

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

LAHCEN IDRIS

LABA NOUREDDINE

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment (R+7 étage) à usage
d'habitation situé à Oran**

M^e : AIT AMAR MEZIANE

Président

M^{me} : KHARROUBI LAMIA

Encadreur

M^{elle} : S. AIT YAHIA

Examineur

M^e : R. BENFARHAT

Examineur

PROMOTION : 2019/ 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le
plus*

*Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour
élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération
particulière que je remercie mon encadreuse*

***M^{me} kHARROUBI Lamia** pour son soutien.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de
jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les
critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la
réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Merci à tous et à toutes.

Dédicace

« ان الله يحب احكمم اذا عمل عملا ان يتقنه »

« Dieu aime travailler si l'un de vous pour le faire bien »

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

•*Mes très chers sœurs et mon frère ;*

•*Toute la famille LAHCEN ;*

•*Mes amies ;*

•*A toute la Promotion 2020 ;*

•*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

LAHCEN-I

Dédicace

« ان الله يحب احكم اذا عمل عملا ان يتقنه »

« Dieu aime travailler si l'un de vous pour le faire bien »

Je dédie ce travail à :

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

•*Mes très chers sœurs et mes frères ;*

•*Toute la famille LABA ;*

•*Mes amies ;*

•*A toute la Promotion 2020 ;*

•*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

LABA-N

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي + 7 طوابق بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa)

نستخدم القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V،2003(BAEL91 modifié99

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

- الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.
- الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناءية (السلالم ،المصعد...الخ).
- الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواع RPA99v2003 وبواسطة "ETABS" من أجل تحديد مختلف الضغوطات بسبب الحمولات (الأحمال الدائمة ، أحمال الاستغلال والأحمال الزلزالية).
- في الاخير احتساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة ،الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات.)

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة،RPA99V2003 ،ETABS ،BAEL91modifié 99

Résumé

;

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (7) étages, implanté à la wilaya de Oran. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99/V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a ground floor plus (7) floors, located in the Wilaya of Oran. This region is classified as seismic zone (IIa) according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and modified B.A.E. L91 99), this study consists of four parts :

The first starts the general description of the project with a presentation of material characteristics, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, acroterium, balcony, elevator).

The dynamic study of the structure was started in the third part by ETABS software in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).

In the end, the study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, cancel general) will be calculated in the last part.

Key words : Building, Reinforced concrete, ETABS, modified RPA99 2003, modified BAEL91 99.

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Introduction :	4
I.2. Présentation de l'ouvrage :	4
I.2.1 Caractéristiques géométriques :	4
I.2.2 Données du site :	7
I.2.3 Différents éléments de la structure :	7
2. Les contreventements	7
I.3. Caractéristique des matériaux :	9
I.3.1 Béton :	9
I.3.2 Acier :	12
I.4. Les hypothèses de calcul :	13
I.5 Les données adoptées pour cette étude :	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

II.1 .Pré dimensionnement des poutres :	15
II.1.1 Sens longitudinal :	15
II.1.2 Sens transversal :	15
II.2 .Pré dimensionnement des planchers :	16

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :	16
II.3 .Evaluation des charges et surcharges:	16
II.3.1 Les planchers :	17
II.3.2 Mur extérieur (double cloison) :	18
II.3.3 Remarque :	18
II.3.4 Pré dimensionnement des poteaux :	18
II.3.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :	19
II.4 .Pré dimensionnement des voiles :	22
II.5 .Tableau récapitulatif :	23

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1 Introduction :	25
III.2 Calcul du plancher à corps creux :	25
III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	25
III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :	26
III.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	28
III.3 Calcul des Plancher R.D.C 1 ^{ère} 7 ^{ème} étages :	28
III.3.1 Le calcul se fait à l'E.L. U :	29
III.3.2 Calcul du ferrailage :	34
III.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :	42
III.4.1 Méthode de calcul	45
III.4.2 Calcul du ferrailage :	47
III.5 La dalle de compression.....	54

Chapitre IV : Ferrailage des éléments non porteurs

IV.1- L'acrotère :	56
IV.1.1 Définition :	56
IV.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :	56
IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	57
IV.1.4 Les vérifications :	59
IV.2- Balcons :	61
IV.2.1 Balcon étages courants :	61
IV.2.2 Ferrailage :	62
IV.2.3 Vérifications :	63
IV.2.4 Disposition du ferrailage :	66
IV.3- Les escaliers :	68
IV.3.1 Définition :	68
IV.3.2 Dimensionnement des marches et contre marches :	70
IV.3.3 Descente de charges :	71
IV.3.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. U :	72
IV.3.5 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U :	74
IV.3.6 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. S :	74
IV.3.7 Ferrailage de l'escalier :	75
IV.3.8 Vérifications ;	76
IV.3.9 Etude de la poutre palière :	78
IV.4- Cage d'ascenseur :	83
IV.4.1 Définition :	83
IV.4.2 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :	83
IV.4.3 Calcul de la charge total qu :	85
IV.4.4 Vérification de la dalle au poinçonnement :	86

IV.4.5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	88
IV.4.6 ferrailage de la dalle :	90
IV.4.7 Section minimale des armatures :	92
IV.4.8 Choix des aciers :	92
IV.4.9 Armatures transversal :	93
IV.4.10 Vérification à l'E.L.S :	94
IV.4.11 Vérification des contraintes dans le béton :	96
IV.4.12 Disposition du ferrailage :	98

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

V.1 .Introduction :	101
V.2 .Méthodes de calcul :	101
V.2.1 Méthode statique équivalente :	101
V.2.2 Méthode dynamique :	103
V.3 .Etapas de modélisation :	103
V.3.1 La disposition des voiles :	104
V.3.2 Mode 1 :	105
V.3.3 Mode 2 :	106
V.3.4 Mode 3 :	107
V.4 .Interprétation des résultats :	109
V.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :	109
V.4.2 Vérification de la période :	112
V.4.3 Les coefficients de participation modale :	112
V.4.4 Nombre de modes à considérer :	112
V.4.5 Calcul et vérification des déplacements :	113

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1 Introduction :	117
VI.1.1 Les combinaisons de calcul :	117
VI.2 Ferrailage des poutres :	117
VI.2.1 Méthode de calcul :	117
VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :	118
VI.2.3 Exemple de calcul :	119
VI.3 Ferrailage des poteaux :	128
VI.3.1 Méthode de calcul :	128
VI.3.2 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :	128
VI.3.3 Exemple de calcul :	129

Chapitre VII : Calcul et ferrailage des voiles

VII.1 Introduction :	140
VII.2 Le système de contreventement :	140
VII.3 Le principe de calcul :	141
VII.4 Ferrailage des voiles : 1er	143
VII.4.1 Calcul des armatures verticales :	144
VII.4.2 Calcul des armatures horizontales :	145
VII.4.3 Calcul des armatures transversales :	145
VII.4.4 Vérification de la contrainte de cisaillement γ_b :	145
VII.5 Disposition des armatures :	145
VII.5.1 Armatures verticales :	145
VII.5.2 Armatures horizontales :	146
VII.5.3 Armatures transversales:	146
VII.6 Ferrailage des voiles : 2em	147
VII.6.1 Calcul des armatures verticales :	148

VII.6.2 Calcul des armatures horizontales :	148
VII.6.3 calcul des armatures transversales :	148
VII.6.4 Vérification de la contrainte de cisaillement γ_b :	149
VII.7 Disposition des armatures :	149
VII.7.1 Armatures verticales :	149
VII.7.2 Armatures horizontales :	150
VII.7.3 Armatures transversales:	150

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :	152
VIII.2 Etude des fondations :	152
VIII.2.1 Introduction :	152
VIII.2.2 Choix du type de fondations :	152
VIII.2.3 Définition du radier :	153
VIII.2.4 Pré dimensionnement du radier :	154
VIII.2.5 Ferrailage du radier :	156
VIII.2.6 Les vérifications :	163

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Fig. I 1 façade	4
Fig. I 2 vue en plan	4
Fig. I 3 Coupe transversale d'un mur de façade	6
Fig. I 4 Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.	8
Fig. I 5 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	9
Fig. I 6 Diagramme contrainte-déformation d'acier	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

Fig. II. 1 Plancher à corps creux	13
Fig. II. 2 Coupe d'un plancher à corps creux	15
Fig. II . 3 La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.	15
Fig. II. 4 schéma du voile.	19

Chapitre III : Calcul des planchers

Fig. III 1 Principe de calcul des moments.....	22
Fig. III 2 Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).	23
Fig. III 3 Principe de calcul de l'effort tranchant.	24
Fig. III 4 valeurs admissibles (travée intermédiaire).	24
Fig. III 5 valeurs admissibles (travée de rive).	25
Fig. III 6 Schéma statique des poutrelles.	29
Fig. III 7 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]	36
Fig. III 8 Diagramme des efforts tranchants T [Kn]	36
Fig. III 9 Géométrie de la poutrelle	37
Fig. III 10 Schéma de la bielle d'about.	43
Fig. III 11 Schéma statique des poutrelles.	49
Fig. III 12 Diagramme des moments fléchissant M	53
Fig. III 13 Diagramme des efforts tranchants T	53

Fig. III 14 Géométrie de la poutrelle	54
Fig. III 15 Schéma de la bielle d'about.	60
Fig. III 16 Dessin ferrailage des poutrelles.	62

Chapitre IV : Ferrailage des éléments non porteurs

Fig. IV 1 Acrotère	63
Fig. IV 2 Ferrailage de l'acrotère.	67
Fig. IV 3 schéma de ferrailage du balcon	73
Fig. IV 4 ferrailage de la dalle balcon.....	74
Fig. IV 5 Schéma descriptif d'un escalier	75
Fig. IV 6 Vus en plan de l'escalier	76
Fig. IV 7 Schéma statique	76
Fig. IV 8 Schéma statique de l'escalier	80
Fig. IV 9 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier	81
Fig. IV 10 Schéma statique de l'escalier	82
Fig. IV 11 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier	84
Fig. IV 12 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	89
Fig. IV 13 Ferrailage de l'escalier et de la poutre palière..	93
Fig. IV 14 Schéma d'un ascenseur.	94
Fig. IV 15 Répartition des charges	98
Fig. IV 16 Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.	99
Fig. IV 17 Dessin montrant la concentration des charges	99
Fig. IV 18 Moments de la dalle.	101
Fig. IV 19 ferrailage de la dalle de l'ascenseur	110

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Fig. IV 1 Dispositions des voiles de contreventement	114
Fig. IV 2 Analyse de la structure Mode 1 (translation) $T=0,49s$	115
Fig. IV 3 Analyse de la structure Mode 2 (translation) $T=0,46s$	116
Fig. IV 4 Analyse de la structure Mode (rotation) $T=0,32s$	117

Chapitre VI : Etude des portiques

Fig. VI 1 dessin de ferrailage des sections des poutres principales.	135
Fig. VI 2 dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire.	136
Fig. VI 3 zone nodale.....	146
Fig. VI 4 Dessin de ferrailages des sections des poteaux	147

Chapitre VII : Calcul et ferrailage des voiles

Fig. VII 1 Schéma du voile + poteaux	151
Fig VII 2 coupe transversal	154
Fig. VII 3 vue de face	155
Fig. VII 4 Schéma du voile + poteaux	155
Fig. VII 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	158
Fig. VII 6 Disposition du ferrailage du voile.	158
Fig. VII 7 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	164
Fig. VII 8 Disposition du ferrailage du voile.	164

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Fig. VIII 1 Schéma du panneau le plus défavorable.....	169
Fig. VIII 2 schéma ferrailage de radier	171
Fig. VIII 3 Schéma ferrailage la poutre de libage..	174

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

Tab. II 1 Charges et surcharge du porte à faux (terrasse)	14
Tab. II 2 Charges et surcharge des étages courants	14
Tab. II 3 Charges et surcharge du mur extérieur	15
Tab. II 4 Dégression en fonction du nombre d'étage.	16
Tab. II 5 Choix des sections des poteaux	19
Tab. II 6 Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	20

Chapitre III : Calcul des planchers

Tab. III 1 Résultats obtenus R.D.C 7ème étages	35
Tab. III 2 Résultats obtenus R.D.C 7ème étages	52

Chapitre IV : Ferrailage des éléments non porteurs

Tab. IV 1 Descente de charge (volée)	78
Tab. IV 2 Descente de charge (palier)	79
Tab. IV 3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)	82
Tab. IV 4 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)	85
Tab. IV 5 Poids des composants de l'ascenseur.	95
Tab. IV 6 Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).	100
Tab. IV 7 Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).	105

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Tab. V 1 Valeurs des pénalités P_q	120
Tab. V 2 les déplacements latéraux inter-étage.....	123
Tab. V 3 vérifications des déplacements latéraux inter-étage.....	124
Tab. V 4 Justification Vis A Vis De l'effet $P-\square$ (sens x)	124
Tab. V 5 Justification Vis A Vis De l'effet $P-\square$ (sens-y)	125

Chapitre VI : Etude des portiques

Tab. VI 1 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	133
Tab. VI 2 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	133
Tab. VI 3 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	134
Tab. VI 4 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	134
Tab. VI 5 Armatures minimales et maximales pour les poteaux	138
Tab. VI 6 Sollicitations du premier genre.	138
Tab. VI 7 Sollicitations du deuxième genre.	139
Tab. VI 8 Ferrailage des poteaux	144

Chapitre VII : Calcul et ferrailage des voiles

Tab. VII 1 Armatures minimales et maximales pour les poteaux	160
Tab. VII 2 Sollicitations du premier genre.	160
Tab. VII 3 Sollicitations du deuxième genre.	160
Tab. VII 4 Ferrailage de voile	163

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tab. VIII 1 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.	173
Tab. VIII 2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.	173

Notation

A : Coefficient d'accélération de zone

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

B : Coefficient de pondération

B_r : Section réduite

C_p : Facteur de force horizontal

CT : Coefficient de période

D : Facteur d'amplification dynamique

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

E : Action accidentelle

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

G : Action permanente

M : Moment fléchissant

N : Effort normal

Q : Action d'exploitation

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

T : Effort tranchant

μ_u : Moment ultime réduit

V : Force sismique total

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

z : Bras de levier

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

~~**σ_{st}**~~ : Contrainte admissible d'acier

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ_u : Contrainte de cisaillement

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

Θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

α : Position relative de la fibre neutre

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

I.1 Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du séisme. L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est

« Etude d'un bâtiment (**R+7**) contreventé par un système mixte (voiles-portiques) implanté à Oran », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment contreventé par un système mixte (voiles-portiques) à usage d'habitation, implanté à (**Oran**) dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), comportant un **RDC et 7 étages**.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.

L'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Confort de l'utilisateur.

Esthétique.

INTRODUCTION GENERALE

Notre travail est constitué de (08) chapitres :

Le Premier chapitre : consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.

Le deuxième : chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).

Le troisième : chapitre présente le calcul des planchers.

Le quatrième : chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.

Le cinquième : chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 9.6.0.

Le sixième : chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux.

Le septième : chapitre consiste à l'étude des voiles de contreventement.

Le dernier chapitre : consiste à la conception et le calcul des fondations.

On termine notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION
DU L'OUVRAGE ET
HYPOTHÈSES DU
CALCUL

I.1 Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation constitué de :

Un rez-de-chaussée (RDC) au 7ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à Oran classé comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS V.9.6.0 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91, Le document technique règlementaire, RNV 1999 et RPA99/version 2003.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan-----**23.85 m.**

Largeur en plan-----**19,00 m.**

Hauteur du RDC-----**3,06 m.**

Hauteur étage courant -----**3,06 m.**

Hauteur totale -----**24,48 m.**

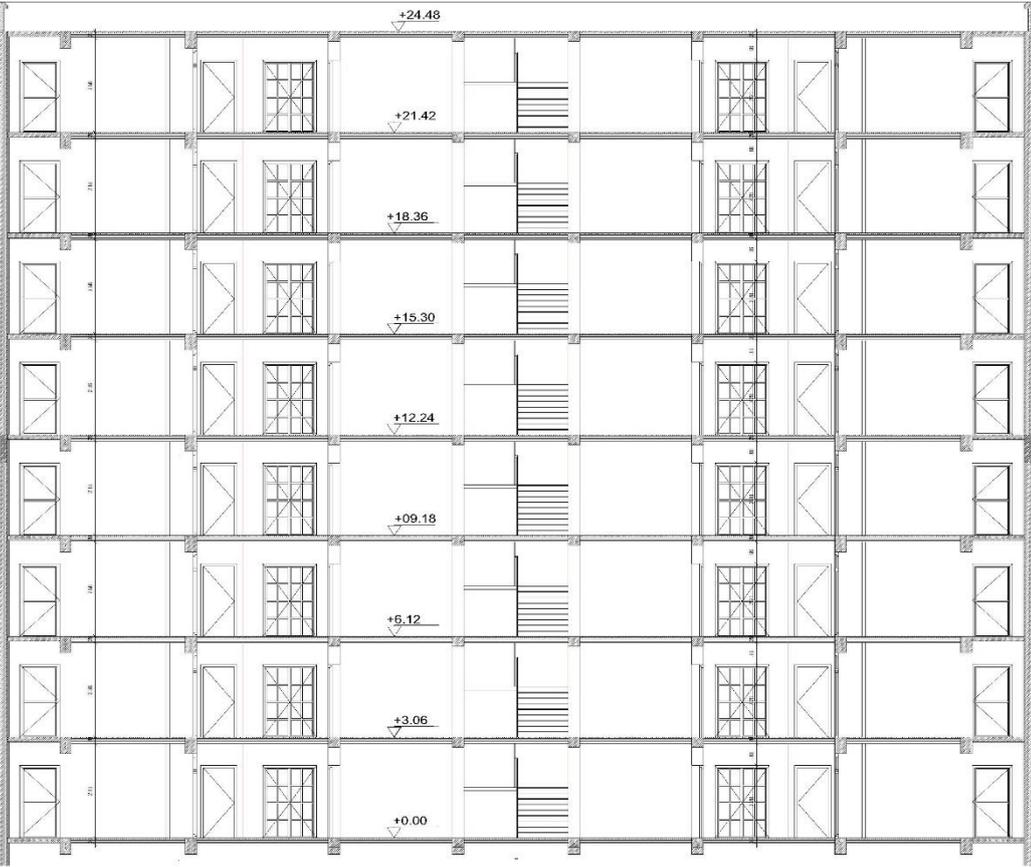


Fig. I. 1 Coupe A-A

I.2.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 1.4$ bars pour un ancrage $D = 3$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S_3

I.2.3 Différents éléments de la structure :

1. Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique. Il y a deux types de Plancher dans notre bâtiment :

Plancher à corps creux pour RDC et les étages courants.

Plancher en dalle pleine pour la dalle de l'ascenseur et le balcon.

2. Les contreventements :

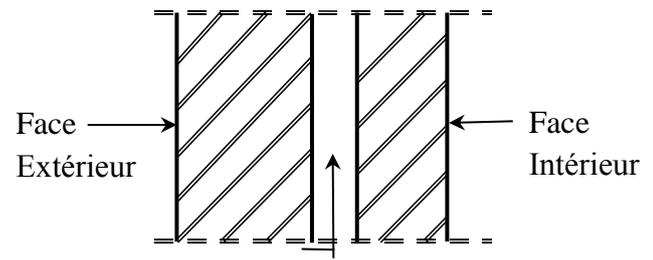
L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il ne répond pas aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), on adopte pour un contreventement mixte portique - voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

3. Maçonneries :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :

Murs extérieurs : Ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur et brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.



Murs intérieurs : Ils sont constitués par une

Fig. I. 3 Coupe transversale d'un mur de façade

Cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

4. Escalier :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier à 2 volées droit perpendiculaires entre elles.

5. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

6. Revêtement :

Enduit en ciment pour le sous plafond.

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs intérieurs.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

8. L'infrastructure :

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radié général.

Capacité portante $\sigma_{sol} = 1,4$ bars pour un ancrage $D = 3.00$ m.

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

Le site est de nature meuble donc S3.

I.3 Caractéristique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.1 Béton :

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène. Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis :

Ces matériaux résistent bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42 ,5
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de $2,50\text{t/m}^3$

1. Résistances mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0.95j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 28\text{MPa} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \end{cases}$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à n jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

2. Contrainte limite :

a) État limite ultime (ELU) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit Les parabole rectangle.

