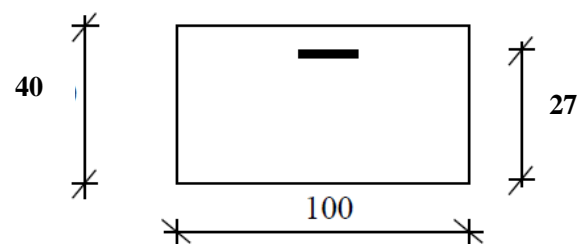
Hauteurs utiles :

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37 \text{ cm} ;$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$



En appui



En travée

Figure VIII 7 : section de calcul dans le sens xx

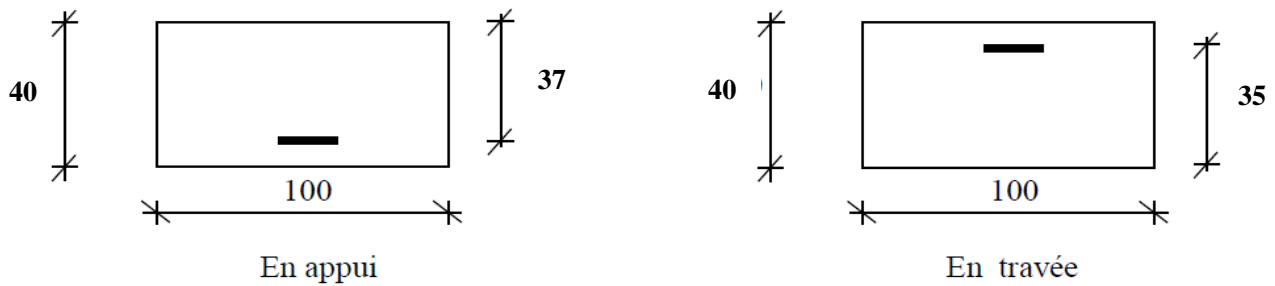


Figure VIII 8 : section de calcul dans le sens yy.

Tableau VIII 4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant en appuis et en travées.

Sens	E.L.U		E.L.S	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M_t (KN.m)	170.98	154.74	124.14	112.18
M_a (KN.m)	-301.26	-234.81	-218.48	-170.53

Sens x-x :

➤ E.L.U :

a- En travée :

$$M_{tx}^u = 170.98 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{170980}{14,2 \times 100 \times (37)^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_t = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,954$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{170980}{348 \times 0,954 \times 37} = 13,91 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 13,91 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$7T16/m_1 \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2 / m_1 (e=12\text{cm})$$

b- En appui :

$$M_{ax}^u = 301.26 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{301260}{14,2 \times 100 \times (37)^2} = 0,154$$

$$\mu = 0,154 < \mu_t = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,211 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,915$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{301260}{348 \times 0,915 \times 37} = 25,5 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,09 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$9\text{T}20/m_1 \longrightarrow A = 28,27 \text{ cm}^2 / m_1 (e=7\text{cm})$$

➤ E.L.S :**a) En travée :**

$$M_{tx}^{ser} = 124.14 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 14.08}{100} \Rightarrow D = 2.11 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 14.07 \times 37}{100} \Rightarrow E = 156.17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 156.17} = 10.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (10.56)^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (37 - 10.56)^2 = 186792,26 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{124.14 \times 10^3}{186792.26} = 0.66$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.66 \times 10.56 = 6.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.66 \times (37 - 10.56) = 261.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{seru}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{124140}{240 \times 100 \times (37)^2} = 0.00377$$

$$\mu_1 = \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.901 \\ K_1 = 35.50 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{35.5} = 6.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{124140}{240 \times 0.901 \times 37} = 15.51 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$8T16/m_1 \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2 / m_1 (e=12 \text{ cm})$$

$$T10 \longrightarrow e = \text{cm}$$

4) En appui :

$$M^{ser} = -218.48 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 28.27}{100} \Rightarrow D = 4.2 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 28.27 \times 37}{100} \Rightarrow E = 313.797 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.2 + \sqrt{4.2^2 + 313.797} = 14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (14)^3}{3} + 15 \times 28.27 \times (37 - 14)^2 = 315789.11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{218.48 \times 10^3}{315789.11} = 0.7$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.7 \times 14 = 9.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.7 \times (37 - 14) = 241.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{218480}{240 \times 100 \times (35)^2} = 0.007$$

$$\mu_1 = - \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.872 \\ K_1 = 24.06 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{24.06} = 9.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{218480}{240 \times 0.872 \times 37} = 28.21 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$9\text{T}20/m_1 \longrightarrow A = 28.27 \text{ cm}^2/m_1 (e=7\text{cm})$$

$$\text{T}10 \longrightarrow e = \text{cm}$$

Sens y-y :