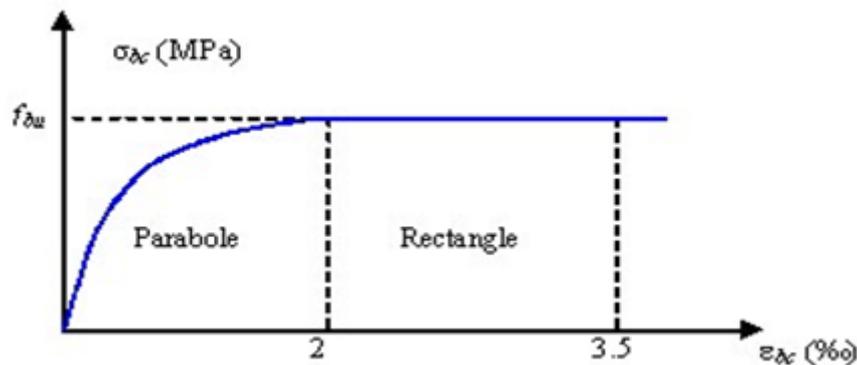


Fig. I. 4 Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Déformations du béton sont :

$$\sigma_{bc} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b}$$

γ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

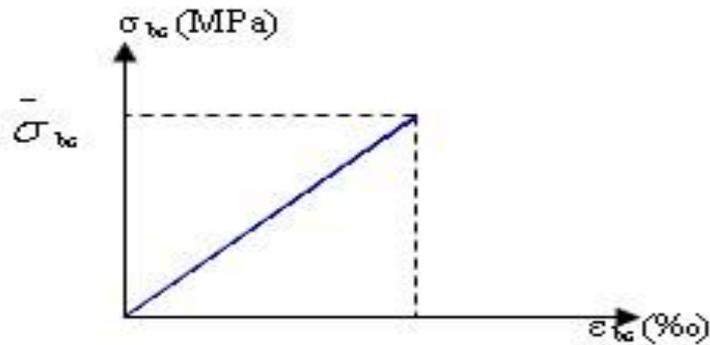
b) Etat limite de service (ELS) :

Fig. I. 5 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

3. Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6\,100 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa avec fumée de silice}$$

4. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.3.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

5. Contrainte limite :

a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation

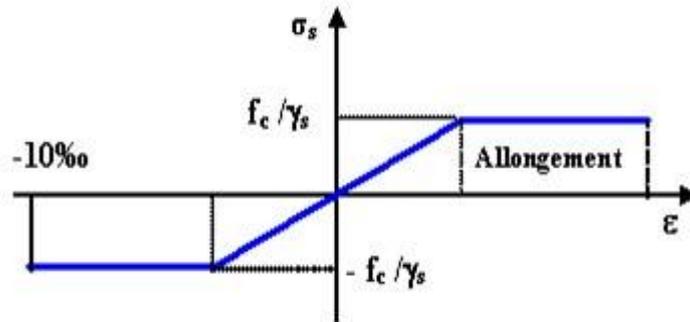


Fig. I. 6 Diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s R$: Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1$ → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15$ → Cas de situations durable ou transitoire.

b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{array} \right.$$

Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{array} \right.$$

Fissuration très préjudiciable

Aveu :

η : Coefficient de fissuration avec

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = f e / \gamma_s$$

I.4 Les hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ → Flexion composée
 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ → Compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression
 - L'acier en traction et en compression.

I.5 Les données adoptées pour cette étude sont :

- a résistance à la compression du béton à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton est : $t_{28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E = 32164.19 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - o Longitudinales : on a choisi le : « $f_e E 400$ » H. A $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
 - o Transversales : on a choisi le : « $f_e E 235$ » R. L.
 - o Treillis soudés (de la dalle de compression) : « $f_e E 500$ » H. A $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

CHAPITRE II:
PRÉ-DIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE
DE CHARGES

II.1 Pré dimensionnement des poutres :

- Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \end{cases}$$

- Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t: \text{ hauteur de la poutre} \\ b: \text{ largeur de la poutre} \\ d: \text{ hauteur utile} \\ l: \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale: } L = 5.30m \\ \text{Poutre secondaire: } L = 5.10 \end{cases}$

II.1.1 Sens longitudinal :

$$\begin{cases} l_{max} = 530cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35.33cm \leq h_t \leq 53 \\ h_t = 45 \end{cases} \quad \begin{cases} 12.15cm \leq b \leq 16.20cm \\ b = 15cm \end{cases}$$

a) Vérification des conditions de l'RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30cm \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30X 45) cm²** comme section des poutres principales

II.1.2 Sens transversal :

$$\begin{cases} l_{max} = 510cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 34cm \leq h_t \leq 51cm \\ h_t = 40cm \end{cases} \quad \begin{cases} 10.8cm \leq b \leq 14.4cm \\ b = 12cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30cm \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30 X 40) cm²** comme section des poutres secondaires

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

II.2.1.1 Epaisseur du plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{l - b_{pp}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{l - b_{pp}}{22.5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher;

$$L = \min [L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[5,30 ; 5,10] \text{ m} = 5,10\text{m}$$

$$\frac{h_t}{l - b_{pp}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{l - b_{pp}}{22.5} = \frac{510 - 30}{22.5} = 21,33\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20\text{cm}: \text{épaisseur du corps creux} \\ 4\text{cm}: \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

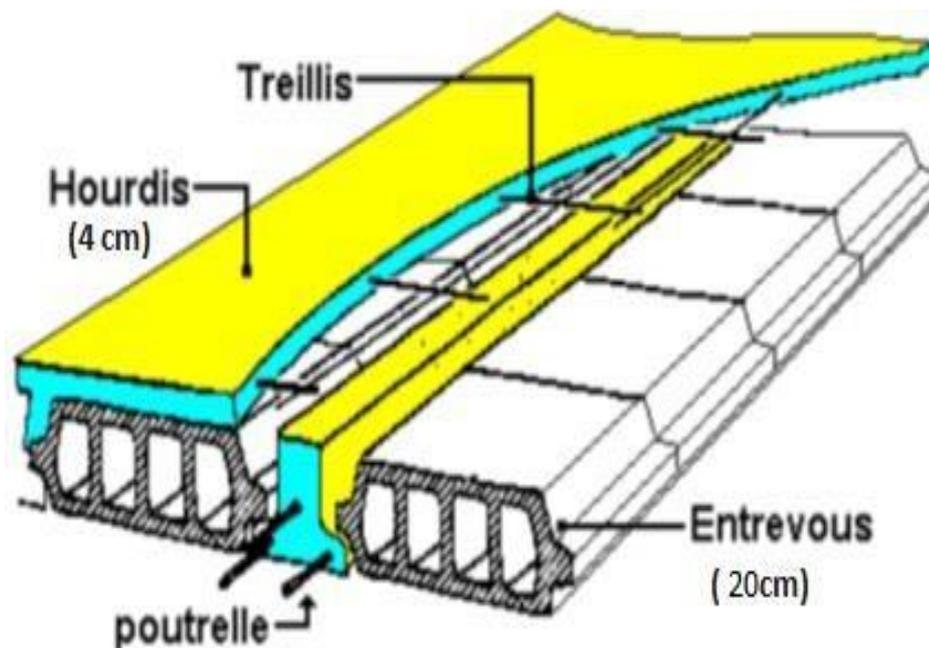


Fig. II. 1 Plancher à corps creux

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher

II.3.1 Les planchers :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Protection en gravillons	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux	20+4	3,20
Enduit en ciment	0,02	0,18
G	6,71	
Q	1	

Tab. II 1 Charges et surcharge du porte à faux (terrasse)

II.3.1.2 Plancher étage courants :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher à corps creux	20+4	3,20
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G	5,44	
Q	1.5	

Tab II 2 Charges et surcharge des étages courants

II.3.2 Mur extérieur (double cloison) :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Brique creuses	0,10	0,90
Brique creuses	0,10	0,90
mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
G (RDC, 1 au 7)		2,22

Tab. II 3 Charges et surcharge du mur extérieur

II.3.3 Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,22 = 1,554 \text{ Kn/m}^2$$

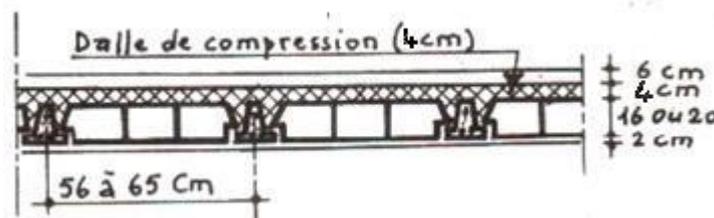


Fig. II. 2 Coupe d'un plancher à corps creux

II.3.4 Pré dimensionnement des poteaux :

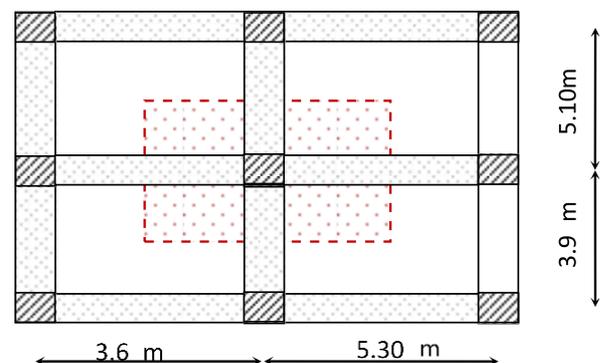
Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas

On a une section de poteaux : rectangulaire

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = \left(\frac{5.10 - 0.3}{2} + \frac{3.9 - 0.3}{2} \right) \times \left(\frac{3.6 - 0.3}{2} + \frac{5.30 - 0.3}{2} \right)$$

$$S = 17.43 \text{ m}^2$$



On a 3 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

- Type 1 : R.D.C. et 2^{em}^{ier} étage.
- Type 2 : du 3^{émé} étage jusqu'au 5^{émé} étage.
- Type 3 : du 6^{émé} étage jusqu'à la terrasse.

II.3.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :

II.3.5.1 - Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse	Q_0
Sous étage 1	$Q_0 + Q_1$
Sous étage 2	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Sous étage 3	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage 4	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Sous étage n	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
06	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
05	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
04	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
03	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
02	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
01	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
R.D.C	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.455

Tab. II. 4 Dégression en fonction du nombre d'étage.

II.3.5.2 Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p.principale} = \left(\frac{3.6}{2} + \frac{5.30}{2} \right) \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.02 \text{ KN}$$

$$G_{p.secondaire} = \left(\frac{5.10}{2} + \frac{3.9}{2} \right) \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 13.5 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = (6.71) \times 17.43 = 116.95 \text{ KN}$$

$$G(\text{RDC,E.courant}) = (5.44) \times 17.43 = 94.82 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (15.02 + 13.5 + 94.82) \times 7 + 116.95 = 980.33 \text{ KN}$$

$$Q = 8.455 \times 17.43 = 147.37 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de **10 %**

$$NG = 1,1 \times 980.33 = 1078.36 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 147.37 = 162.11 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 1078.36) + (1,5 \times 162.11) = 1698.95 \text{ KN}$$

Détermination de la section du Poteau (a x b) :

- **Détermination de « a » :**

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$ non flambement.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}; B = a \times b; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\text{On a: } l_0 = 3.06\text{m}; l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m} = 214\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0.289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{214}{0.289 \times 50} = 14.80\text{cm}$$

On prend : a=50cm

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{i} \Rightarrow \frac{214}{14.45} = 14.80 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination de « b » :**

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime NU doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$B_r : \text{Section réduite du poteau ; } B_r = (a - 2)(b - 2)\text{cm}^2$$

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,8\% Br \dots \dots \dots \text{Zone (IIa)}$

α : Facteur réducteur de N_u , il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

- **Application numérique :**

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0.289 \cdot 50} = 14.80 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.80}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$N_u \leq 0.82 \left[\frac{48(b-2) \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.384(b-2) \cdot 400}{1.15 \cdot 10} \right] = 22.26 \text{ cm}$$

$$b \geq 22.26 \text{ cm}$$

On prend : $b = 50 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :**

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le poteau rectangulaire type 1 a une section de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

On prend une section carrée de **$(50 \times 50) \text{ cm}^2$**

Donc : Type 01: (R. D. C + 2^{ier} étage) → **$(50 \times 50) \text{ cm}^2$**

Type 02: (3^{ieme} étage ... 5^{ieme} étage) → **$(45 \times 45) \text{ cm}^2$**

Type 03: (6^{ieme} étage ... 7^{ieme} étage) → **$(35 \times 35) \text{ cm}^2$**

II.3.5.3 Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale)

Niveau	(a x b) cm ²
7	(35 x 35)
6	(35 x 35)
5	(45 x 45)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(50 x 50)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)

Tab. II. 5 Choix des sections des poteaux

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

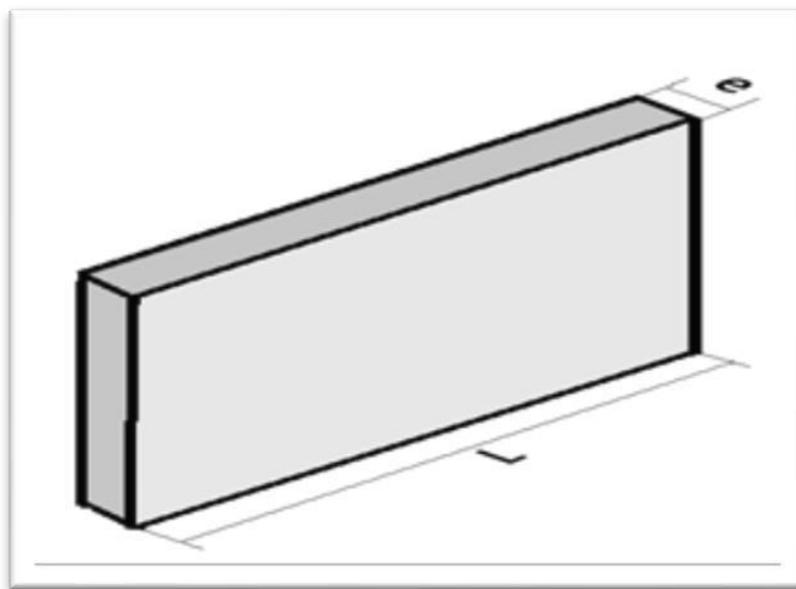


Fig. II. 4 schéma du voile.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

• Pour le reste des étages :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ l \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur **$e = 20 \text{ cm}$**

II.5 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
R.D.C.	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
01	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
02	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
03	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
04	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
05	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
06	35 X 35	30 X45	30 X 40	20
07	35 X 35	30 X45	30 X 40	20
Terrasse	/	30 X45	30 X 40	/

Tab. II. 6 Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

CHAPITRE III :
CALCUL
DES PLANCHERS

III.1. Introduction :

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

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 type de planchers :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction. D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 24 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 20 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.2. Calcul du plancher à corps creux :**III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 24\text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4\text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.2.1.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

$$L = 4.2\text{ m} ; l_1 = 0,65\text{ m}$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) = \min(b_1$$

On a : $\leq 26,5\text{ cm} ; b_1 \leq 42\text{ cm} ; 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm}$)

On prend : $b_1 = 26,5\text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65\text{ cm}$

III.2.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode de Caquot car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.2.2.1 Méthode forfaitaire :

Cette méthode s’applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d’exploitation est dite modérée c’est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;
- Les moments d’inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

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

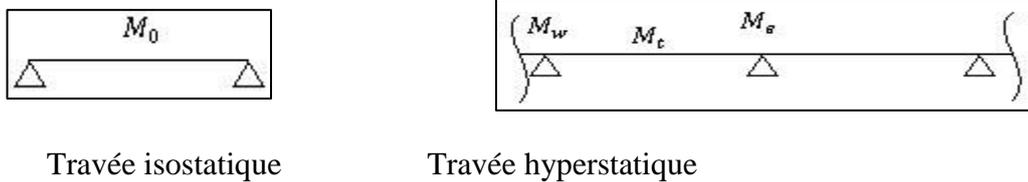


Fig. III 1 Principe de calcul des moments

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l’appui gauche de la travée

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

α : Le rapport de $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

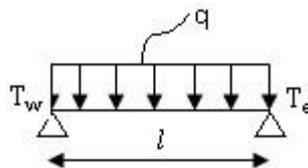
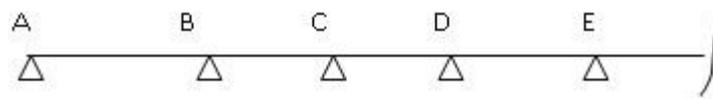


Fig. III 3 Principe de calcul de l’effort tranchant.

c) La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$

(M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).

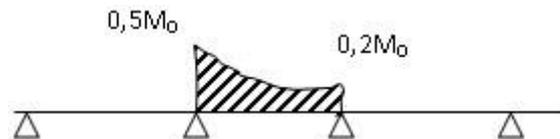


Fig. III 4 valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0 M_0$: Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

2) Cas d'une travée de rive :



Fig. III 5 valeurs admissibles (travée de rive).

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

III.2.2.3- Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

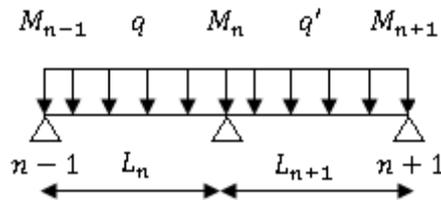


Figure III.09 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

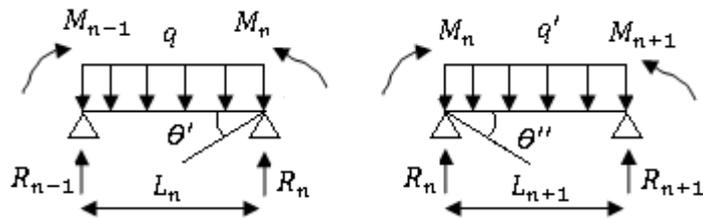


Figure III.10 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

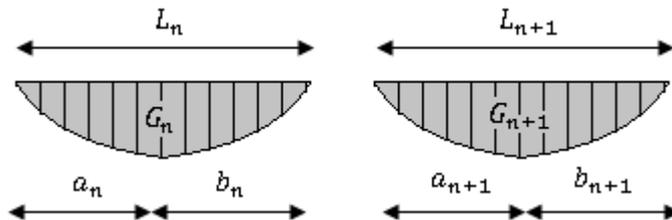


Figure III.11 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

III.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

III.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant :

$$G = 5,50 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,2 \text{ kN/m}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

2) Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; 0,8 \leq \frac{4,98}{3,15} = 1,58 \leq 1,25$$

3) Fissuration peu préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

III.2.3.2. Le type de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$G = 5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

$$Q_t = 1,35 G + 1,5Q = 6,24 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$Q_g = 1,35G = 4,76 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,5} = 0,2142$$

Les types des poutrelles :

Notre construction comporte 04 types de poutrelles :

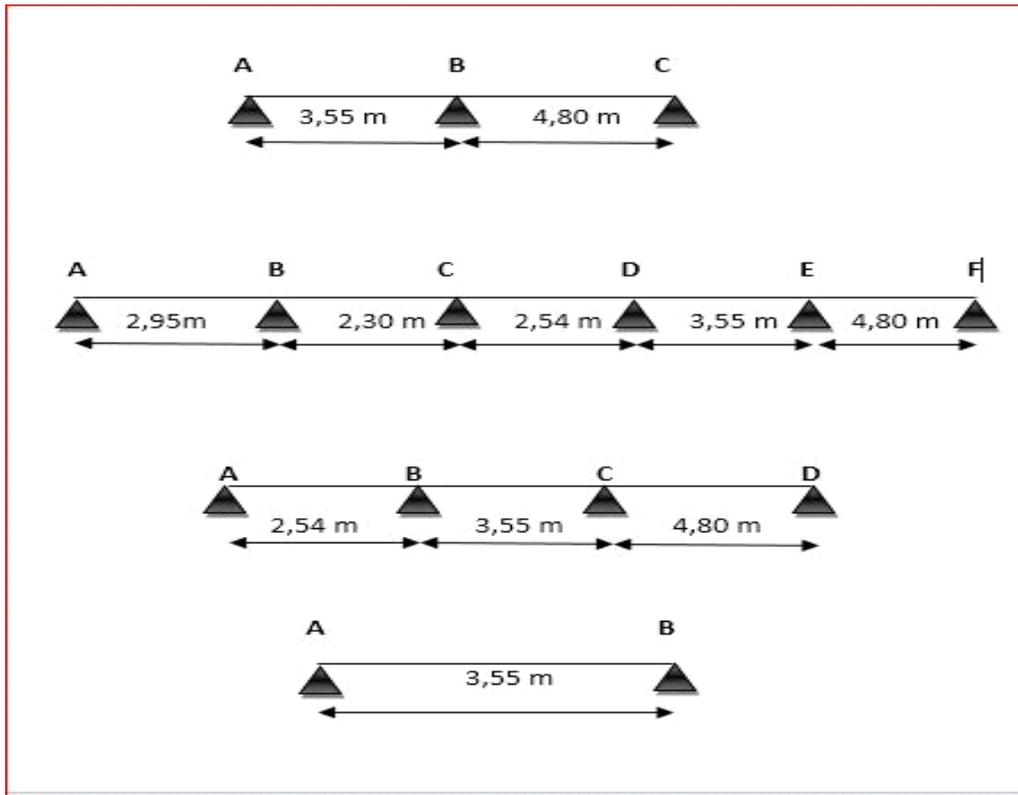


Fig. III6 Schéma statique des poutrelles.

4) Sollicitation à l'E.L. U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 6,24 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (3,536 + 1,5) = 0,29$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,08 > 1,05 \text{ donc on doit tenir compte de } 1,08$$

$$(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,612 \text{ (travée de rive).}$$

$$(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,543 \text{ (travée intermédiaire).}$$

- **Travée de rive :**

$$M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e) / 2]. [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] \cdot M_0$$

- **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e) / 2]. [(1 + 0,3\alpha) / 2] \cdot M_0$$

III.3 Calcul des Plancher R.D.C 1^{ère} 7^{ème} étages :

III.3.1 Le calcul se fait à l'E.L. U :

Exemple de calcul de type 01 :

III.3.1.1 calcul du moment minimal de la travée BC :

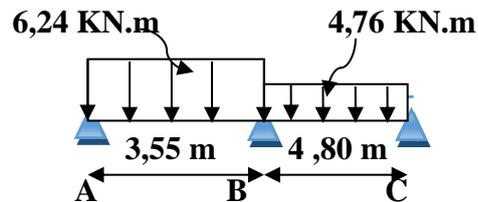


Schéma statique

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = q_l L^2 / 8 = 6,24 (3,55)^2 / 8 = 9,82 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = q_g \cdot L^2 / 8 = 4,76 (4,80)^2 / 8 = 13,77 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 8,26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{0BC} = 2,75 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière BC: ($M_{t \min}$)

$$X = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q'_u \times l_{BC}} = \frac{4,80}{2} + \frac{8,26 - 2,75}{4,78 \times 4,80} = 2,40 \text{ m}$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{Q'_u \times (l_{BC} - X) \cdot X}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{BC}} \right)$$

$$M_{t \min(x)} = \frac{4,78 \times (4,80 - 2,40)}{2} \times 2,40 - 8,26 \left(\frac{1 - 1,00}{4,80} \right) - 2,75 \left(\frac{1,00}{4,80} \right) = 8,40 \text{ kN.m}$$

III.3.1.2 calcul de moment maximal de la travée BC :

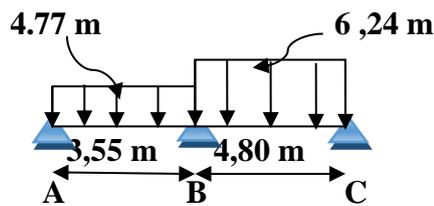


Schéma statique

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = q_T \cdot L^2 / 8 = 4,77 (3,55)^2 / 8 = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = q_G \cdot L^2 / 8 = 6,24 (4,80)^2 / 8 = 17,97 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 10,78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{0BC} = 3,59 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière BC: ($M_t \max$)

$$X = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_u \times l_{BC}} = \frac{4,80}{2} + \frac{10,78 - 3,95}{6,24 \times 4,80} = 2,53 \text{ m}$$

$$M_{t \max(x)} = \frac{Q_u \times (l_{BC} - X) \cdot X}{2} - M_B \left(\frac{1 - X}{l_{BC}} \right) - M_C \left(\frac{X}{l_{BC}} \right)$$

$$M_{t \max(x)} = \frac{6,24 \times (4,80 - 1,43)}{2} \times 1,43 - 10,78 \left(\frac{1 - 1,43}{4,80} \right) - 3,95 \left(\frac{1,00}{4,80} \right) = 10,94 \text{ kN.m}$$

• Détermination de l'effort tranchant :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_w : \text{effort tranchant a droit} \quad T_w = \left(\frac{Q \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

$$T_e : \text{effort tranchant a gauche} \quad T_e = - \left(\frac{Q \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

○ Travées (AB) :

$$T_w = \left(\frac{6,24 \times 3,55}{2} \right) + \left(\frac{1,97 - 8,26}{3,55} \right) = 9,31$$

$$T_e = - \left(\frac{6,24 \times 3,55}{2} \right) + \left(\frac{1,97 - 8,26}{3,55} \right) = -12,84$$

○ Travées (BC_{min}) :

$$T_w = \left(\frac{4,76 \times 4,80}{2} \right) + \left(\frac{8,26 - 2,75}{4,80} \right) = 16,39$$

$$T_e = - \left(\frac{4,76 \times 4,80}{2} \right) + \left(\frac{8,26 - 2,75}{4,80} \right) = -13,55$$

○ Travées (BC_{max}) :

$$T_w = \left(\frac{6,24 \times 4,80}{2} \right) + \left(\frac{10,78 - 3,59}{4,80} \right) = 12,57$$

$$T_e = - \left(\frac{6,24 \times 4,80}{2} \right) + \left(\frac{10,78 - 3,59}{4,80} \right) = -10,37$$

Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant [KN] Type 01.

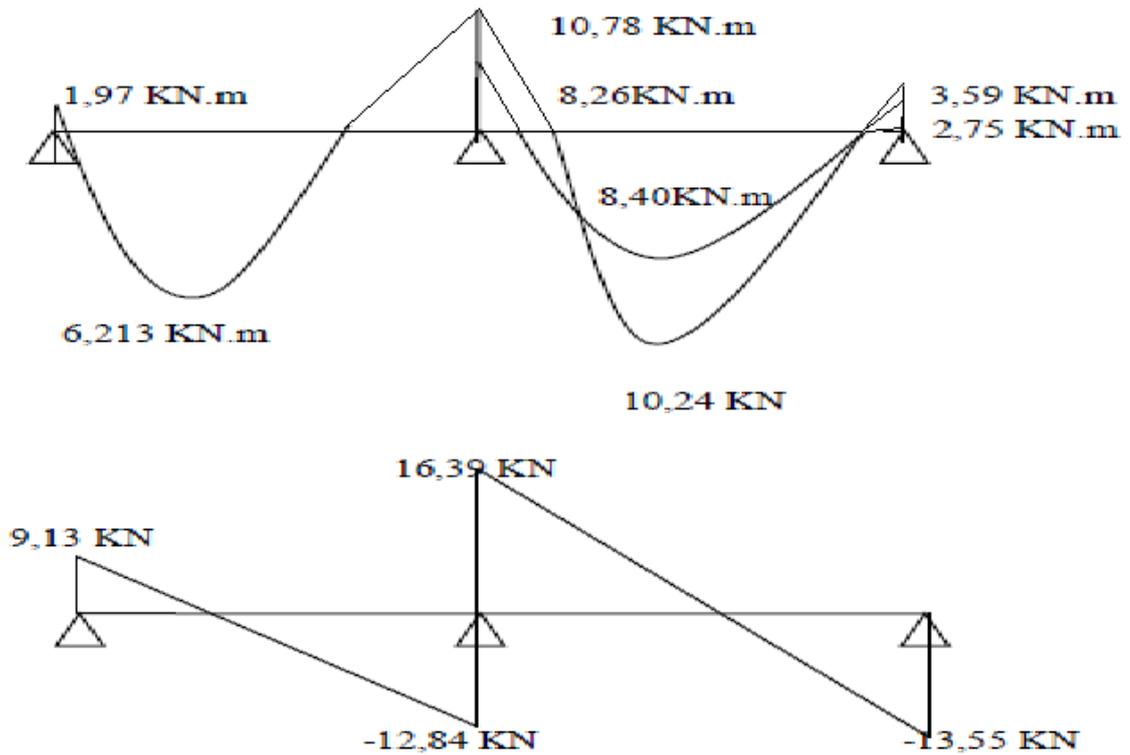


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant [KN.m] Type 01

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	Te(-)	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	3,55	9,83	6,213	1,97	8,26	9,31	12,84	7,108	4,907	1,42 2	4,39 1
	B-C	4,80 min	13,7 7	8,40	8,26	2,75	16,39	13,55	8,782	4,391	4,39 1	4,39 1
		4,80 max	17,9 7	10,94	10,7 8	3,59	12,57	10,37	12,99 4	11,82 1	2,40 2	0,00
02	AB	2,95	6,79	4,849	1,36	3,39	8,43	9,790	4,908	3,634	0,98 2	2,45 4
	BC	2,30 Min	3,16	1,76	3,39	1,54	6,327	4,667	2,016	- 0,108	2,45 4	1,81 9
		2,30 Max	4,13	0,92	2,60	1,92	7,471	6,881	2,983	1,624	1,49 2	1,23 0
	CD	2,54	5,03 2	2,678	1,54	3,01	7,35	8,49	3,639	1,984	1,81 9	2,84 3
	DE	3,55	7,53	5,230	3,01	8,98	9,396	12,75	7,108	3,875	2,84 3	6,49 7
	EF	4,80	17,9 7	12,83 9	8,98	3,59	16,09 8	13,85 4	12,99 4	9,621	6,49 7	2,59 9
03	AB	2,54	5,03 2	3,181	1,00 6	3,76	6,84	9	3,639	2,348	0,72 8	2,40 2
	BC	3,55 Min	7,53	1,376	3,76	8,98	6,74	10,22	4,804	0,572	2,40 2	6,49 7
		3,55 Max	9,82 4	6,462	1,92 5	6,87 4	9,65	12,43	7,108	4,763	1,23 0	3,55 4
	CD	4,80	17,9 7	12,83 9	8,98	3,59	16,09	13,85	12,99 4	9,621	6,49 7	2,59 9
04	AB	3,55	9,83 0	6,531	1,97	1,97	11,07 6	11,07 6	7,108	4,907	1,42 2	4,26 5

Tab III 03 :Résultats obtenus R.D.C et 7^{ème} étages

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 12,839 \text{ kn.m (20 + 4)} \\ M_{rive \max} = 3,59 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 10,78 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 16,39 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 11,821 \text{ kn.m (20 + 4)} \\ M_{rive \max} = 4,265 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 6,497 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.3.2 Calcul du ferrailage :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 24 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 21,6 \text{ cm}$;
- $F_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

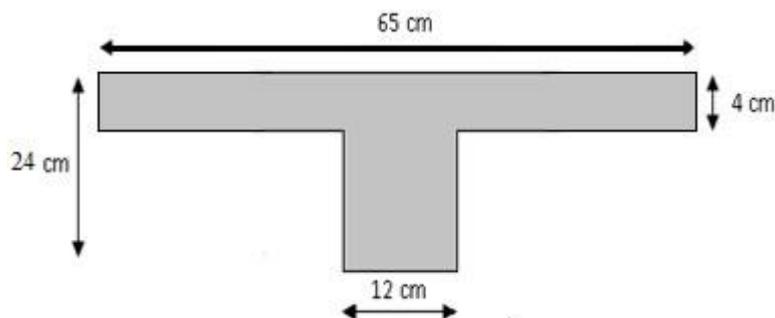


Fig. III 9 Géométrie de la poutrelle

1) Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U) :

• En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

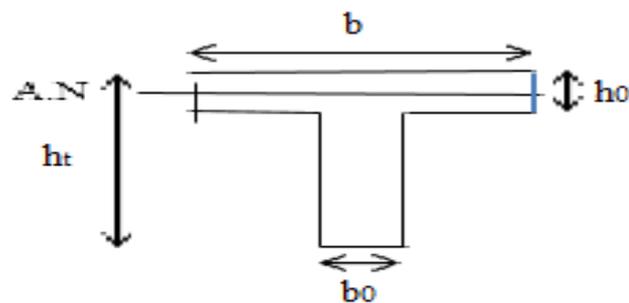
On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 \sigma_{BC} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (21,6 - 4/2) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 12,839 \text{ kN.m} < M_t = 72,193 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{tmax} = 12,839 \text{ KN.m}$$



Section de calcul

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,839 \times 10^3}{65 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,839 \times 10^3}{0,988 \times 21,6 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 65 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3,39 cm².**

- **Sur appuis intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,78 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,136 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,125 \rightarrow \beta = 0,927$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,78 \times 10^3}{0,927 \times 21,6 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 = 1.57 cm².

- **Sur appuis de rive :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,59 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,045 \rightarrow \beta = 0,977$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,59 \times 10^3}{0,977 \times 21,6 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 = 0.785cm².

2) Vérification d la contrainte de cisaillement :

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16,39 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,632 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$\tau_u = 0,632 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

3) Diamètres minimaux ϕ_t :

$\phi_t \leq \min (ht/35; b/10 ; \phi_t)$. (ϕ_t le diamètre d'armatures longitudinal).

$\phi_t \leq \min (6,85 ; 12 ; 10) = 6,85 \text{ mm}$.

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Donc on adopte les armatures de ϕ_8 de nuance FeE 235.

On prend $1\phi_8$. $A_t = 0,5 \text{ cm}^2$

4) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (19,44 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 19 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

5) Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L ; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

On Adopte $\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodal.} \\ St = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

6) Vérification des contraintes à l'E.L. S :

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

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

En travée :

$$M_{ser} = 11,821 \text{KN.m} \quad M_u = 12,839 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,1362$$

$$\gamma = \frac{12,839}{11,821} = 1,08$$

$$\alpha \leq \frac{1,086 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,293 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 6,497 \text{KN.m} \quad M_u = 10,78 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,0362$$

$$\gamma = \frac{10,78}{6,497} = 1,659$$

$$\alpha \leq \frac{1,659 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,579 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7) Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,80 \text{m}$

$$F_{adm} = \frac{480}{500} = 0,0096 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,24^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,24}{2} - 0,024\right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right) 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \rho b_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_i I_{Fi}} = \frac{11,821 \times 10^{-3} \times 4,8^2}{10 \times 32164,2 \times 0,14} = 6,04 \cdot 10^{-3} \text{ c}$$

Avec : $Ei = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 MPa$

Donc : $f = 6,04 \cdot 10^{-3} cm < f_{asm} = 0,96 cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée

8) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

a) On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,80}{2} + \frac{8,26 - 2,75}{6,24 \times 4,80} = 2,58 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16,39 \times (2 - 0,12)}{2} = 15,406 KN$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,406 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,58 MPa$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,58 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 3,22 \times 10^{-3} cm \quad (2)$$

9) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 MPa \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,034 MPa ; 0,4 MPa) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 cm \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 cm$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Espacement dans la zone nodale :
 $S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
- Espacement dans la zone courante :
 $S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$

10) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_U = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{10,78}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 55,45 \text{ KN}$$

$F_u = 55,45 \text{ KN} \geq T_u = 16,39 \text{ KN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

11) Compression de la bielle d'about :

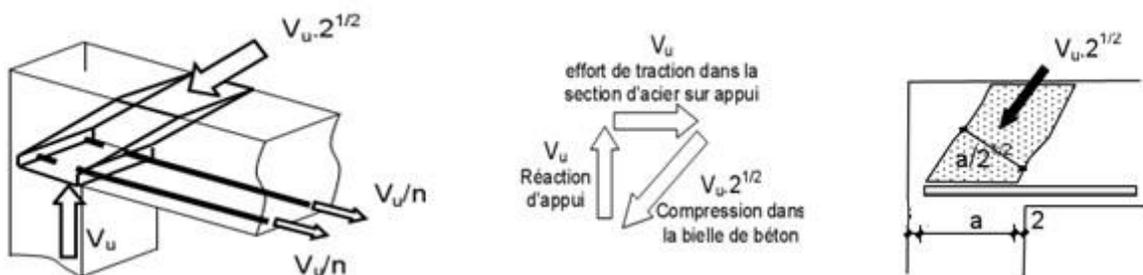


Fig. III 10 Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_B}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,39 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ;$$

$$a' = c - c' - 2$$

$$a' = 45 - 2,5 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$c' = 2,5 \text{ cm}; c = 45 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a = \min [(40,5 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$$

12) Entraînement des armatures :

a) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16.39kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,39 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,058 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,058 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

B) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

13) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq \frac{11,821}{15 \times 12,994} = 0,048 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 21,6} = 0,006 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

III.2.2.3- Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

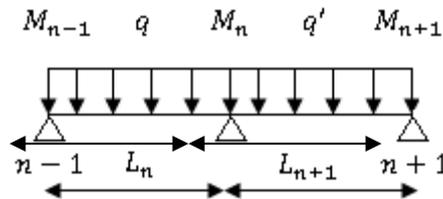


Figure III.09 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d’une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d’autres méthodes basées sur la déformation du système.

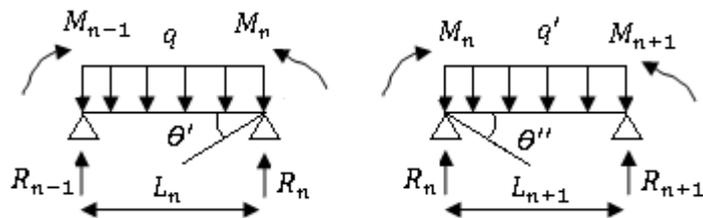


Figure III.10 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

Avec :

$M_{n-1}, M_n \text{ et } M_{n+1}$: Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs. Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées $L_n \text{ et } L_{n+1}$ sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, $M_{n-1}, M_n \text{ et } M_{n+1}$ sont provisoirement omis.

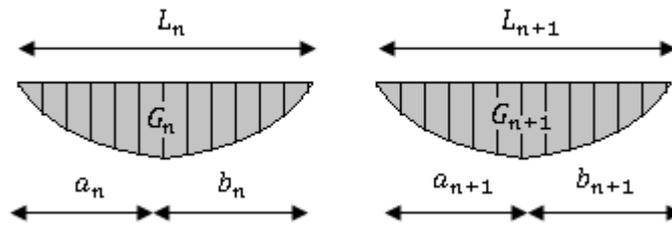


Figure III.11 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « **équation de Clapeyron** », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

III.2.4. Calcul des poutrelles des planchers Terrasse inaccessible :

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

III.2.4.1. Les type de poutrelles :

Dans le sens des poutrelles on a identifié 04 type :

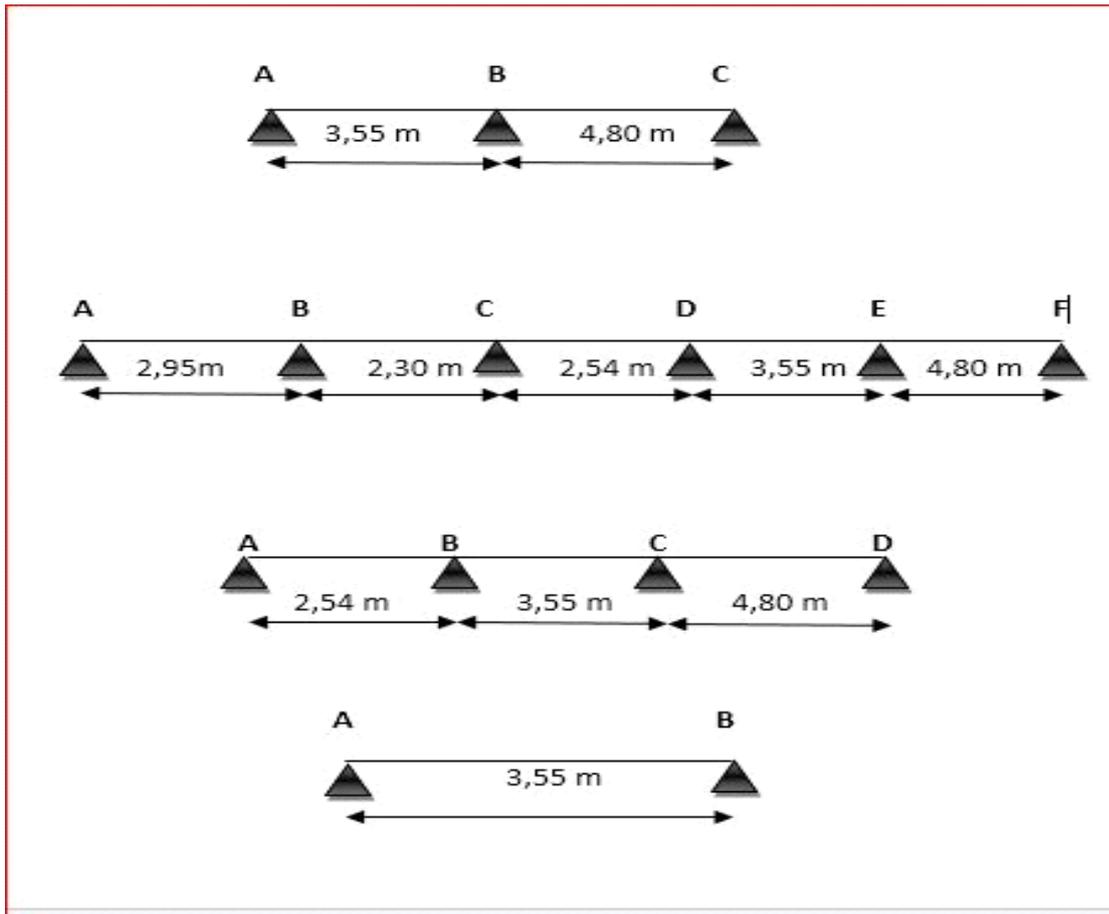


Figure III.18 : Les types des poutrelles de Terrasse inaccessible .

$$\begin{cases} G = 6,71 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,558 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = G + Q = 7,71 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_u = 10,558 \times 0,65 = 6,86 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,71 \times 0,65 = 5,01 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

⇒ **Exemple de calcul :**

⇒ En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :

• **Partie AB :**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,86 \times 3,55^2}{8} = 10,806 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (3,55 \times 10,806) = 25,56 \text{ m}^2$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,86 \times 4,80^2}{8} = 19,75 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,80}{2} = 2,4 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(4,80 \times 19,75) = 63,2 \text{ m}^2$$

- **Détermination de l'équation :**

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -2,16$$

$$M_C = -0,2M_{0BC} = -3,95$$

$$\Leftrightarrow -7,668 + 16,7M_B - 18,96 = -266,28$$

- ❖ **Les moments aux appuis et en travées :**

- **Sur appuis :**

$$16,7M_B = -239,65$$

$$M_A = -2,16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -14,35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3,95 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{-2,16 - 14,35}{2} + 10,80 = 2,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = \frac{-14,35 - 3,95}{2} + 19,75 = 10,60 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Calcul des efforts tranchant :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2,16 + 14,35}{3,55} + \left(6,86 \times \frac{3,55}{2}\right) = 15,61 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2,16 + 14,35}{3,55} - \left(6,86 \times \frac{3,55}{2}\right) = -8,74 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-14,35 + 3,95}{4,80} + \left(6,86 \times \frac{4,80}{2}\right) = 14,29 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-14,35 + 3,95}{4,80} - \left(6,86 \times \frac{4,80}{2}\right) = -18,63 \text{ kN} \end{cases}$$

Type De travée	Travée	L (m)	ELU						ELS			
			M ₀	M _t	M _w (-)	M _e (-)	T _w	T _e (-)	M ₀	M _t	M _w (-)	M _e (-)
01	AB	3,55	10,80	2,45	2,16	14,35	15,61	8,74	7,89	1,771	1,758	10,48
	BC	4,80	19,75	10,60	14,35	3,95	14,29	18,63	14,42	7,738	10,48	2,884
02	AB	2,95	7,46	6,58	1,492	0,259	9,70	10,53	5,44	3,16	1,08	3,47
	BC	2,30	4,536	-3,39	0,259	17,61	15,43	0,34	3,31	-0,08	3,47	3,31
	CD	2,54	5,53	-3,49	17,61	0,43	0,12	17,30	4,04	1,35	3,31	1,71
	DE	3,55	10,80	3,23	0,43	14,71	16,19	8,15	7,89	1,80	1,71	10,46
	EF	4,80	19,75	10,42	14,71	3,95	14,22	18,70	14,42	7,748	10,46	2,884
03	AB	2,54	5,53	2,86	0,106	4,22	9,938	7,48	4,04	2,086	0,808	3,10
	BC	3,55	10,80	1,57	4,22	14,24	14,999	9,35	7,89	1,12	3,10	10,44
	CD	4,80	19,75	10,65	14,24	3,95	14,32	18,60	14,42	7,758	10,44	2,884
04	AB	3,55	10,80	10,80	5,40	5,40	12,17	12,17	7,89	7,89	3,94	3,94

Tableau III . 11 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.