➤ **E.L.U :**

a) **En travée :**

$$M_i^u = 154.74 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{154740}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,088$$

$\mu = 0,088 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,116 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,953$$

Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{154740}{348 \times 0,953 \times 35} = 13,30 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{ty}^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 13,30 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$7\text{T}16/m_1 \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2 / m_1 (e=12\text{cm})$$

b) En appui :

$$M_{ay}^u = -234,81 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{234810}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,134$$

$\mu = 0,134 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,181 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{234810}{348 \times 0,927 \times 35} = 20,79 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_u = \max(A_{ay}^u; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 20,79 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$7T20/m_1 \longrightarrow A = 21.99\text{cm}^2/m_1 (e=12\text{cm})$$

➤ **E.L.S :**

a) **En travée :**

$$M^{ser} = 112.18\text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} \Rightarrow D = 2.11\text{cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 14.07 \times 35}{100} \Rightarrow E = 147.73\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 147.73} = 10.31\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (10.31)^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (35 - 10.31)^2 = 165185.68\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{112.18 \times 10^3}{165185.68} = 0.68$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.68 \times 10.31 = 7.01\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.68 \times (35 - 10.31) = 251.83\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{112180}{240 \times 100 \times (35)^2} = 0.0038$$

$$\mu_1 = 0.0038 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.900 \\ K_1 = 35 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{35} = 6.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{112180}{240 \times 0,900 \times 35} = 14.8 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

Choix des armatures :

$$8\text{T}16/\text{m}_1 \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$\text{T}16 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}$$

b) En appui :

$$M^{ser} = 170.53 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 21.99}{100} \Rightarrow D = 3.3 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 21.99 \times 35}{100} \Rightarrow E = 230.89 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.3 + \sqrt{3.3^2 + 230.89} = 11.34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (12.24)^3}{3} + 15 \times 21.99 \times (35 - 12.24)^2 = 231993.68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{170.53 \times 10^3}{231993.68} = 0.73$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.73 \times 12.24 = 8.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.73 \times (35 - 12.24) = 249.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{170530}{240 \times 100 \times (35)^2} = 0,0059$$

$$\mu_1 = 0,0059 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,880 \\ K_1 = 26,67 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{26,67} = 8,99 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{170530}{240 \times 0,880 \times 35} = 23,06 cm^2 / m_L$$

Choix des armatures :

8T20/m_l → A = 25.13cm²/m_l

T20 → e = 12cm

Tableau VIII 5 : tableau récapitulatif du ferrailage.

Sens	x-x		y-y	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Moments				
E.L.U (KN.m)	14.07	28.27	14.07	21.99
E.L.S (KN.m)	16.08	28.27	16.08	25.13
A calculé (cm²)				
A^{cor} (cm²)	16.08	28.27	16.08	25.13
Choix	8T16	9T20	8T16	8T20
Espacement (cm)	12	7	12	7

Le débordement est de 50 cm de chaque.

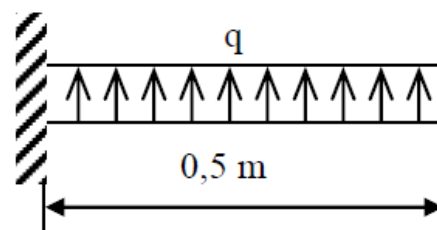


Figure VIII 9 : schéma statique du débord.

➤ **ELU :**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\sigma_{moy} = 3.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 320 \times 1 = 320 \text{ KN} / \text{m}_l$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 320 \times \frac{0.5^2}{2} = -40 \text{ KN.m}$$

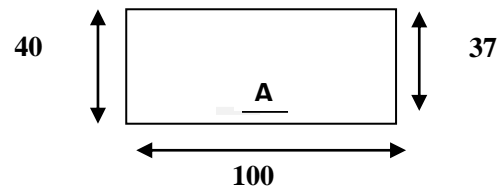


Figure VIII 10 : section de calcul.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{40000}{14,2 \times 100 \times (37)^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{40000}{348 \times 0,99 \times 37} = 3,13 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,46 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12/\text{m}_l \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

$$\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **E.L.S :**

$$\sigma_{moy} = 230 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = 230 \times 1 = 230 \text{ KN} / \text{m}_l$$