❖ Sollicitations de calcul:

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 10,80 \text{ kn.m} \\ M_{rive \max} = 5,40 \text{ kn.m} \\ M_{inter \max} = 17,61 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 18,70 \text{ Kn.m} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 7,89 \text{ kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,94 \text{ kn.m} \\ M_{inter \max} = 10,48 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrailage L'ELU :

➤ En travée :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 10,80 \text{ KN.m} < 72,19 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 24)$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 10,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,80 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,80 \times 10^3}{0,987 \times 21,6 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,2 = 7,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 7,2^3) - ((65 - 12) \times (7,2 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,2)^3}{3} = 263179 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,2 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

On prend 2T12 = 2,26 cm²

➤ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

Le béton tendu est négligé dans le calcul.

$$M_{intmax} = 17,61 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,61 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = 2,39 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 2,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

On prend 2T8 (fillante) + 1T16 (chapeau) = 2,51 cm²

➤ **Sur appui de rive :**

$$M_{rivemax} = 5,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,40 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,994 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{scal} = 0,72 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{On prend } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 33,9y - 732,24 = 0$$

$$y = 4,25 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,25^3}{3} + (15 \times 2,26 \times (21,6 - 4,25)^2) = 11567,91 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,89 \times 10^3}{11867,91} \times 4,25 = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{7,89(21,6 - 4,25)}{11867,91} = 150 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 90 \sqrt{nf_{tj} \text{ Mpa}}\right) \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 150 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ Mpa condition vérifiée.}$$

- Contrainte de cisaillement : (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 18,70 \text{ kN}$:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18,70 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales A_t :**

○ Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [mm]; \frac{b_0}{10} [mm]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 14\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6,85; 12; 14) = 6mm \varphi_t = 6 mm$$

○ Calcule des espacements:

$$s_t \leq \min(0,9d; 40cm) \left. \vphantom{s_t} \right\} s_t \leq 19,44cm$$

$$s_t \leq (19,44; 40cm)$$

○ La section des armatures transversales:

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

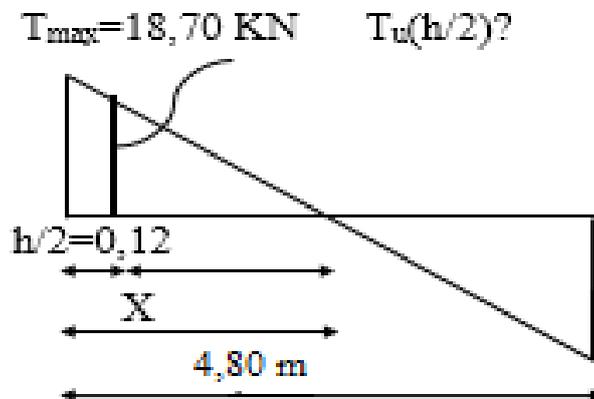
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 400 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

○ Calcule de valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables :

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max}[X - (h/2)]}{X}$$



- Calcul la distance X :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4,80}{2} + \frac{14,71 - 3,95}{4,80 \times 6,86} = 2,72 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m } T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{18,70 \times (2,72 - 0,12)}{2,72} = 17,87 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{17,87 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,68 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,68 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,2 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \quad (2)$$

- Calcul minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,31 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{lechoix} : 2\Phi 6 = 0,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{17,61}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 90,58 \text{ kN}$$

$F_u = 90,58 \text{ kN} > T_u = 18,70 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18,70 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,023 \text{ m} = 2,3 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ;$$

$$a' = c - c' - 2 ;$$

$$c' = 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui .

c : La largeur de l'appui du poteau .

c' : L'enrobage.

$$a = \min [(40,40 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ;$$

$$a > 2,3 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.]}$$

- **Entraînement des armatures :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A .

T : L'effort tranchant maximum ; T = 18,70kN .

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{18,70 \times 10^3}{19,44 \times 4,14 \times 3 \times 10^2} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 35 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq \frac{7,89}{15 \times 7,89} = 0,049 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,51}{12 \times 21,6} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Dessin de ferrailage des poutrelles

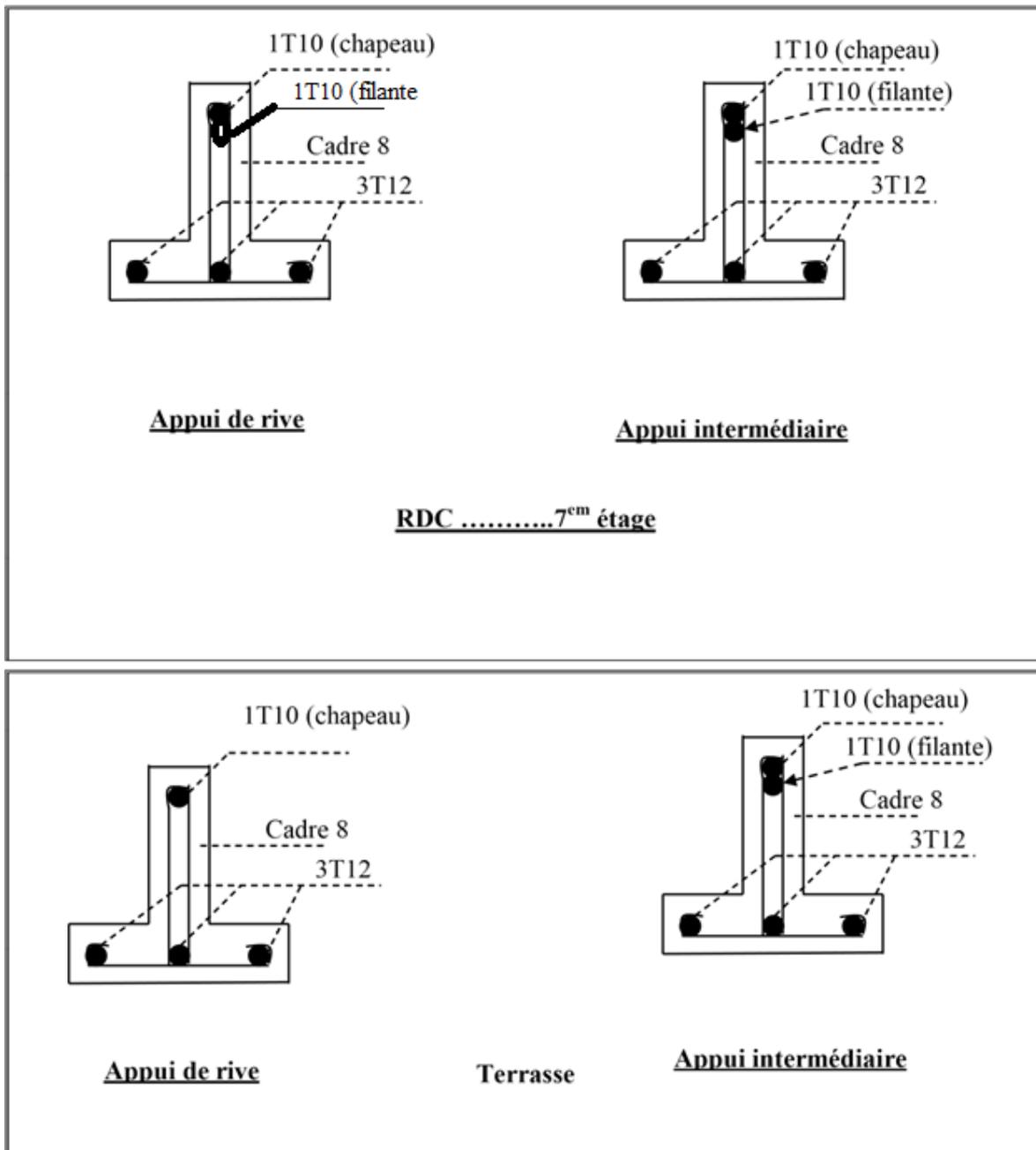


Fig. III 16 Dessin ferrailage des poutrelles.

III.3. La dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- Section minimale des armatures Perpendiculaire aux poutrelles :

$-A^{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ si } l \leq 50\text{cm}$

$-A^{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

- Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$A// \geq A^{\perp}/2$

$L = 0,65 \text{ m}$

$Fe = 215 \text{ MPa}$

$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

$A^{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$A// \geq 1,41/2 = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un quadrillage de section $5 \varphi 6$ avec un espacement de 20 cm

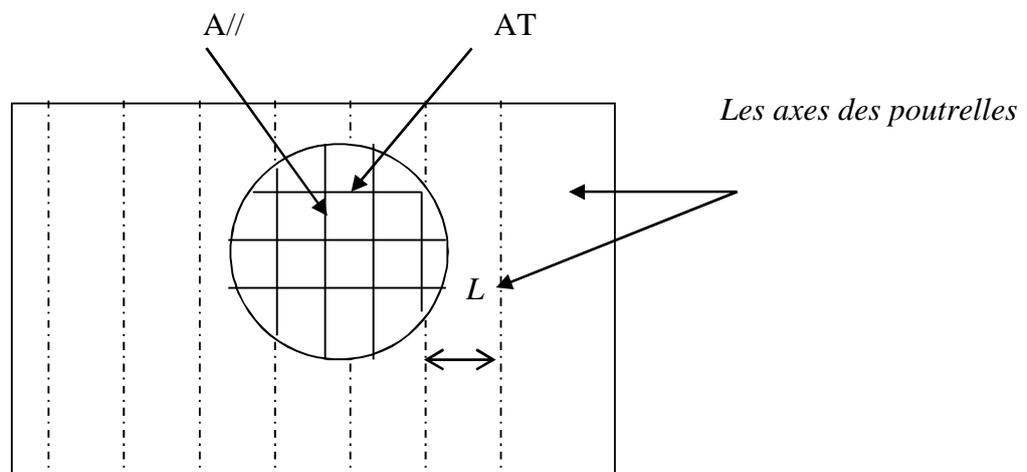


Figure.III.21 : Ferrailage de la dalle de compression.

CHAPITRE IV :
FERRAILLAGE
DES ÉLÉMENTS
NON PORTEURS

IV.1- L'acrotère :

IV.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

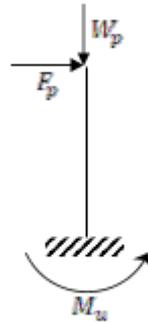


Schéma statique

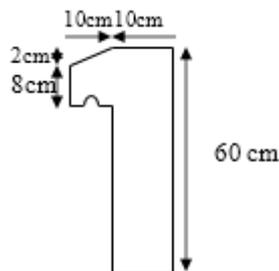


Fig.IV.1. Acrotère

IV.1.2 Charges sollicitants l'acrotère :

IV.1.2.1 Charge permanente et charge d'exploitation :

Charge permanente :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,5 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,71 \text{ Kn/m}$$

Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

IV.1.2.2 Charge aux états limites :**E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,97 \text{ Kn. m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_S = G = 1,71 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN. m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

IV.1.2.3 Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

IV.1.2.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = < e$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**IV.1.3.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$$- 0,80 < 24,79 \text{ kN.m} ;$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

IV.1.3.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ;$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

IV.1.3.3 Calcul de la section d'armatures en :

Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,996} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.3.4 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5\Phi 6$ p.m. ; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $5\Phi 6$ p.m.

IV.1.4 Les vérifications :

IV.1.4.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{0,65 \times 10^3}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,88 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,65 \times 10^3}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.4 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 1,71 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

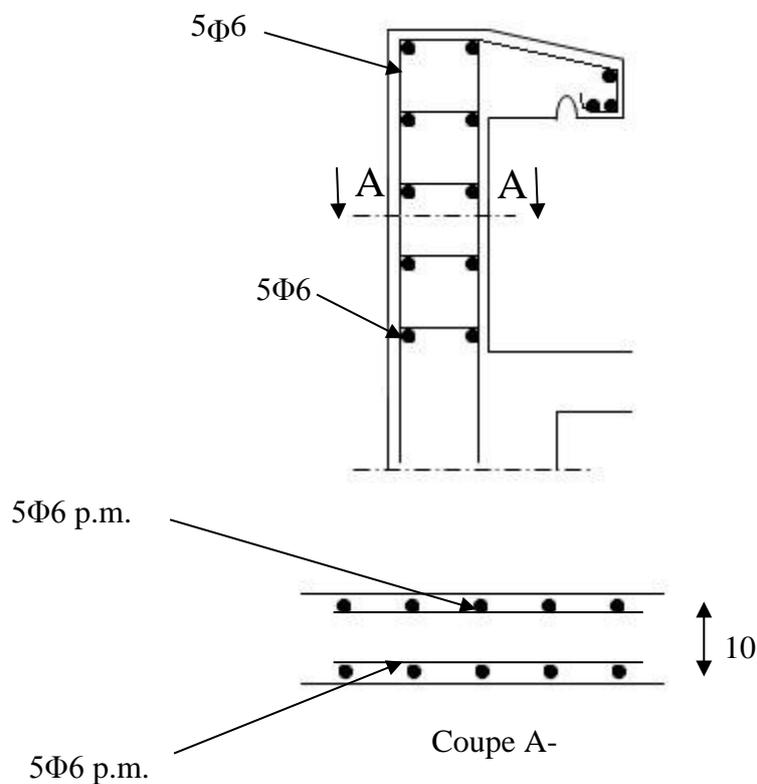
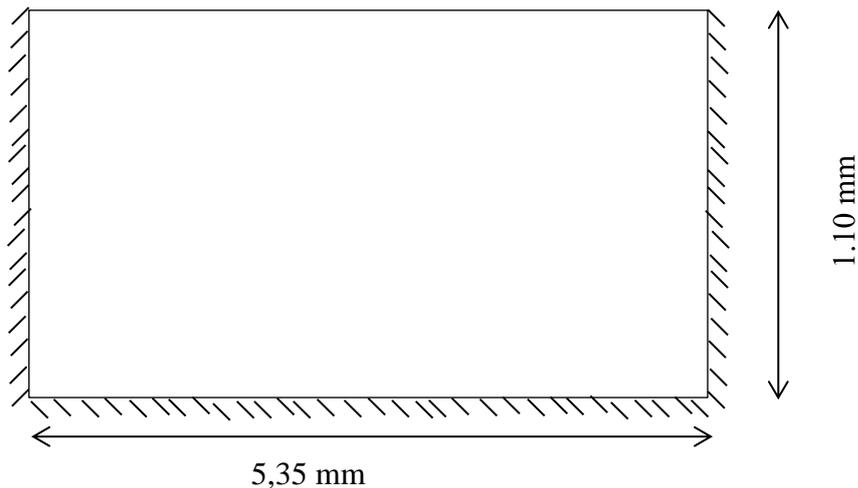


Fig. IV. 2 Ferrailage de l'acrotère.

IV.2- Balcons :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

**IV.2.1 Balcon étages courants :****IV.2.1.1 Les charges et des sollicitations :**

$$G = 5,25 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ Kn/m}^2$$

Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,5) = 12,33 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$Q_u = 12,33 \times 1 \text{ m} = 12,33 \text{ kN/ml} ;$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,50 = 8,75 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$Q_{ser} = 8,75 \times 1 \text{ m} = 8,75 \text{ kN/ml} ;$$

Poids propre du mur :

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.06 m de hauteur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 1.56 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_u \text{ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1.56 = 2.106 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :**(Couche de 1.5cm) :**

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 m = 18 \times 0.02 \times 1.2 \times 1 m = 0.432 kN$$

$$D'où : P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0.432 = 0.583 kN$$

Charges totales :

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 2.106 + 0.583 = 2.689 kN$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1.56 + 0.432 = 1.992 kN$$

IV.2.1.2 Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_x = \frac{PL_x^2}{8} \times \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + PL_x^3 = \frac{2,68 \times 1,10^2}{8} \times \left(5,35 - \frac{1,10}{2} \right) + 2,68 \times 1,10^3 = 6,94 KN.m$$

$$M_y = \frac{PL_x^2}{24} = \frac{2,68 \times 1,10^2}{24} = 0,13 KN.m$$

$$M_{tx} = 0,85. M_x = 0,85 \times 6,94 = 5,89 KN.m.$$

$$M_{ty} = 0,85. M_y = 0,85 \times 0,13 = 0,11 KN.m.$$

$$M_{ax} = M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 5,89 = 2,94 KN.m$$

IV.2.2 Ferrailage :**IV.2.2.1 sens x :****En travée :**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 cm$$

$$M_{tx} = 5.89 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,89 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,023$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,988$

$$A_{tx} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,89 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 1.27 cm^2/$$

On adopte : **4T10** et $A_{adpt} = 3.14 cm^2$ et $S_t = 25 cm$

Sur appuis :

$$M_{ax}=2,94 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,94 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,011$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,994$

$$A_{ax} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,94 \times 10^3}{0,994 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10** et $A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.2.2 sens y :

En travée :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$M_{ty}=0,11 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,11 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,000$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 1,00$

$$A_{ty} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,11 \times 10^3}{1 \times 13,5 \times 348} = 0,02 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T10** et $A_{adpt} = 2,36 \text{ cm}^2$ et $S_t = 33,33 \text{ cm}$

IV.2.3 Vérifications :

IV.2.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.2 Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = Q_u \cdot l + P_u = (12,33 \times 1,1) + 1,992 = 16,65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16,65 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

IV.2.3.3 Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,43 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 1,11 \text{ MPa}$$

Avec :

$n=4$: Nombre d'armatures longitudinales tendues

μ : Périmètre d'armatures tendues ; $\mu = 3,77$ cm; tirée du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.4 La vérification des contraintes à l'E.L.S. :**Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$D = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 47,1 - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,1 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre le plus comprimé

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,1^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,1)^2) = 6087,36 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{5,61 \times 10^3}{6087,36} \times 3,1 = 2,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 285 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5,61 \times 10^3}{6087,36} \times (13,50 - 3,1) = 83,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 83,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.5 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,53 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = bY_1^3 + bY_2^3 + (d - Y_1)^2 A_s = \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,53^3}{3} + (13,50 - 7,68)^2 (15 \times 3,14) = 30926,81 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,10^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30926,81} \times \left[\frac{12,33 \times 1,1}{8} + \frac{1,99}{3} \right] = 0,033 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,033 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{400 \times 1}{4 \times (0,6 \times 1,1^2 \times 2,1)} = 35 \text{ cm}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (35 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$L_1 = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max (35 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 35 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x/10 = 110/10 = 11 \text{ cm}$$

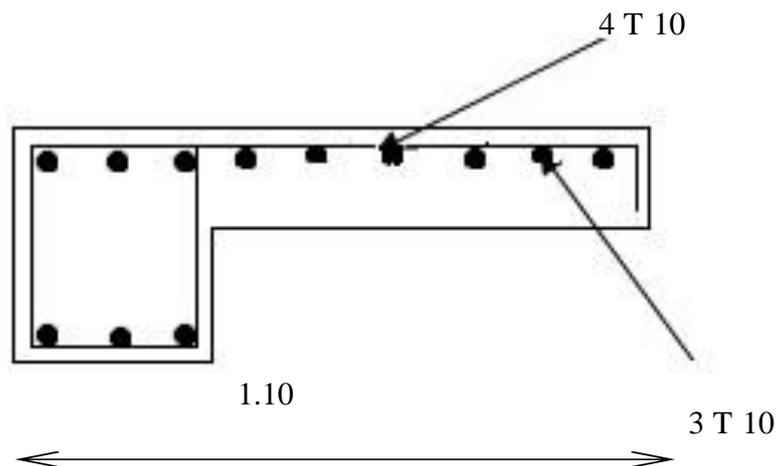


Fig. IV.3 :schéma de ferrailage du balcon

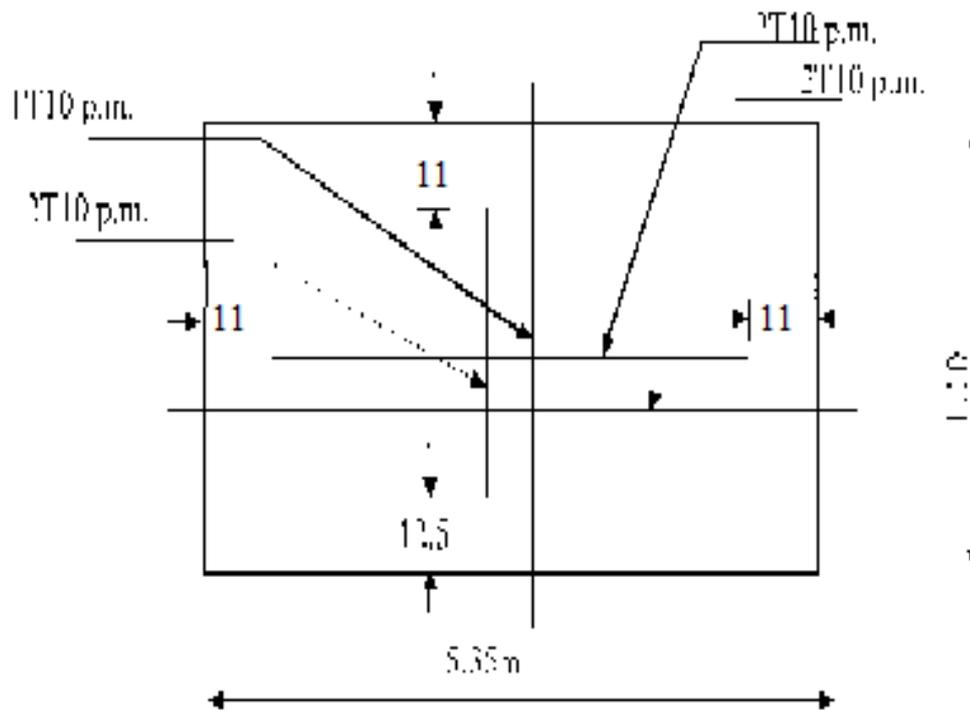
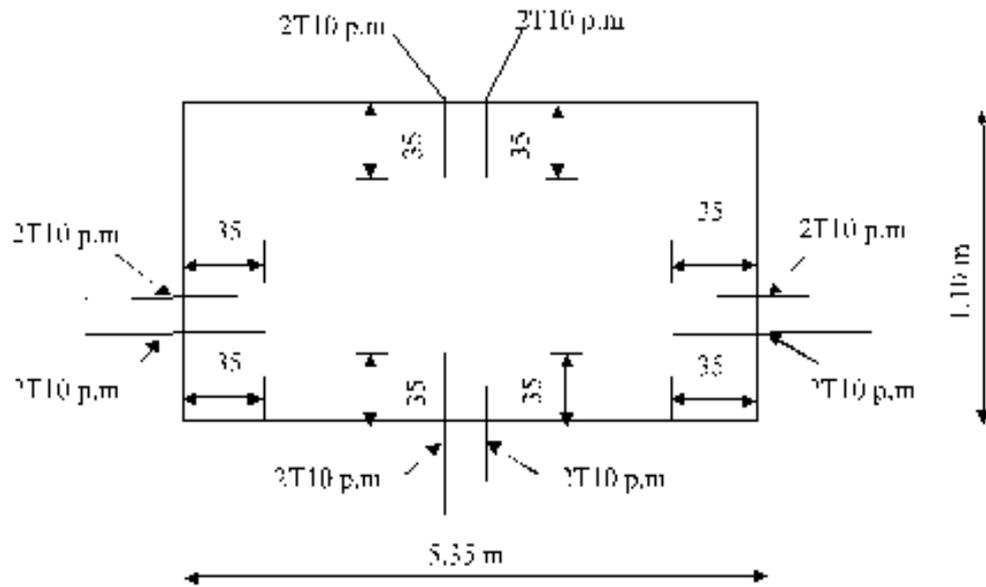


Fig. IV. 4 ferrailage de la dalle balcon

- Les escaliers :**IV.3.1 Définition :**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

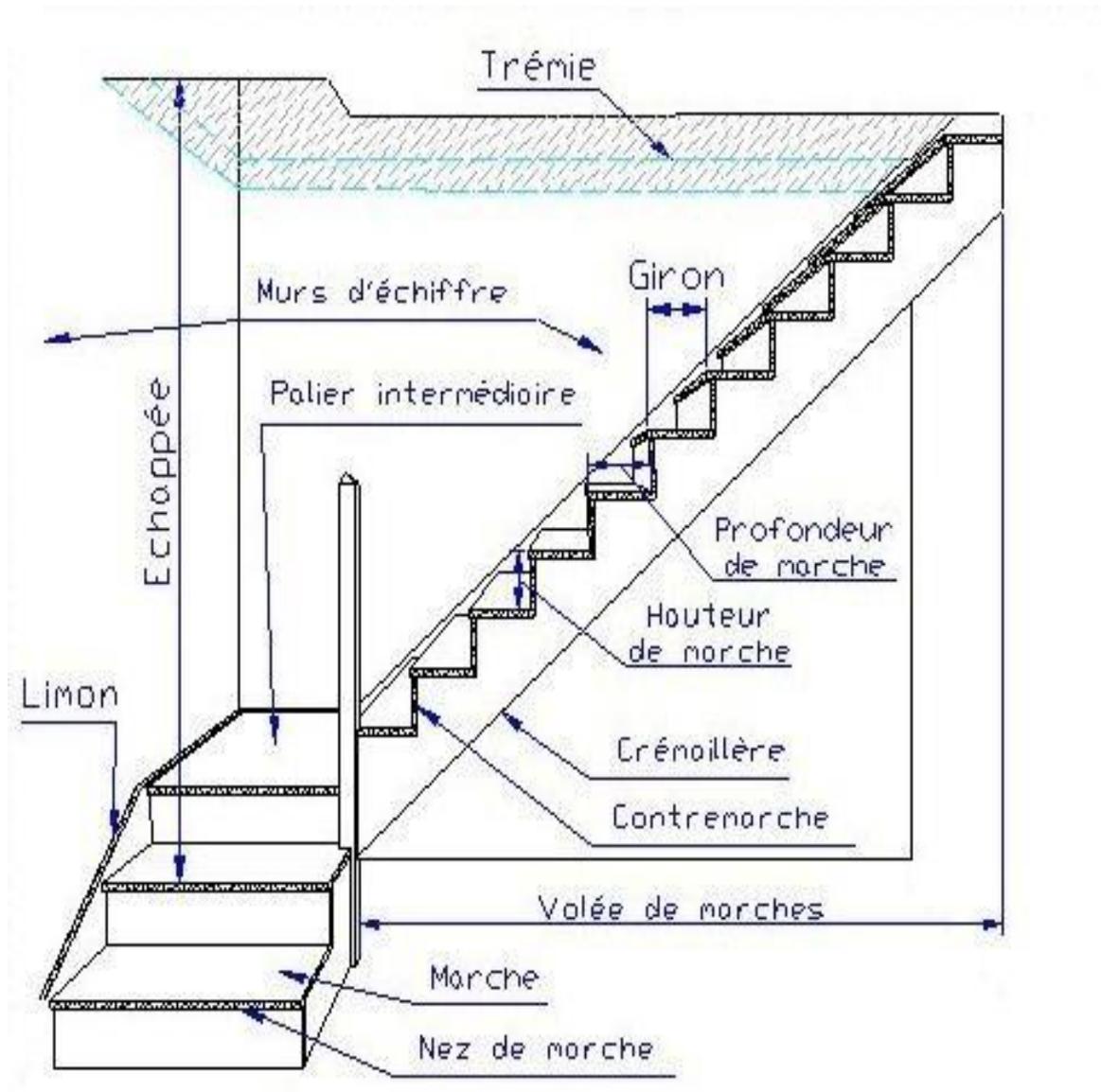


Fig. IV. 5 Schéma descriptif d'un escalier

- Escalier a 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'à la Terrasse :

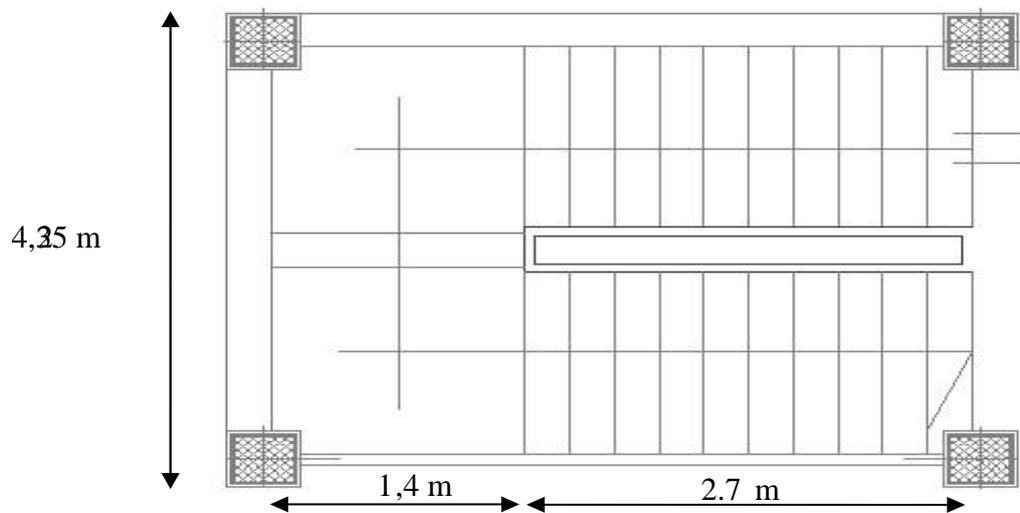


Fig. IV. 6 Vus en plan de l'escalier

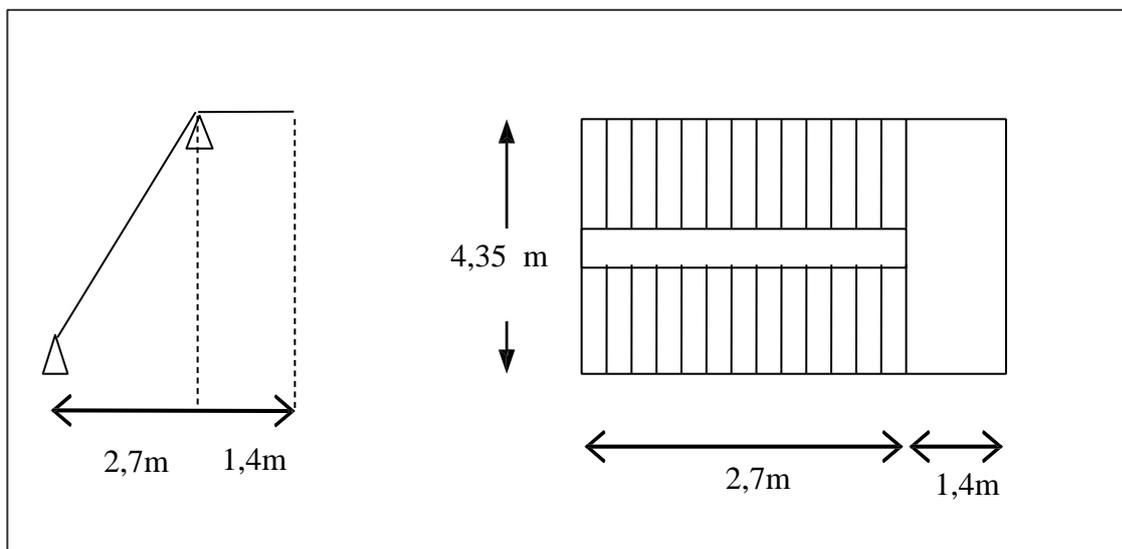


Fig. IV. 7 Schéma statique

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

Formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Avec : h : La hauteur de la marche (contre marche) g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ (usage publiques)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n + 1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

IV.3.2 Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après BLONDEL on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + l + 2H)n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec :

$$m = 64$$

$$H = 306/2 = 153 \text{ cm}$$

$$l = 270 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 640n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ contre marches.

Donc les membres de marche $n - 1 = 8$ marches.

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

$$2h + g = 64 \quad \text{donc : } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a 5 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,57^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

IV.3.2.1 Epaisseur de la paillasse (e_v) :

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 10,34 \leq e_v \leq 15,51$$

en prend: $e_v = 12 \text{ cm}$

IV.3.2.2 Epaisseur de palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,71 \text{ cm on prend: } e_p = 14 \text{ cm}$$

IV.3.3 Descente de charges**IV.3.3.1**

Volée :

Désignation	Ep (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $e_p=25/\cos \alpha$	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $h_2=22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $e_p/\cos \alpha$	0,02	10,00	0,23

Tab. IV. 1 Descente de charge (volée)

Charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{u \text{ volée}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser volée}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.3.2 Palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier ep	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tab. IV. 2 Descente de charge (palier)

Charge permanente : **G=4,86 KN/m²**.

Surcharge d'exploitation : **Q=2,5 KN/m²**.

$$q_{u \text{ palier}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser palier}} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,36 \text{KM/ml.}$$

IV.3.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. U :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{14,02 - 10,31}{10,31} = 0,36 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

IV.3.4.1 Les réactions d'appuis :

$$R_b = \frac{(10,31 \times 1,4 \times 0,7) + (14,02 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} + 1,4\right))}{4,1} = 27,85 \text{Kn}$$

$$R_a = \frac{(14,02 \times 2,7 \times 1,35) + (10,31 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right))}{4,1} = 24,43 \text{Kn}$$

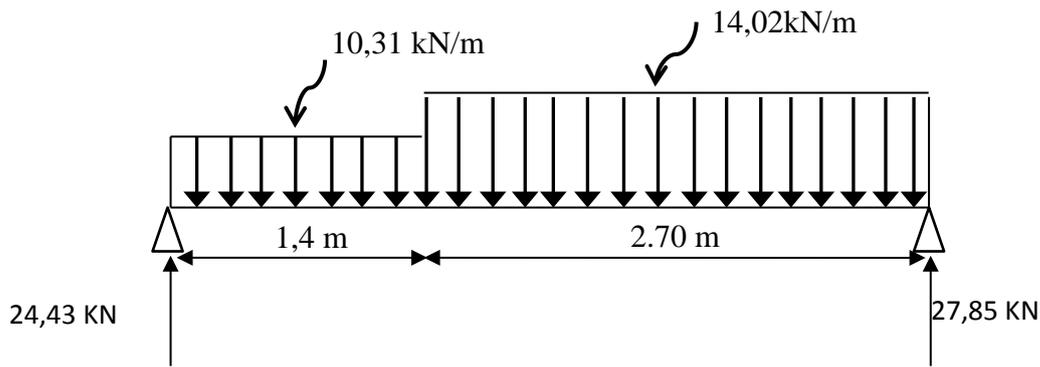


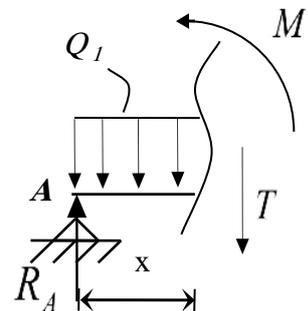
Fig. IV . 8 Schéma statique de l'escalier

IV.3.4.2 Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = 24,43 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} T(1,4) = 9,996 \text{ KN} \\ M(1,4) = 24,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

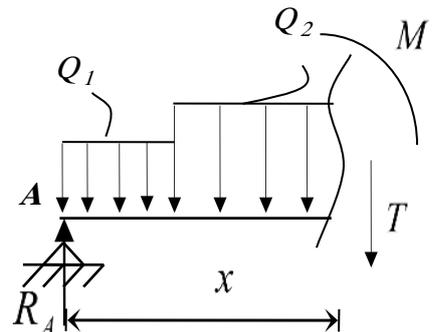


- $1,4 \leq x \leq 4,1$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,4q_1 - q_2(x - 1,4) \\ M(x) = R_A x - 1,4q_1 \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - \frac{(x-1,4)^2}{2} q_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(1,4) = 9,996 \text{ KN} \\ M(1,4) = 24,09 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} T(4,1) = -27,85 \text{ KN} \\ M(4,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{max} = 24,09 \text{ kN.m}$



IV.3.5 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U :

On a : $M_{max} = 24,09 \text{ kN.m}$

a) Moment en travée :

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 20,47 \text{ kN.m}$

b) Moment en appuis :

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 9,636 \text{ kN.m}$

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	24,43	24,43	0	27,85	24,09	9,636	20,47
1,4	-	9,996	24,09				
4	27,85	-27,85	0				

Tab. IV. 3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

IV.3.6 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. S :

On a : $M_{max} = 17,32 \text{ kN. m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 14,72 \text{ kN. m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 6,92 \text{ kN. m.}$

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	17,53	17,53	0	20,07	17,32	6,92	14,72
1,4	-	7,226	17,32				
4	20,06	-20,07	0				

Tab. IV. 4 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

IV.3.7 Ferrailage de l'escalier :**IV.3.7.1 En travée paillasse :**

Le moment ultime :

$$M_t = 20,47 \text{ kN.m ;}$$

$$h = 12 \text{ cm ;}$$

$$d = 0,9h = 10,8 \text{ cm ;}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{20,47 \times 10^3}{14,17 \times 10,8^2 \times 100} = 0,124 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,124 \Rightarrow \beta = 0,934 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{20,47 \times 10^3}{348 \times 10,8 \times 0,934} = 5,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3.7.2 Sur appuis palier :

$$M_a = 9,63 \text{ kN.m ; } h = 14 \text{ cm ; } d = 0,9h = 12,6 \text{ cm ; } b = 1 \text{ m}$$

Moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,63 \times 10^3}{14,17 \times 12,6^2 \times 100} = 0,043 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,978 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{9,63 \times 10^3}{348 \times 12,6 \times 0,978} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 4,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3.8 Vérifications ;**IV.3.8.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.8.2 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 27,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27,85 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.3.8.3 Vérification au niveau des appuis :

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((27,85) + \frac{9,63 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 3,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.8.4 Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :

$$M_{t \max} = 6,92 \text{ kN}, m; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 5,88 \text{ kN}, m$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 2,768 \text{ kN}, m$$

En travée :

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 92,4y - 997,92 = 0 \Rightarrow y = 3,63 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,63^3}{3} + 15 \times 6,16(12,5 - 3,63)^2 = 8864,15 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,92 \times 10^3}{8864,15} 3,63 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 46,8 y - 589,68 = 0 \Rightarrow y = 2,99 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,99^3}{3} + 15 \times 3,12 (12,5 - 2,99)^2 = 5213,10 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{14,72 \times 10^3}{5213,10} 2,99 = 8,44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.8.5 Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{14}{330} = 0,04 > 0,033 ; \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0057 > 0,005 ; \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

IV.3.9 Etude de la poutre palière :

IV.3.9.1 Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée ;**

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée ;**

$\frac{h}{b} = 1,16 < 4$ **Condition vérifiée,**

IV.3.9.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm) : $G_m = 3,06 \times 2,00 = 6,12 \text{ kN/m}$

Réaction du palier : $(Elu) = 27,85 \text{ kN/ml}$

$$(Els) = 20,80 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,65 + 6,12)) + 27,85 = 39,689 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 6,12 + 20,06 = 28,80 \text{ kN/m}$$

IV.3.9.3 Calcul des sollicitations à l'E.L. U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{39,689 \times 4,35^2}{8} = 93,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 79,78 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 37,548 \text{ kN.m}$$

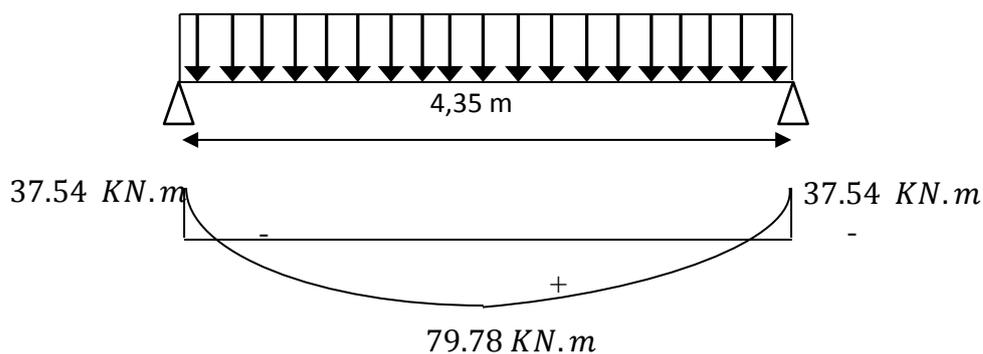


Fig. IV. 12 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

IV.3.9.4 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :

On a :