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} = 230 \cdot \frac{0,5^2}{2} = -28,75 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} \Rightarrow D = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 4.52 \times 37}{100} \Rightarrow E = 50.17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 50.17} = 6.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6.44)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (37 - 6.44)^2 = 72222.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{28.750 \times 10^3}{72222.31} = 0.39$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.39 \times 6.44 = 2.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.39 \times (37 - 6.44) = 178.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

VIII.5.6 Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \quad b_1 = \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$b = 2.b_1 + b_0$$

$$L_x = \text{cm} \quad ; \quad L_y = \text{cm}.$$

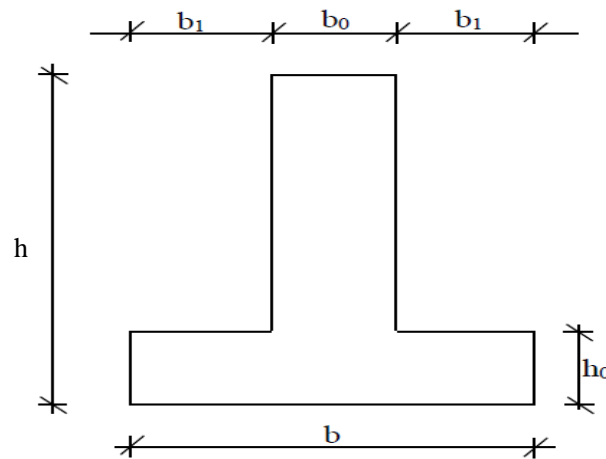


Figure VIII 11 : dimensions de la poutre

Tableau VIII 6 : dimensions des poutres.

Poutres	L_{max}	h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
PP	585	100	40	60	55	170
PS	580	100	40	60	55	170

VIII.5.6.1 Ferrailage des poutres :

VIII.5.6.1.1 Poutres Principales :

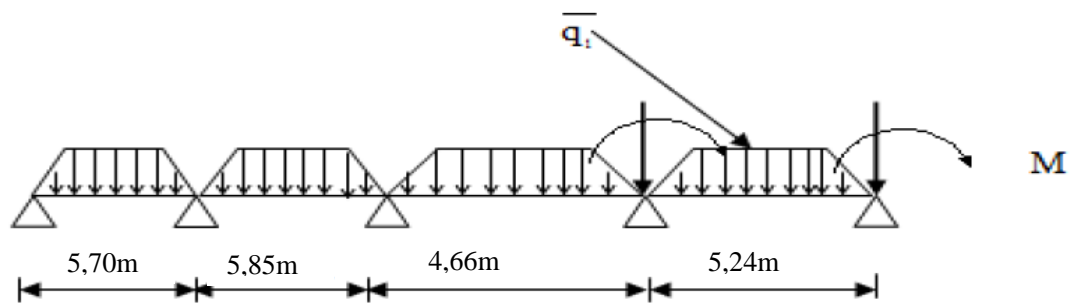


Figure VIII 12 : charge de la poutre principale.

Avec :

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier.

q_1 : Charge équivalente.

\bar{q}_1 : est une charge triangulaire.

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \left(\frac{L_y (L_y - L_x)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{L_y}$$

➤ E.L.U :

$$q_1 = \left[320 \left(\frac{5.8 + (5.8 - 5.85)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1^u = 347.350KN$$

➤ **E.L.S :**

$$q_1 = \left[230 \left(\frac{5.8 + (5.8 - 5.85)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1^{ser} = 249.658 \text{ KN}$$

➤ **ACC :**

$$q_1 = \left[420 \left(\frac{5.8(5.8 - 5.85)}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1^{acc} = 455.897 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$T_u = 36,3361 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{36336,1}{100 \times 13 \times 100} = 0,279 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé : $A_t = 4\phi 10$ espacées de :

- 20 cm pour la zone courante.
- 10 cm pour la zone nodale.