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

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

$$d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 79,78 \text{ kN}, m$$

Moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{79,78 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,189 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,189 \Rightarrow \beta = 0,894 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{79,78 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,894} = 8,14 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte **8T12** avec : $A_{adm} = 9,04 \text{ cm}^2 / ml$

Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 37,54 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{37,54 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,089 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,089 \Rightarrow \beta = 0,953 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{37,54 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,953} = 3,59 \text{ cm}^2/ml$$

-On prend comme choix **4T12** avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / ml$

IV.3.9.5 Les vérifications :

Condition	Vérification on	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 9,04 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 4,52 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,20 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,14 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{T}{b.d.}$ $\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée

IV.3.9.6 Ferrailage des armatures transversales :

Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \{ h/35 ; b/10 ; \Phi_l \} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$= \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_e}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - (c + (\Phi/2) + r) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 20,10}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

IV.3.9.7 Calcul de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{435} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 \geq 0,08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \rightarrow \frac{35}{435} \geq \frac{41,81}{10 \times 49,19} \rightarrow 0,0804 \geq 0,0801 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,04}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0095 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

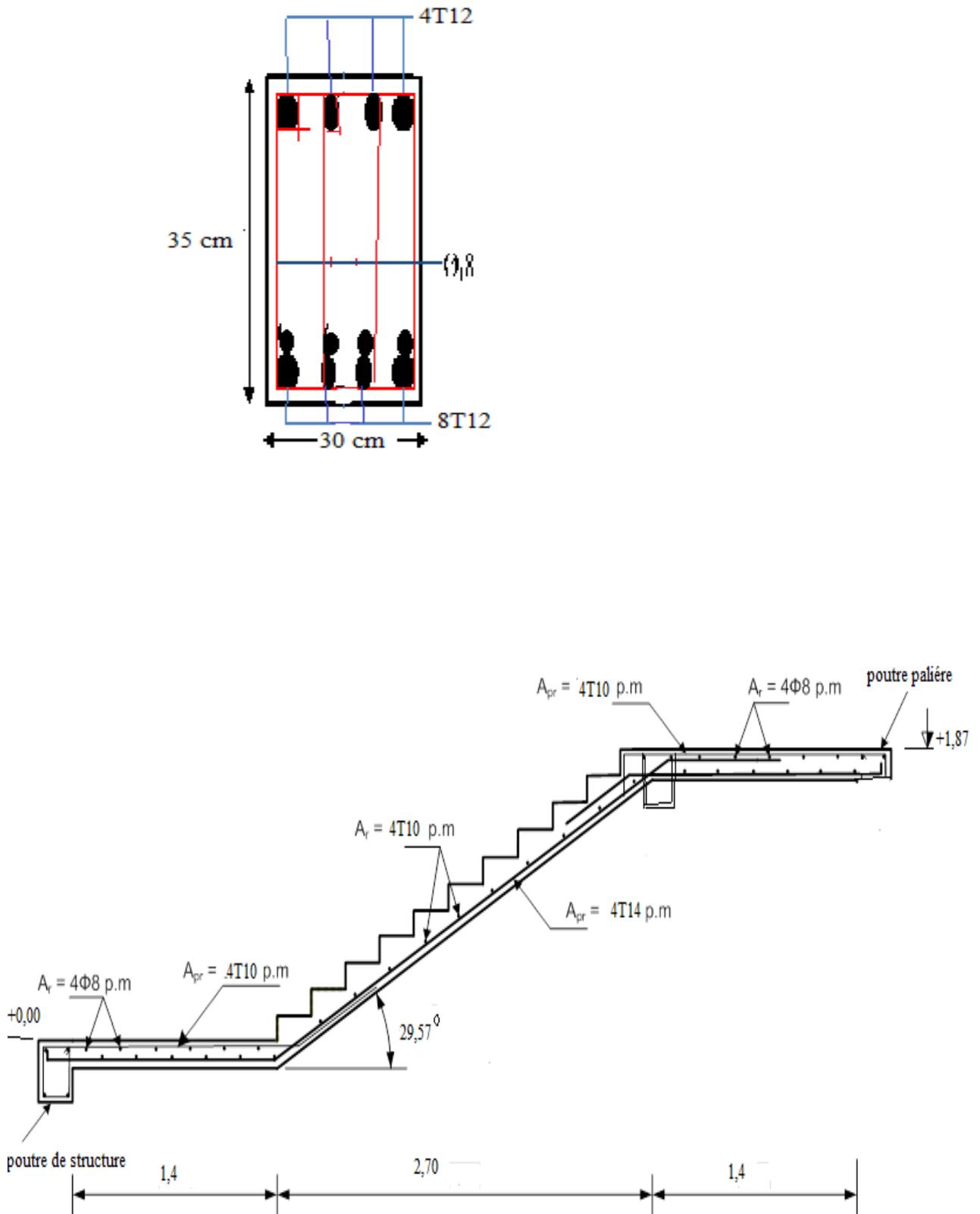


Fig. IV. 13 Ferrailage de l'escalier et de la poutre palière.

IV.4- Cage d'ascenseur

IV.4.1 Définition :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

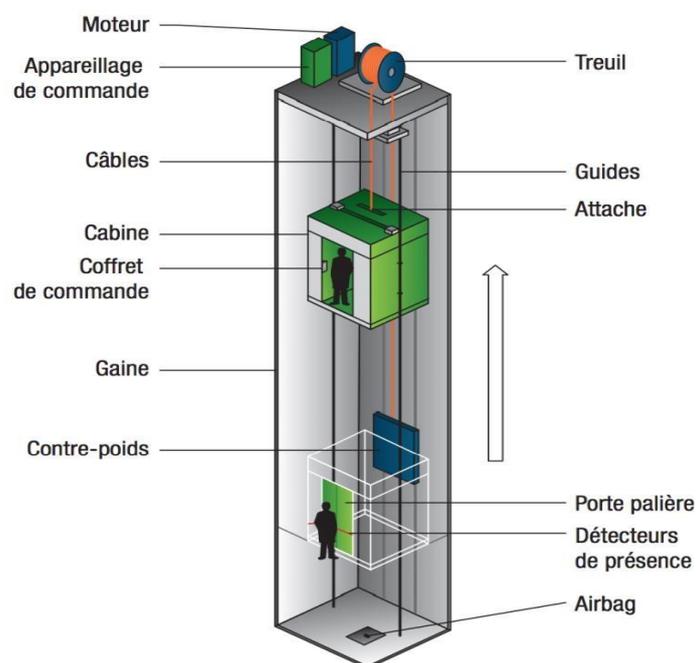


Fig. IV . 14 Schéma d'un ascenseur.

IV.4.2 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP75-2), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,5 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 25,5 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,3) \times 2,2 = 9,02 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = cm$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine :	$M_1 = 11,5 \times 9,02 \times 2 = 207,46 \text{ kg}$
Poids du plancher :	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 4,4 = kg$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = kg$
Poids de la porte de la cabine :	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$
$S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	

Tab. IV .5 Poids des composants de l'ascenseur.

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1309,46 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1309,46 + 675/2 = 1765,32 \text{ kg}$

IV.4.3 Calcul des la charge total q_u :**IV.4.3.1 Calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-75-2), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1309,82) = 23817,84 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à :

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} = \frac{23817,48}{0,85} = 28020,98 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_m}{C_{r(1 \text{ câble})} \cdot m} = \frac{28080,98}{8152 \times 2} = 1,71$$

On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

IV.4.3.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 31,44 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 25,5 = 63,74 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1309,46 + 63,74 = 2048,2 \text{ kg}$$

IV.4.3.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 4 \times 2 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{28020,98}{2048,2} = 13,68 > 12 \dots \dots \dots ; \text{Condition Vérifiée}$$

IV.4.3.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = kg$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1309,46 + 1765,32 + 1200 + 81,89 = 4338,52 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6869,5 \text{ kg}$$

IV.4.4 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6869,5 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6869,5}{4} = 1717,37 \text{ kg/ m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1717,37 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

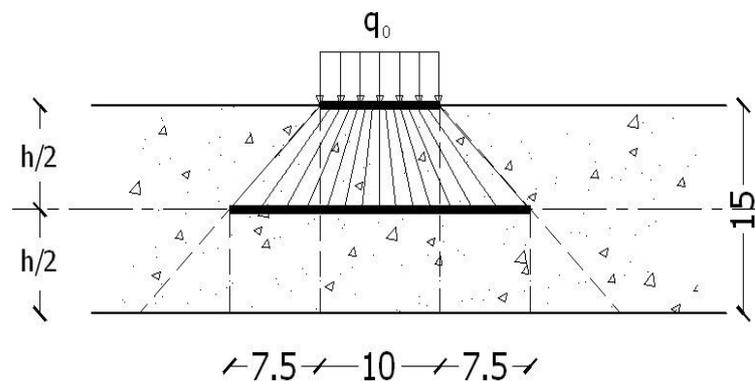


Fig. IV . 15 Répartition des charges

IV.4.5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

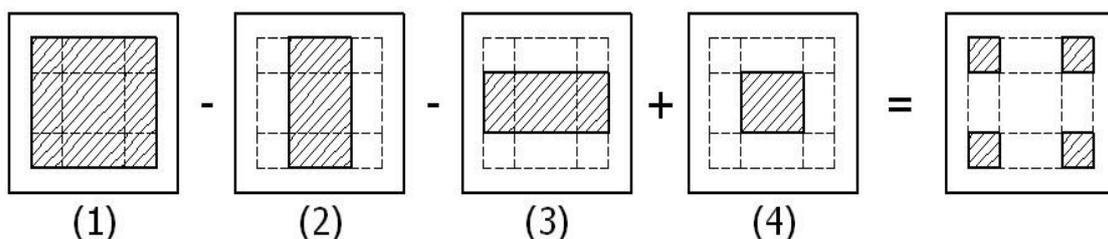


Fig. IV. 16 Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

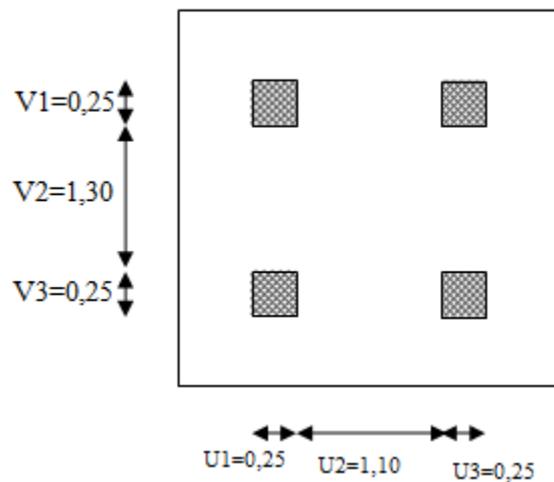


Fig. IV. 17 Dessin montrant la Concentration des charges

$$1) \text{ Rectangle (1) : } \begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ v = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2) \text{ Rectangle (2) : } \begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ v = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

$$3) \text{ Rectangle (3) : } \begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ v = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

$$4) \text{ Rectangle (4) : } \begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ v = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.5.1 Calcul des moments suivant les deux directions :

$M_x = (M_1 + \nu M_2) t$ $M_y = (M_2 + \nu M_1) P$ ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L. $U (v = 0) : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$: P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6869,5}{0,25^2} = 209912 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

Rectangle	u — L_x	v — L_y	M_1	M_2	Surface (m ²)	$P = P'.S$ (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	316546,56	21208,61	16460,42
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	217625,76	18062,35	13492,79
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	228616,96	18289,35	15317,33
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	157174,16	15717,41	12573,93

Tab. IV. 6 Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 573,74 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 224,23 \text{ kg. m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

$$\bullet \text{ Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,92 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les 2 sens}$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\{ M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\alpha = 0,92 \rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 138,8 \text{ kg. m et } M_{y2} = 114,52 \text{ kg. m}$$

Les moments appliqués sur la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 573,74 + 138,8 = 712,54 \text{ kg} / \text{m} \quad M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 224,23 + 114,52 = 338,75 \text{ kg} / \text{m}$$

IV.4.5.2 Les moments retenus sont :• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 534,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 254,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

• **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 356,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

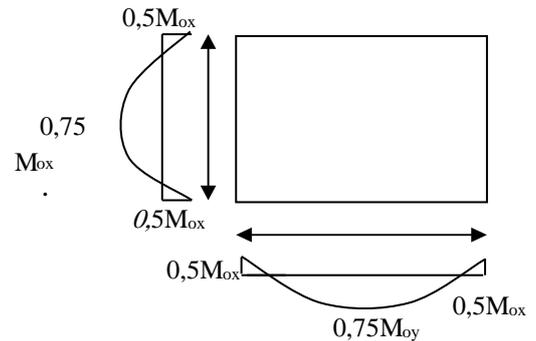


Fig. IV. 18. Moments de la dalle

IV.4.6 ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

IV.4.6.1 En travée :• **Sens L_x** **Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 534,41 \text{ kg} / \text{m} = 5344,1 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5344,10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,20 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5344,10}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Sens L_y :****Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 254,06 \text{ kg} / \text{m} = 2540,6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$= \frac{2540,60}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,9955$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2540,60}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

IV.4.6.2 Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 356,27 \text{ kg} / \text{ m} = 3562,7 \text{ N} \cdot \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3562,70}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,9935$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3562,70}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

IV.4.7 Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,92$, on peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$A_{ty} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

:

$$A_{ay} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \Rightarrow \text{on prend } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

- **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{tx} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ax} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ax} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.4.8 Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

IV.4.8.1 En travée :

- **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3\text{T}10 \text{ p, m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

IV.4.8.2 Sur appuis (chapeaux) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3\text{T}10 \text{ p, m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

IV.4.9 Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcul V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,30}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 0,494 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,30}{3} = 0,481 \text{ kN}$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6869,5 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 9,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6869,5 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 9,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

$$\text{Donc : } V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,494 + 9,16 = 9,65 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,481 + 9,16 = 9,64 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max (V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 9,65 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{9,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,072 \text{ MPa}$$

15 cm \leq $h_0 = 15$ cm \leq 30 cm ; On vérifié que :

$$\overline{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,072 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,62 \text{ MP}$. Condition vérifiée On déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.10 Vérification à l'E.L.S :

IV.4.10.1 Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)p'_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$p'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4338,52 + 675) \frac{1}{4} = 1253,38 \text{ Kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1253,38}{0,25^2} = 20054,08 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{ser}' = 20054,08 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,3 \text{ m}$ et $L_y = 1,5 \text{ m}$.

Rectangle	u — L_x	v — L_y	M_1	M_2	Surface (m ²)	(kg / P'_{ser} m ²)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	57755,75	3869,63	3003,29
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	39707,10	3295,68	2461,84
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	41712,48	3336,99	2794,73
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	28677,33	2867,73	2294,18

Tab. IV. 7 Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

IV.4.10.2 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 104,69 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 40,90 \text{ kg. m}$$

IV.4.10.3 Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,866$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$$

$$M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr}$$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 117,02 \text{ kg. m et } M_{0yr} = 102,97 \text{ kg. m}$$

Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 221,71 \text{ kg / m } \quad M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 143,87 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 166,28 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 107,90 \text{ kg / m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 110,85 \text{ kg / m}$$

IV.4.11 Vérification des contraintes dans le béton :**IV.4.11.1 Suivant L_x :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 1662,8 \text{ N.m ; } A_{tX} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml ; } A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1662,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

• Sur appuis :

$$M_a = 1108,5 \text{ N/m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1108,5}{6087,13} \times 3,13 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,56 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L. U conviennent.

IV.4.11.2 Suivant L_y :**• En travée :**

$$M_{ty} = 1079 \text{ N/m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1079}{6087,13} \times 3,13 = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,55 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L. U conviennent.

IV.4.11.3 Armatures finales :

• **Suivant L_x :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. m avec } St = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p. m avec } St = 33 \text{ cm}$$

• **Suivant L_y :**

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p. m avec } St = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p. m avec } St = 33 \text{ cm}$$

IV.4.12 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = 400 \times \frac{1}{4} (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1) = 35$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right) L_x\right) = \max(35 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(35 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$Lx/10 = 130/10 = 13 \text{ cm}$$

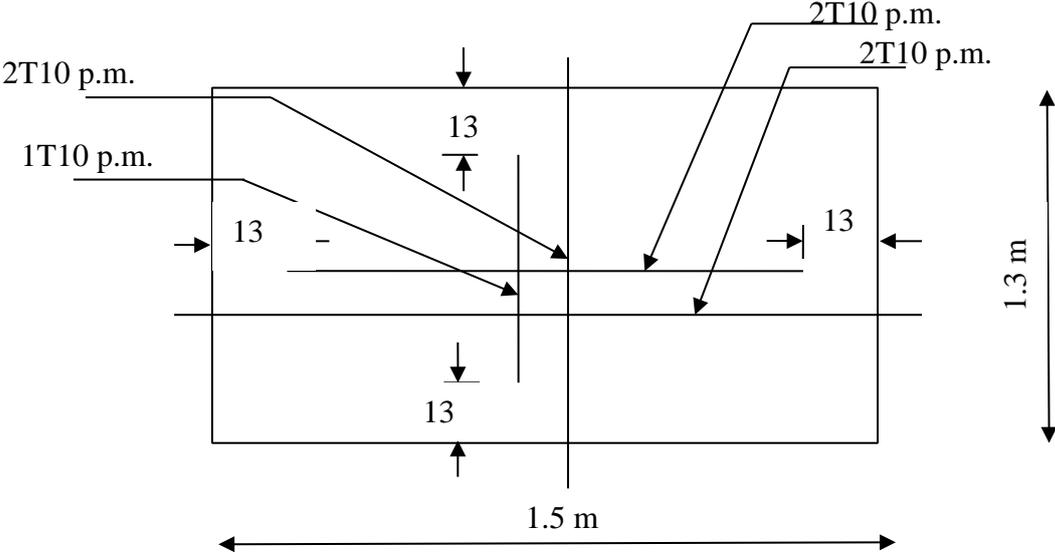


Fig. IV. 19 ferrailage de la dalle de l'ascenseur



Chapitre V :
Etude sismique

V.1 Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [**R.P.A.99 (version2003)**]

V.2 Méthodes de calcul :

Selon l'article **4.1.1** du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par 3 méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'accélogramme.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

V.2.1.1 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 (version2003) 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 :

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

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.

- **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003) /3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ; Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

5. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
6. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
7. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : Tous groupe.
- Zone IIa : Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone IIb et III groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✦ La méthode statique équivalente n'est pas applicable Vu la configuration irrégulière de la structure, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Etabs 9.6 »**).