VIII.5.6.1.2 Poutres secondaire :

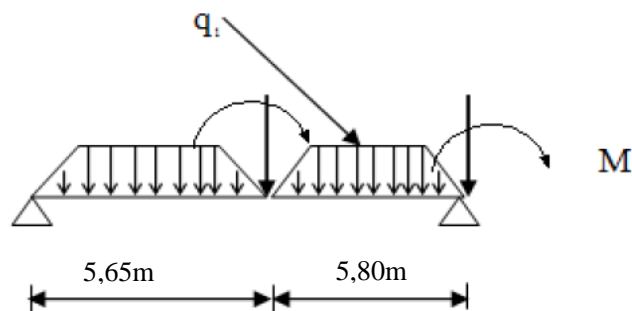


Figure VIII 13 : charge de la poutre secondaire.

$$q_1 = \left[\bar{q} \left(\frac{L_x}{2} \right) 2 \right] \times \frac{2}{L_x}$$

➤ **E.L.U :**

$$q_1 = \left[320 \left(\frac{5.8}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1'' = 320 \text{ KN}$$

➤ **E.L.S :**

$$q_1 = \left[230 \left(\frac{5.8}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1^{ser} = 230 \text{ KN}$$

➤ **ACC :**

$$q_1 = \left[420 \left(\frac{5.8}{2} \right) \right] \times \frac{2}{5.8} ; q_1^{acc} = 420 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{334620}{145 \times 85 \times 100} = 0,27 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé : $A_t = 4\phi 10$ espacées de :

- 20 cm pour la zone courante.
- 10 cm pour la zone nodale.

Tableau VIII 7 : tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Sens	Poutres principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
E.L.U (KN.m)	408.91	313.37	361.76	287.39
E.L.S (KN.m)	296.75	276.78	262.59	209.4
ACC (KN.m)	327.59	334.09	288.44	254
Tu(KN)	804.36		783.27	

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) M_T = 14,2 \times 170 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2} \right) \Rightarrow M_T = 6759.2 \text{ N. m}$$

$$M_{tu} = 408.91 \text{ KN. m} < M_T = 6759.2 \text{ KN. m}$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (170 \times 100) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **E.L.U :**

a) **En travée :**

$$M_t^u = 408.91 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{408910}{14,2 \times 170 \times (90)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{408910}{348 \times 0,989 \times 90} = 13,20 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 90 \times 2,1 / 400 = 6,52 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 13,20 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$\mathbf{8T16} \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

$$M_a^u = 313,37 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{313370}{14,2 \times 170 \times (90)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{313370}{348 \times 0,992 \times 90} = 10,08 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 90 \times 2,1 / 400 = 6,52 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 10.08 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_{acc} = 327.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{acc} = 327.59 \text{ K N. m} < M_T = 6759.2 \text{ KN. m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (170 \times 90) \text{ cm}^2$.

a- En travée :

$$M_{acc} = 327.59 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{327590}{14,2 \times 170 \times (90)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Détermination des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{327590}{348 \times 0,992 \times 90} = 10.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 81 \times 2.1 / 400 = 6.52 \text{ cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A = \max(A_{acc}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 10.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$8T14 \longrightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2$$

b- En appui :

$$M_{acc} = 334.09 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{334090}{14,2 \times 170 \times (90)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Détermination des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{334090}{348 \times 0,992 \times 90} = 10,75 \text{cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times ft28 / f_e = 0,23 \times 60 \times 81 \times 2,1 / 400 = 6,52 \text{cm}^2 / m_L \quad \square$$

$$A_t = \max(A_{acc}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 10,75 \text{cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}16 \longrightarrow A = 12, \text{cm}^2$$

➤ **ELS :**

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h^2_0}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{170 \times 40^2}{2} - 15 \times 16,08 \times (90 - 40) = 119116 \text{cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b \times h).

5) En travée :

$$M_t^{ser} = 124,14 \text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 16,08}{170} \Rightarrow D = 1,4 \text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 1,4 = 252 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,4 + \sqrt{1,4^2 + 226,8} = 13,72 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A (d - y_1)^2 = \frac{170 \times (20,82)^3}{3} + 15 \times 16,08 \times (90 - 20,82)^2 = 1364933,31 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{296750}{1364933,31} = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,22 \times 20,82 = 4,58 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,22 \times (90 - 20,82) = 228,294 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_c; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3}400; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{296750}{240 \times 170 \times (90)^2} = 0,001$$

$$\mu_1 = 0,001 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,943 \\ K_1 = 72,72 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{72,72} = 3,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{296750}{240 \times 0,943 \times 90} = 14,57 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$\mathbf{8T20} \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

6) En appui :

$$M^{ser} = -276,78 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 12,32}{170} \Rightarrow D = 1,1 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 1,1 = 198 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,1 + \sqrt{1,1^2 + 198} = 14,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2 = \frac{170 \times (14,48)^3}{3} + 15 \times 14,48 \times (90 - 14,48)^2 = 1410791,883 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{276,78 \times 10^3}{1410791,883} = 0,20$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.20 \times 14.48 = 2.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.20 \times (90 - 14.48) = 226.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_s; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 150 \times 1.6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ - \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à E.L.S}$$