V.2.2 Méthode dynamique :

a) 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.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel **Etabs 9.6** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique. Nous avons fait appel au logiciel « **Etabs 9.6** » pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

- Les sollicitations internes (M, N, T)

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 **Etabs 9.6**

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 ;

V.3.1 La disposition des voiles :

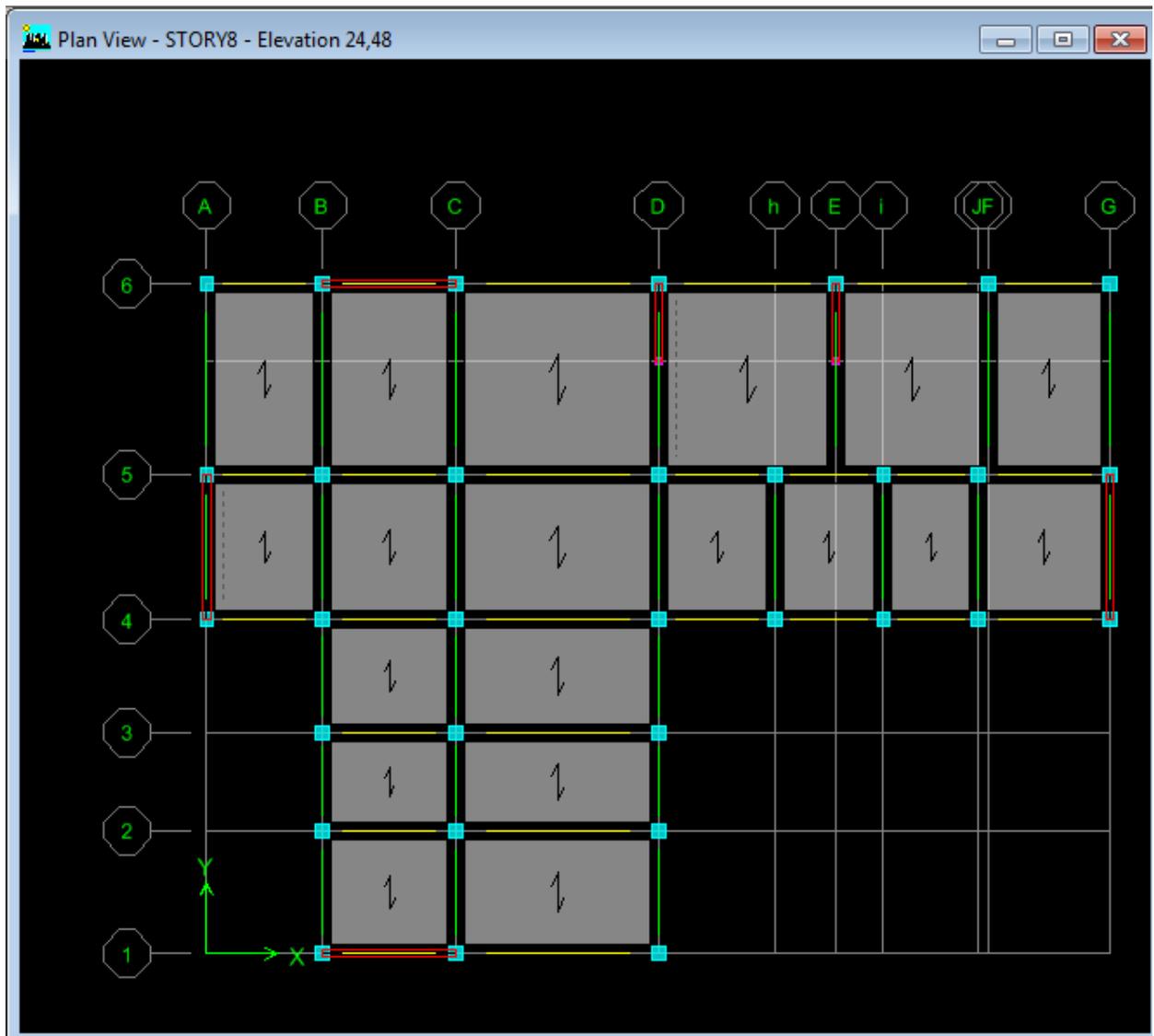


Fig. V. 1 Dispositions des voiles de contreventement

V.3.4.Mode 3 :

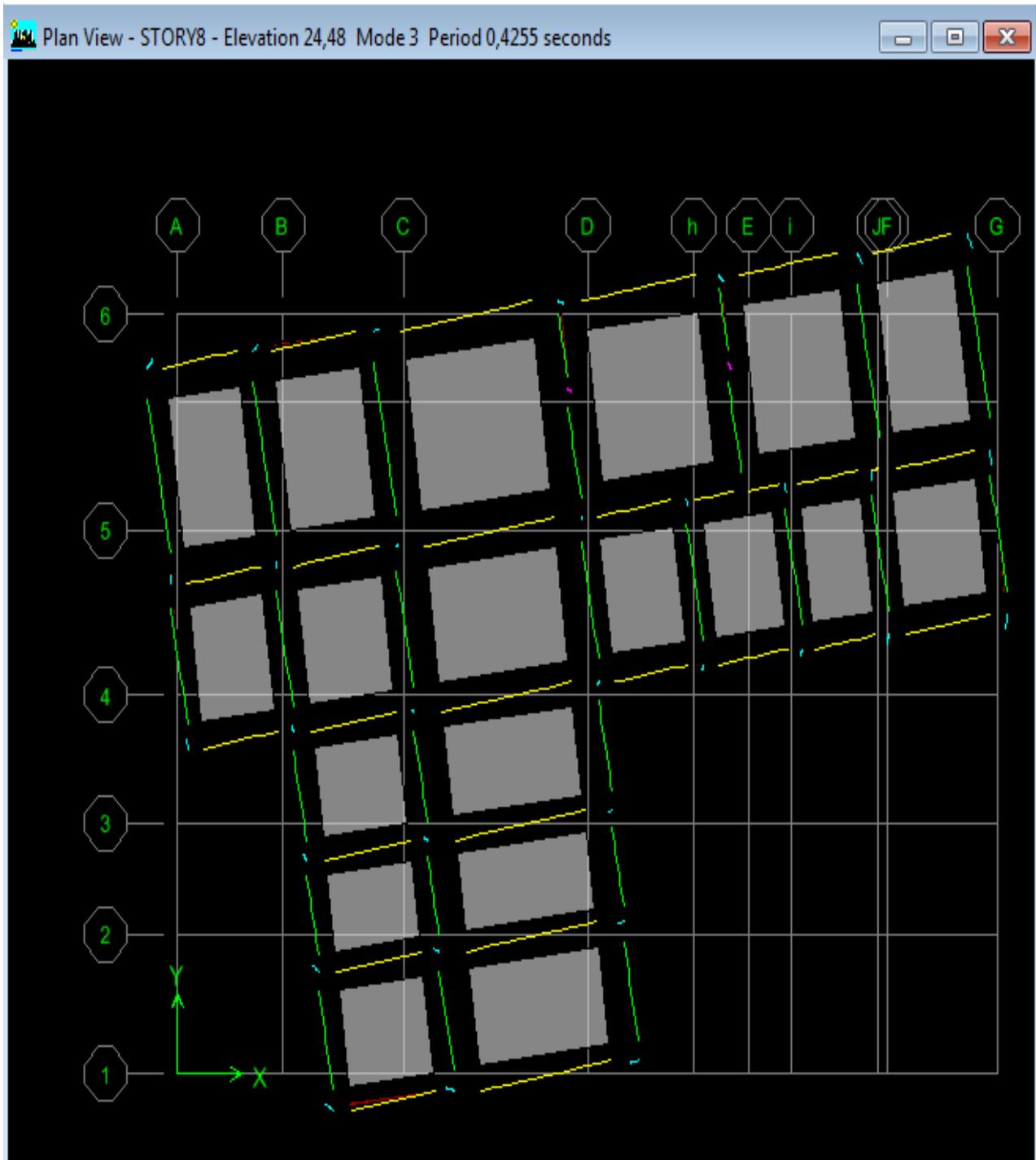


Fig. V. 4 Analyse de la structure Mode (rotation) $T=0,42s$

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
- Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
- Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
- Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

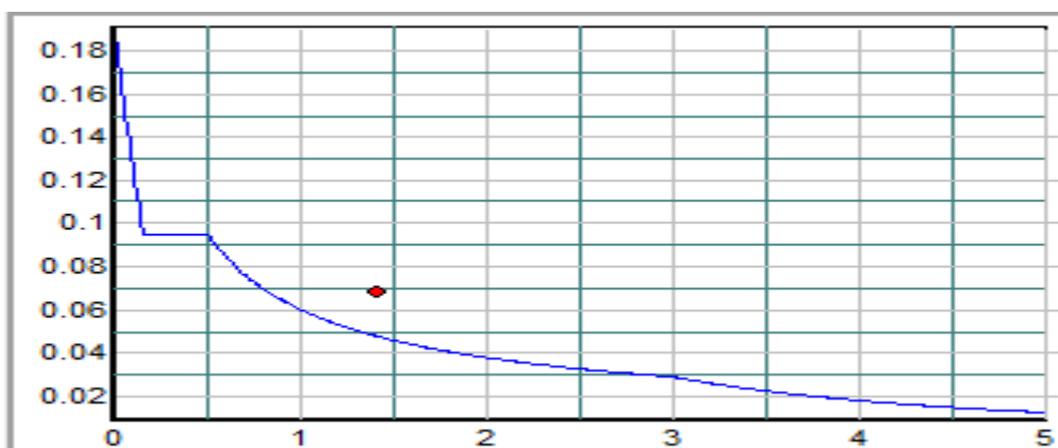
2) $G + Q$

3) $0.8G \pm E$

4) $G + Q \pm E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats ;
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.15
Coefficient de comportement	:	5.000
Amortissement	:	6.00 %



V.4 Interprétation des résultats :

V.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

V.4.1.1 Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

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 ;

1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Portique en béton armé, remplissage léger $\xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = 0,93 > 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Site meuble (S₃) : T₂ = 0.50s

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à $h_N = 24,48 \text{ m}$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => C_T = 0.05

$$T \text{ min } \left\{ \begin{array}{l} T = 0.05 \times (24.48)^{3/4} \Rightarrow T = 0.550 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0.40 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

$$T_2 = 0.6_s > T = 0.55_s \Rightarrow D = 2.5\eta = 2.32$$

Coefficient d'accélération de zone A :

- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

2. Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => **R = 5** [RPA99 (version2003) /tableau 4]

Facteur de qualité Q :

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tab. V. 1 Valeurs des pénalités P_q

$$Q=1+0+0+0.05+0.05+0+0+0.1=1,15$$

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.15 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

5. Calcul du poids de la structure W :

$$W_T = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

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 ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel **Etabs 9.6**

$$W_T = 2255.57 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \cdot 2.32 \cdot 1.15}{5} \cdot 2255.57 = 180.53 \text{ t}$$

V.4.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier **Etabs 9.6**, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx :

$$V_x = 329.61 \text{ t} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

$$V_y = 328.31 \text{ t} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.2 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,49 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.40 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

V.4.3 Les coefficients de participation modale :

On doit vérifier $\sum \alpha \geq 90\%$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs les coefficients de participation modale, les valeurs données pour n=8 sont :

- **Sens longitudinale :**

$$\sum \alpha_x = 94.07 \% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversale :**

$$\sum \alpha_y = 93.77 \% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.4.4 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 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.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k < 0,2 S$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux)

T_k : la période du mode K

$$\Rightarrow k \geq 3\sqrt{8} = 8,48 \Rightarrow k \geq 8 \text{ modes}$$

T₈=0,06<0,2 s.....condition vérifiée.

V.4.5 Calcul et vérification des déplacements :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages.

La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0,01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage

$$\rightarrow \Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_x^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

NIVEAU	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
7	0.0036	0.0038	0.018	0.019	3.06	Vérifiée
6	0.0038	0.004	0.019	0.02	3.06	Vérifiée
5	0.0038	0.0039	0.019	0.0195	3.06	Vérifiée
4	0.0038	0.0037	0.019	0.0185	3.06	Vérifiée
3	0.0036	0.0034	0.018	0.017	3.06	Vérifiée
2	0.0031	0.0029	0.0155	0.0145	3.06	Vérifiée
1	0.0023	0.0021	0.0115	0.0105	3.06	Vérifiée
RDC	0.0011	0.0009	0.00000099	0.0045	3.06	Vérifiée

Tab. V. 2 vérifications des déplacements latéraux inter-étage

Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Sens(x-y) :

story	PK	delta x	delta y	vkx	vky	hi	teta x	teta y
7	292.71569	0.018	0.019	91.62	93.03	3.06	0.01879346	0.01953688
6	292.71569	0.019	0.02	153.97	155.94	3.06	0.01180435	0.01226866
5	286.89934	0.019	0.0195	204.18	205.86	3.06	0.00872466	0.00888118
4	281.86681	0.019	0.0185	246.01	246.84	3.06	0.00711416	0.00690365
3	281.86681	0.018	0.017	278.98	279.1	3.06	0.00594322	0.00561063
2	272.07152	0.0155	0.0145	304.09	303.57	3.06	0.00453201	0.00424689
1	264.01457	0.0115	0.0105	321.2	320.35	3.06	0.00308908	0.00282795
RDC	283.41679	0.00009	0.0045	329.61	328.31	3.06	2.529E-05	0.0012695

Tab. V. 3 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x) (sens y)

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

CHAPITRE VI :

ETUDE DES

PORTIQUES

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$
- Poteaux :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.2 Ferrailage des poutres :**VI.2.1 Méthode de calcul :**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} ; \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

1) Ferrailage sur appuis :

$$\begin{cases} M_{sp1} = 90,95 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 16,87 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 5,39 > 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90,95 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,130 \rightarrow \beta = 0,930 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

• **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90,95 \times 10^3}{0,930 \times 40,5 \times 348} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T14** ce qui nous donne **A = 9,24 cm²**

Ferrailage en travée :

$$\begin{cases} M_{sp1} = 75,32 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 94,50 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,80 < 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,50 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,136 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,136 \rightarrow \beta = 0,927 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

• **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{94,50 \times 10^3}{0,927 \times 40,5 \times 348} = 7,27 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T12** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6,75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée sur toute la section.}$$

2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{262,52 \times 10}{30 \times 40,5} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

3) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

4) L'espaceur :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,46 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 12,5 ; 30 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 1,08 ; 0,4 \} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,08 \times 30}{235} = 0,14 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(2,16 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,25 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,140 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 2,1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

6) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 262,52 \text{ KN} ; M_{ap} = 88,71 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{88,71}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 246,42 \text{ KN} < 262,52 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales sont soumises à un effort de traction.

7) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ O\`u } a \text{ est la longueur d'appui de la biellette.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 262,52 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,131 = 13,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 13,3 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

8) Entraînement des armatures :**1. Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1$ pour H.A

T : L'effort tranchant maximum ; T = 262,52 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 8

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{262,52 \times 10^3}{36,45 \times 5,024 \times 8 \times 10^2} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1 \times 2,1 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2,1 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,83} = 56,43 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,6 = 8.8 \text{ cm}$

3. Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r);$$

$$L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 37,89 \text{ cm} \\ L_1 = 16,90 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 37,87 \text{ cm} \\ L_1 = 16,91 \text{ cm} \end{cases}$$

4. La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

9) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 88,71 \text{ KN.m} ; A = 9,24 \text{ cm}^2$$

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 213y - 8626,5 = 0$$

$$y = 15,27 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 15,27^3}{3} + (15 \times 9,24 \times (40,5 - 15,27)^2) \\ = 141634,48 \text{ cm}^4$$

3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{88,71 \times 10^3}{141634,48} \times 15,27 = 9,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Poutre de rive :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
RDC....au 07eme	Travée	65,76	140,88	6.75	11,30	3T20+3T16=15.45
	Appuis	88,57	34,97		6,75	3T12+3T12=6,79
Terrasse	Travée	75,32	94,50	6.75	7.75	3T14+3T12=8,01
	Appui	90,95	16,87		8.32	3T14+3T14=9,24

Tab. VI. 1 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
RDC....au 07eme	Travée	65,76	140.88	6.75	11,30	3T20+3T16=15.45
	Appuis	88,57	34.97		6,75	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Travée	75,32	94,50	6.75	7,24	3T14+3T12=8,01
	Appuis	90,95	38,59		6,94	3T14+3T12=8,01

Tab VI. 2 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

2-Sens transversal : « poutre secondaire (30x40) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% b h t = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 (\text{sur toute la section})$$

Poutre de rive :

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
RDC....au 07eme	Travée	34,64	104,69	6	9,39	3T16+3T14=10.65
	Appuis	64,44	22,57		5,49	3T12+3T12=6,79
Terrasse	Travée	5,66	69,74	6	5,98	3T12+3T12=6.79
	Appuis	8,11	2,016		0,65	3T12=3,39

Tab VI. 3 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

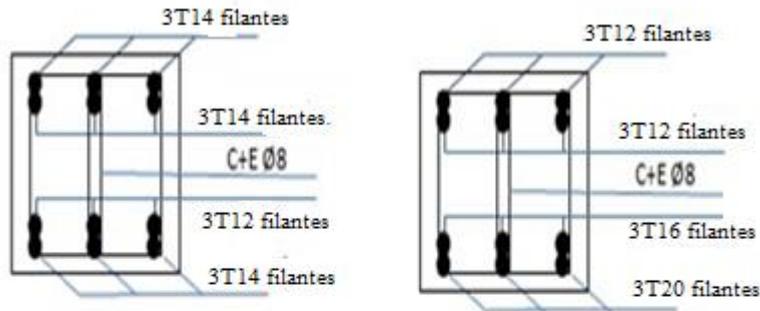
Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
RDC....au 07eme	Travée	34,64	104,68	6	9,35	3T16+3T14=10.65
	Appuis	64,44	22,564		5,49	3T12+3T10=5,75
Terrasse	Travée	38,334	64,55	6	5,50	3T12+3T10=5.75
	Appuis	64,268	23,5		5,47	3T12+3T10=5,75

Tab. VI. 4 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

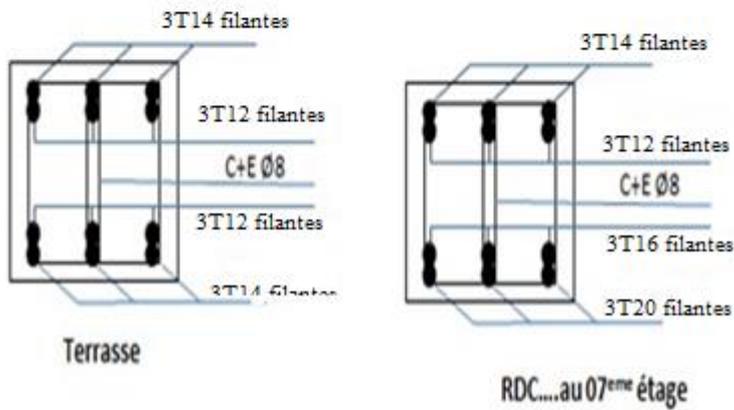
poutres principales(30x45)

Poutre de rive :



Terrasse

Poutre intermédiaire : RDC...au 07^{ème} étage



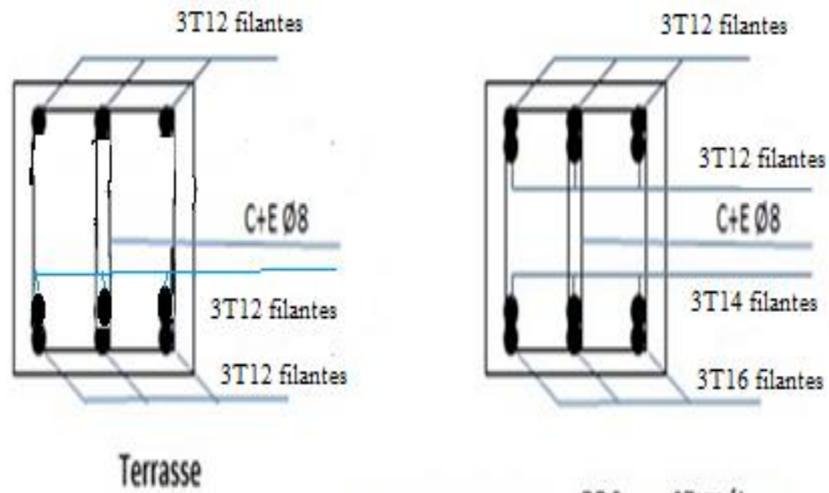
Terrasse

RDC...au 07^{ème} étage

Fig. VI. 1 dessin de ferrailage des sections des poutres principales.

Poutre Secondaire (30x40)

Poutre de rive :



Poutre intermédiaire : RDC...au 07^{ème} étage

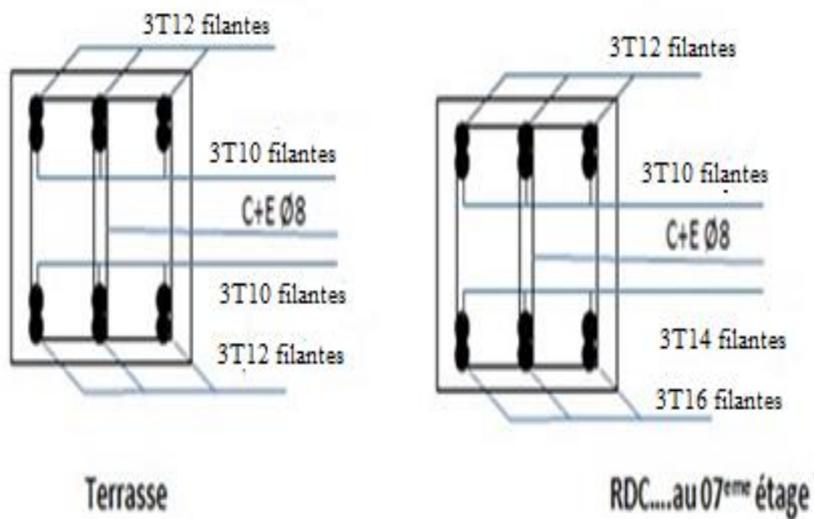


Fig. VI. 2 dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.

VI.3 Ferrailage des poteaux :

VI.3.1 Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.3.2 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II) ;
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans 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'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003zone IIa.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,8\% \times S$	$A_{max 1} = 4\% \times S$	$A_{max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (50x 50 cm ²)	20	100	150
Type 2 (45 x45 cm ²)	16,20	81	121,50
Type 3 (35 x 35 cm ²)	9,80	49	73,50

Tab. VI . 5 Armatures minimales et maximales pour les poteaux

VI.3.3 Exemple de calcul :

VI.3.3.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre,

L'unité est de N[KN] et M[KN.m] :

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (45 x45 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	1863,75	1141,15	464,35
	M_{cor}	9,85	23,20	15,24
B	N_{min}	275,88	140,31	22,25
	M_{cor}	5,58	8,82	5,27
C	M_{max}	18,10	43,93	31,24
	N_{cor}	1842,15	819,55	352,05

Tab. VI . 6 Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre,
L'unité est de N[KN] et M[KN.m] :

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (45 x45 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	2665,12	943,09	366,26
	M_{cor}	60,50	87,90	52,07
B	N_{min}	1979,07	565,35	68,35
	M_{cor}	11,51	27,27	17,18
C	M_{max}	76,84	105,67	64,76
	N_{cor}	821,44	503,46	242,70

Tab. VI. 7 Sollicitations du deuxième genre.