Détermination des armatures à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{276780}{240 \times 170 \times (90)^2} = 0.001$$

$$\mu_1 = 0.001 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.945 \\ K_1 = 75.91 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{75.91} = 3.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{M^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{276780}{240 \times 0.945 \times 90} = 13.56 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$8T16 \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII 8 : tableau récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm²]	14.71	11.22	12.97	10.29
Aacc [cm²]	11.75	11.98	10.33	9.10
Aser [cm²]	16.18	15.06	14.25	15.06
A = max (Au ; Aacc ; Amin)	16.18	15.06	14.25	15.06
Choix	8T20	2T14+8T14	2T14+8T14	2T14+8T14

Acorr [cm ²]	25,13	15,40	15,40	15,40
--------------------------	-------	-------	-------	-------

VIII.5.6.1.3 Armature transversales :

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

$$T_{u \max} = 805.36 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{804360}{170 \times 90 \times 100} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \cdot (0,15; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 90 \Rightarrow a = 81 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 804.36 \text{ KN} \leq 0,267 \times 81 \times 60 \times 25 \times 10^2 = 3244050 \text{ KN}$$

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

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

$$\text{Vérifier si : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l = 15.33 \geq 1.15 / 400 (804.36 - 408.91 / 0,9 (0.9)) = 8,6$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les Armatures longitudinales supérieures.

Section et écartement des armatures transversales At :

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

$$\phi_t \geq \min \cdot \left(\frac{170}{35}; \frac{55}{10}; 2 \right) = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 \Rightarrow 8T8 \rightarrow At = 4,02 cm² (2cadre).

Armature de peau Ac:

$$A_c = 0.002 \times b_0 \times h = 0.002 \times 55 \times 100 = 11 \text{ m}^2$$

Choix d'armatures :

$$8\text{T14} \longrightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2$$

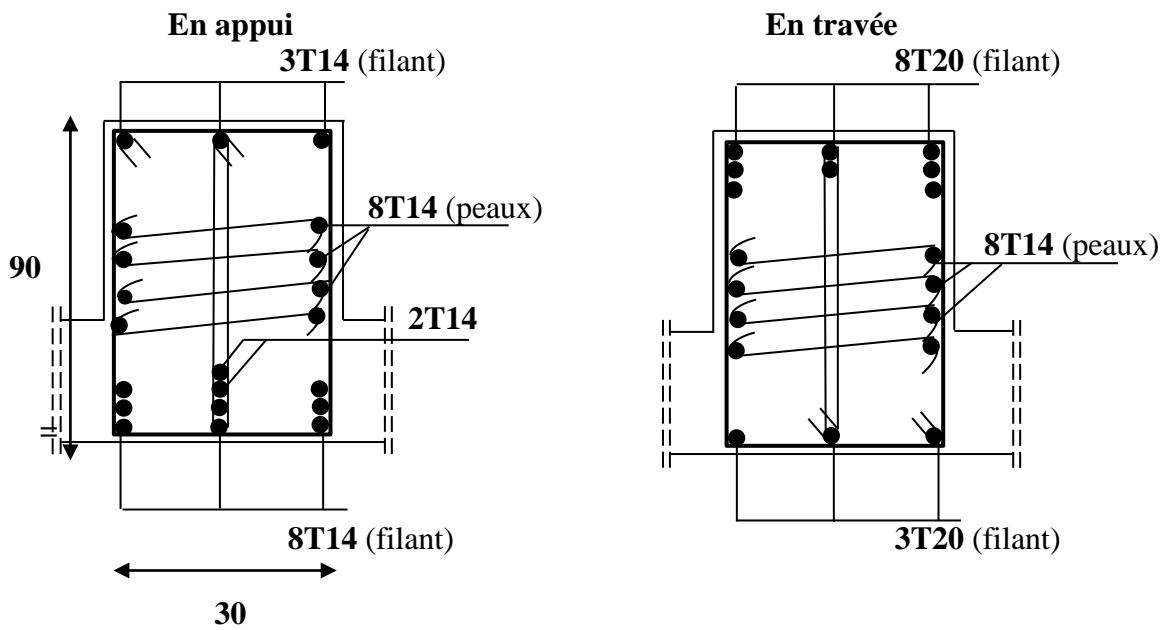


Figure VIII 14 : ferrailage de la poutre principale.

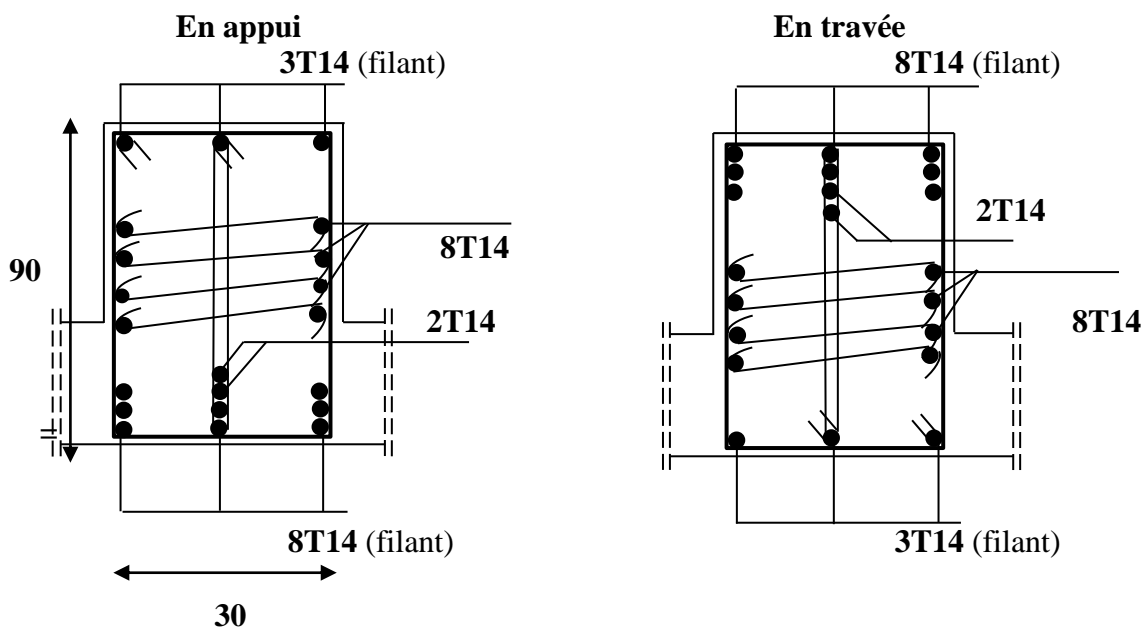


Figure VIII 15 : ferrailage de la poutre secondaire

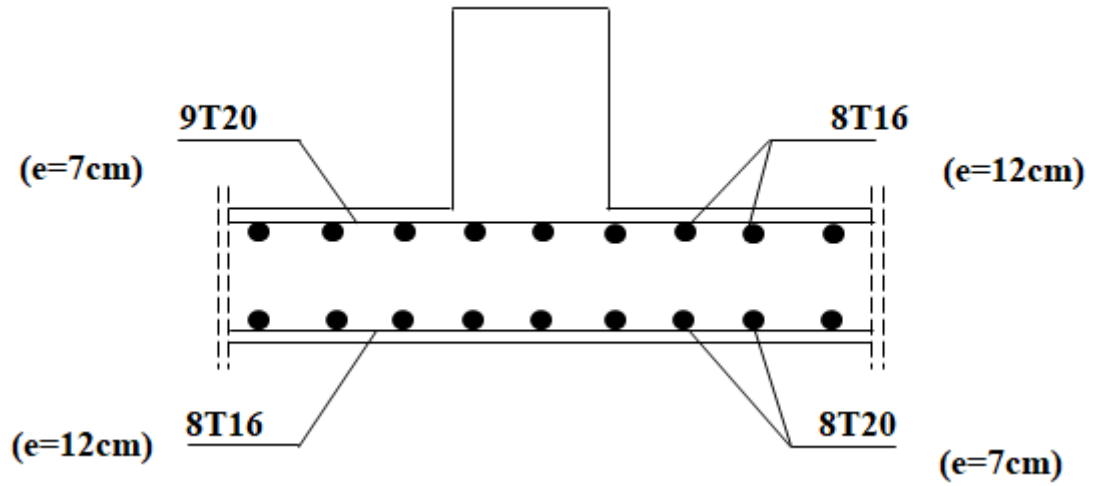


Figure VIII 16 : ferrailage de la dalle du radier.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes technique et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel **ROBOT BAT** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout importants.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien répondre les charge transmises par la structure au sol.

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 professionnel.

Références bibliographiques

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Les logiciels :

- AUTOCAD 2013.
- ROBOT 2014.
- WORD 2010.
- EXCEL 2010.