VI.3.3.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton: $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{H_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times H \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,7\% \times b \times H_T \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

$$N_{max} = 1863,75 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 9,85 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,85}{1863,75} = 0,0053$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1863,75 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,0053 \right) = 429,22 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot H \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b} \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1863,75 \text{ KN} < 37422 \text{ KN} \quad \text{condition verifiée} \\ M_u = 429,22 \text{ KN.m} < 948,90 \text{ KN.m} \quad \text{condition verifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

$$N_{\min} = 275,88 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 5,58 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.020 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 275,88 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0.020 \right) = 67,59 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . H \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} . d . fbc \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 275,88 \text{ KN} < 37422 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition verifée} \\ Mu = 67,59 \text{ KN.m} < 90,42 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition verifée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$N_{\min} = 1842,15 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 18,10 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0098 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1842,15 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0098 \right) = 386,48 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . H \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} . d . fbc \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 1842,15 \text{ KN} < 37422 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 386,48 \text{ KN.m} < 917.89 \text{ KN.m} \quad \text{condition verifée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

3. Combinaisons du 2eme genre :

$$M_{\max} = 60,50 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corresp}} = 2665,12 \text{ KN}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.023 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2665,12 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.023 \right) = 594,32 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 2665,12 \text{ KN} < 37422 \text{ KN} & \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 594,32 \text{ KN.m} < 2493,88 \text{ KN.m} & \text{condition vvvverifée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$N_{\max} = 1979,07 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 11,51 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0058 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1979,07 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0058 \right) = 407,29 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 1979,07 \text{ KN} < 37422 \text{ KN} & \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 407,29 \text{ KN.m} < 1128,06 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$).

$$N_{\min} = 821,44 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 76,84 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.093 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 821,44 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.093 \right) = 240,68 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b} \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 821,44 \text{ KN} < 37422 \text{ KN} & \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 240,68 \text{ KN.m} < 35,11 \text{ KN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

VI.3.3.3 Calcul la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{240,68 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 18,48} = 0,129 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,129 \rightarrow \beta = 0,931$; β est tirée du tableau.

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{240,68 \times 10^3}{0,931 \times 45 \times 400} - \frac{821,44}{400} = 12,31 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, , A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 20) = 20 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Combis.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	Acal (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	Acal (cm ²)		
(50x50)	(a)	1863,75	9,85	0	2665,12	60,50	0	20	4T16+4T14 A=20.63 cm ²
	(b)	275,88	5,58		1979,07	11,51			
	(c)	1842,15	18,10		821,44	76,84			
(45x45)	(a)	1141,15	23,20	0	943,09	87,90	0	16,20	12T14 A=18,47 cm ²
	(b)	140,31	8,82		565,35	27,27			
	(c)	819,55	43,93	7,38	503,46	105,67	6,81		
(35x35)	(a)	646,35	15,24	0	366,26	52,07	0	9,80	4T14+4T12 A=10.68cm ²
	(b)	22,25	5,27	1,75	68,35	17,18	0,72		
	(c)	352,05	31,24	6,12	242,70	64,76	4,72		

Tab. VI . 8 Ferrailage des poteaux

VI.3.3.4 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{31,27 \times 10}{50 \times 45} = 0,14 MPa$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 MPa)$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 MPa ; 5 MPa) = 3,25 MPa$

$\tau_u = 0,14 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.3.5 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

1. Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

2. L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

3. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,284 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 31,27}{50 \times 235} = 0,15 \text{ cm}^2$$

4. Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times \text{ben } \% \text{ est donné comme suit : } \lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,026 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$
 $< 2,25 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

6. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$\left\{ h' = \max\left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \right.$
 $L' = 2h = 100 \text{ cm}$

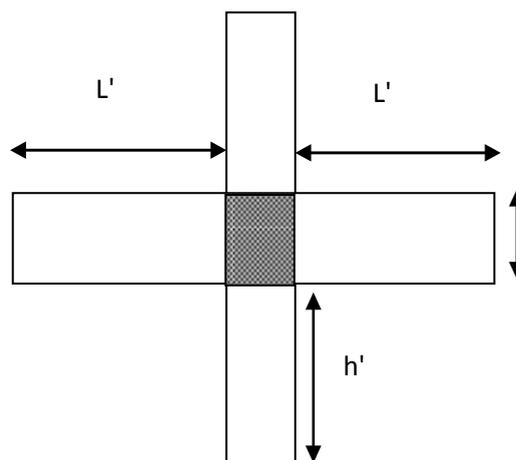
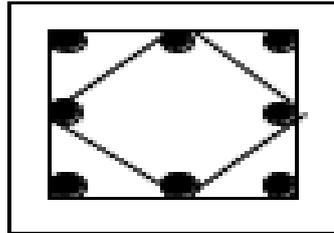


Fig. VI. 3. Zone nodale

(RDC... 2^{ème} étage) :

Poteaux de (50×50)

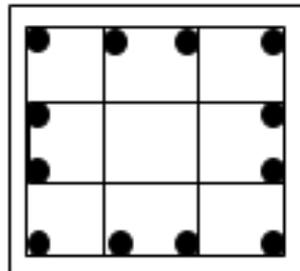
4T20+4T16



(3^{ème} ... 5^{ème} étage) :

Poteaux de (45×45)

12T14



(6^{ème} ... 7^{ème} étage) :

Poteaux de (35×35)

4T14+4T12

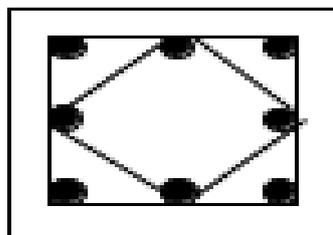


Fig. VI. 4 Dessin de ferrailages des sections des poteaux

CHAPITRE VII :
CALCUL
FERRAILLAGE DES
VOILES

VII. Etude Des Voiles

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur 3,06 m pour tous les étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 306/25 = 12,24 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

F^t/f_e ; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

$A_v =$

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas :

(σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3. Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

5. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

6. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3. Ferrailage des voiles 1^{ère} :

$$A = 0.2 \text{ m}^2$$

$$V = 0,75 \text{ m}$$

$$I = 0.02 \text{ m}^4$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 675,58 \text{ KN}$$

$$M = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 287,45 \text{ Kn}$$

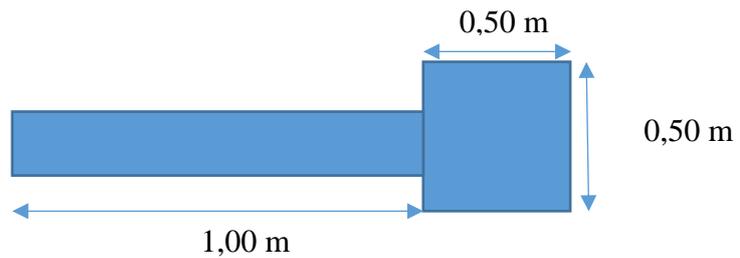


Fig. VII. Schéma du voile + poteaux

1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{675,58}{0,20} + \frac{3,60 \times 0,75}{0,02} = 3512,90 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{675,58}{0,20} - \frac{3,60 \times 0,75}{0,02} = 3242,90 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

VII.4.1 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

2. L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$3 \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65 cm²/ml**.

VII.4.2 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VII.4.3 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **6φ8 par m²**.

VII.4.4 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement

↪ BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{287,45 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

↪ RPA 99/2003 :

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 287,45 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5 Disposition des armatures :

VII.5.1 armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} \leq 20\text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition. Vérifiée.**

$L=100\text{cm} \rightarrow L/10 = 10\text{cm}$.

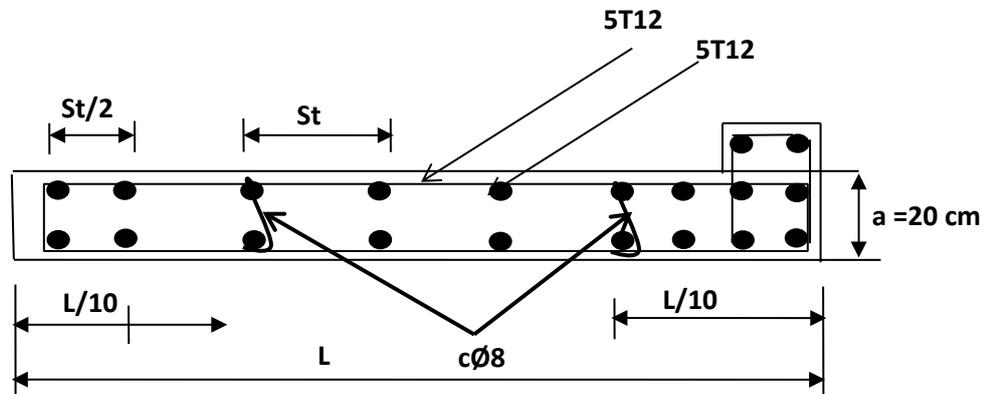


Fig VII. 2 coupe transversal de voile

VII.5.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.5.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

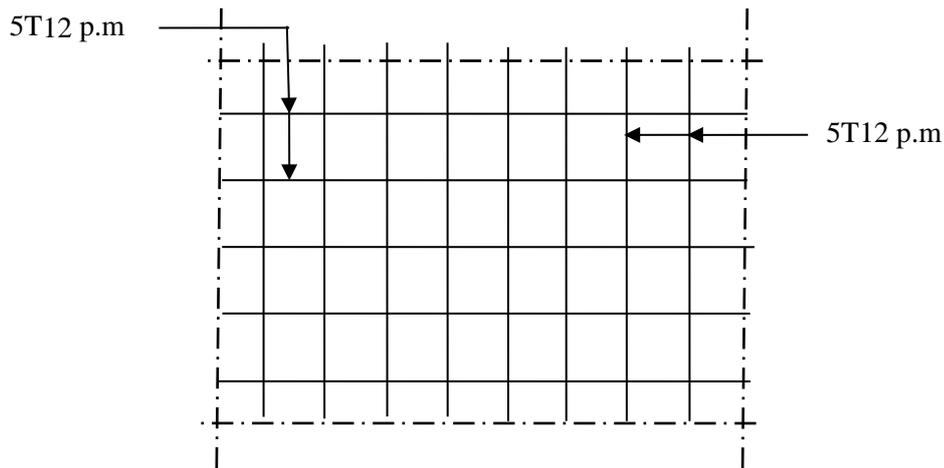


Fig. VII. 3 vue de face de voile

VII.6 : Ferrailage des voiles : 2em

$$A = 0,71 \text{ m}^2$$

$$I = 0,74 \text{ m}^4$$

$$V = 2,27 \text{ m}$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 1751,14 \text{ KN}$$

$$M = 97,86 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1298,95 \text{ Kn}$$

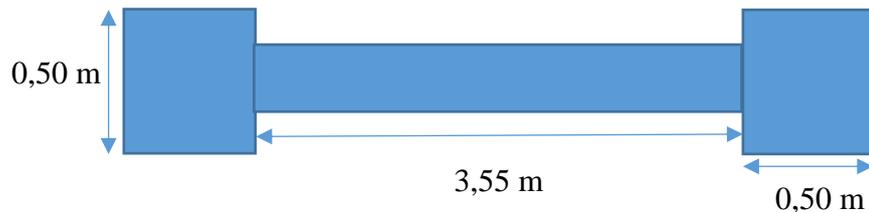


Fig. VII. 4 Schéma du voile + poteaux

1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1751,14}{0,71} + \frac{97,86 \times 2,27}{0,74} = 2766,59 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1751,14}{0,71} - \frac{97,86 \times 2,27}{0,74} = 2166,20 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

VII.6.1 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \quad (\text{mm})$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

4. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$3 \text{ Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml**.

VII.6.2 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VII.6.3 calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **6φ8 par m²**.

VII.6.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

☞ BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1298,95 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

☞ RPA 99/2003 :

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1298,95 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 3,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.7 Disposition des armatures :

VII.7.1 Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 20\text{ cm} \dots\dots$ Condition Vérifié

$L=355\text{ cm} \rightarrow L/10 = 35.5\text{ cm}$.

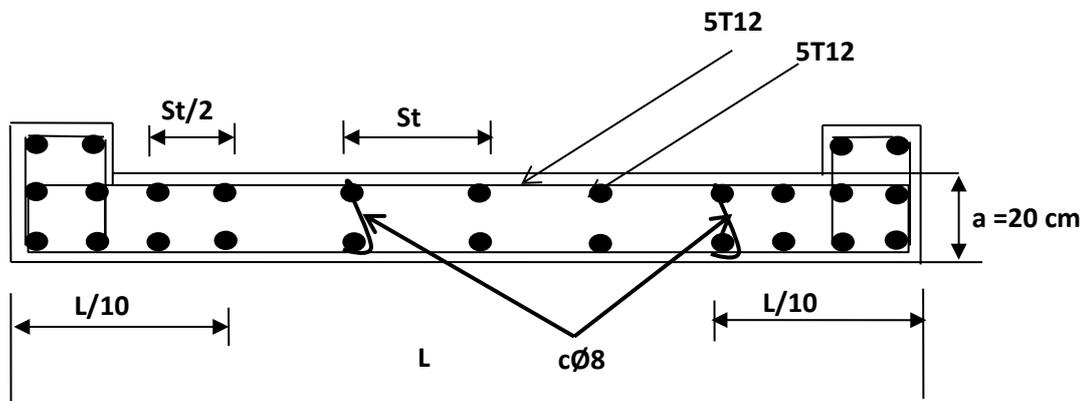


Fig. VII. 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.7.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.7.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

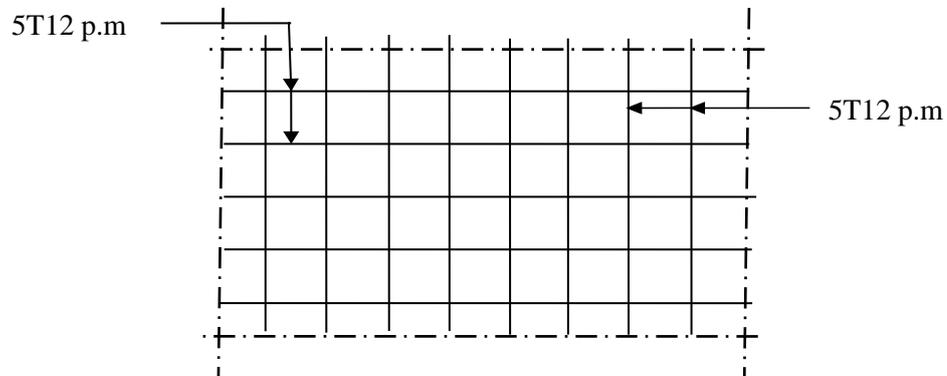


Fig. VII. 6 Disposition du ferrailage du voile.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DU
L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Etude des fondations :

VIII.2.1 Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1.4 bars à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.2.2 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.4 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\begin{cases} N_u = 3424,594 \text{ t} \Rightarrow S = 244,61 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 2502,43 \text{ t} \Rightarrow S = 178,74 \text{ m}^2 \\ \sigma_{sol} = 1,4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

VIII.2.2.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S_b = 299,02 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{178,74}{299,02} = 0,60 = 60 \% < 50\% \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.2.3 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.2.4 Pré dimensionnement du radier :**a) Calcul du débordement :**

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions.

$$S_{\text{rad}} = S + S_{\text{bat}} = (P_{\text{bat}} \times 0.50) + S_{\text{bat}} = (83,5 \times 0.50) + 299,02 = 340,77 \text{ m}^2$$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20,4 \text{ cm} \leq d \leq 25,5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 25,5 \text{ cm} \\ h = d + c = 25,5 + 5 = 30,5 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{3424,594}{244,61} = 14 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{14 \times 5,10}{2} = 35,7 \text{ t} \\ q_u = 14 \times 1 = 14 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{35,7 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm, $h_t = 30 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \\ L : \text{la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 5,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 56,67 \text{ cm} \leq h \leq 85 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

Dalle :

$$G_{radier} = \gamma_b (h_r \times s_r) = 2,5 \times (0,30 \times 340,77) = 255,58 \text{ t}$$

Nervure:

$$G_{nervure} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 ((0,8 - 0,30) \times 0,5 \times 189,55) = 118,47 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 118,47 + 3424,594 = 3543,064 \text{ t}$$

$$N_{ser T} = N_{ser} + G_{radier} + G_{nervure} = 3543,064 + 255,58 + 118,47 = 3917,114 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser-T}}{s_r} = \frac{3917,114}{340,77} = 11,49 \text{ t/m} < 20 \text{ t/m} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{Condition Verifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec:

I: Inertie de la poutre: $I = b \cdot h^3 / 12 = 0,5 \times (0,8)^3 / 12 = 0,021 \text{ m}^4$

E: module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b: largeur de la poutre $b = 0,5 \text{ m}$.

K: coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,5}} = 5,73 \text{ m}$$

$L_{max} = 5,10 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

L_{max} : la longueur maximale entre nu des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{s_{radier}} = \frac{2502,43}{340,77} = 7,34 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 5,34 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 5,34 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :**1. Vérification de l'effet de surpression :**

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

γ_w : Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = **3,4m** ;

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = **1,5**.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 340,77 \times 3,4 = 1737,927 \text{ t}$$

$\rightarrow N_u = 3424,594 \text{ t} \geq 1737,927 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

VIII.2.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui 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.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.2.5.1 Méthode de calcul :

Ce 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 (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

$$1. \text{ Moment en travée : } \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire.} \end{cases}$$

Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,10} = 0,98 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$L_y = 5,10 \text{ m}$$

$$L_x = 4,8 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0419 ; \mu_y = 0,08661$$

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{3424,594}{340,77} = 10,05 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{2502,43}{340,77} = 7,34 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L^2_x$$

$$M_{0x} = 0,0419 \times 10,05 \times (4,80)^2 = 9,70 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,8661 \times 9,70 = 8,401777 \text{ t.m}$$

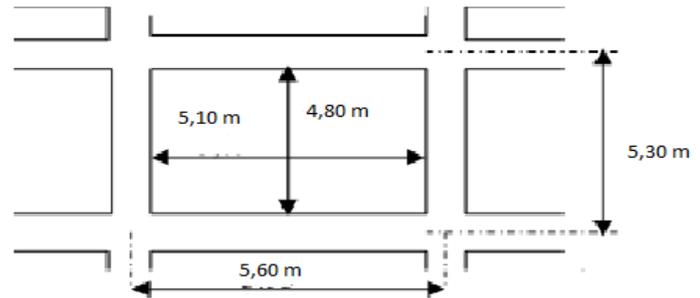


Fig. VIII Schéma du panneau le plus défavorable

a) En travée :**1. Sens x :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 9,70 = 7,275 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,275 \times 10^4}{14,17 \times 27^2 \times 100} = 0,070$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,070 \rightarrow \beta = 0,963 \end{cases}$$

$$A_{tx \text{ calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,275 \times 10^4}{0,963 \times 27 \times 348} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 8T12 / ml, A = 9,04 cm²/ml, S_t = 33 cm

2. Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 9,70 = 8,245 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,245 \times 10^4}{14,17 \times 27^2 \times 100} = 0,080$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,245 \times 10^4}{0,958 \times 27 \times 348} = 9,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 / ml, A = 9,24 cm²/ml, S_t = 16 cm

b) En appuis :**1. Sens x :**

$$M_{ax} = 0,35 M_{0x} = 0,35 \times 9,70 = 3,395 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,395 \times 10^4}{14,17 \times 27^2 \times 100} = 0,033$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,395 \times 10^4}{0,983 \times 27 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 / ml, $A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

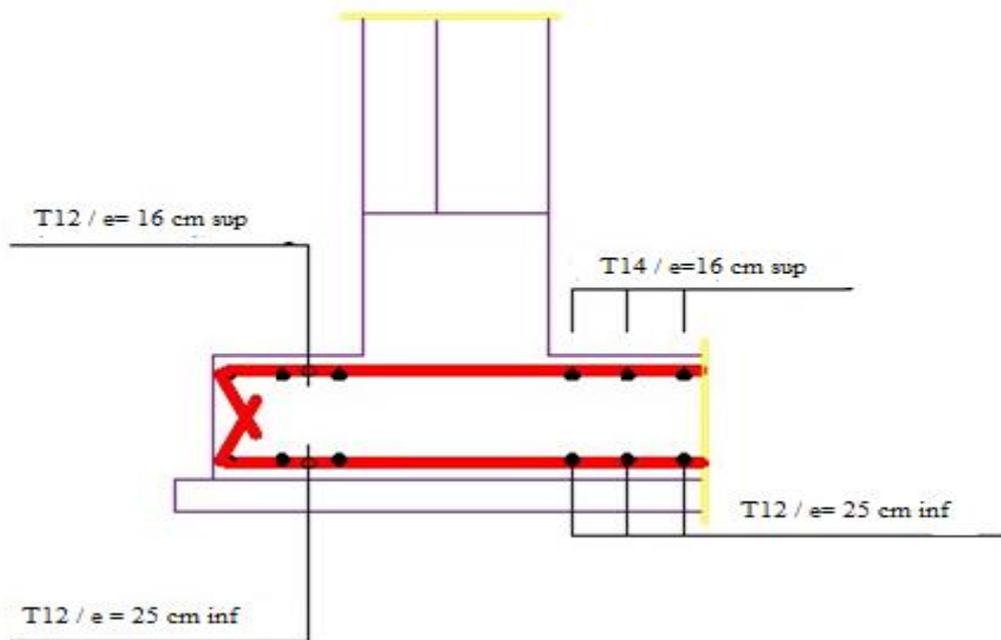


Fig. VIII. 2 schéma ferrailage de radier

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens-y :

$$A_y = 9,17 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 2,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{pour Fe400; Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 8,04 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$

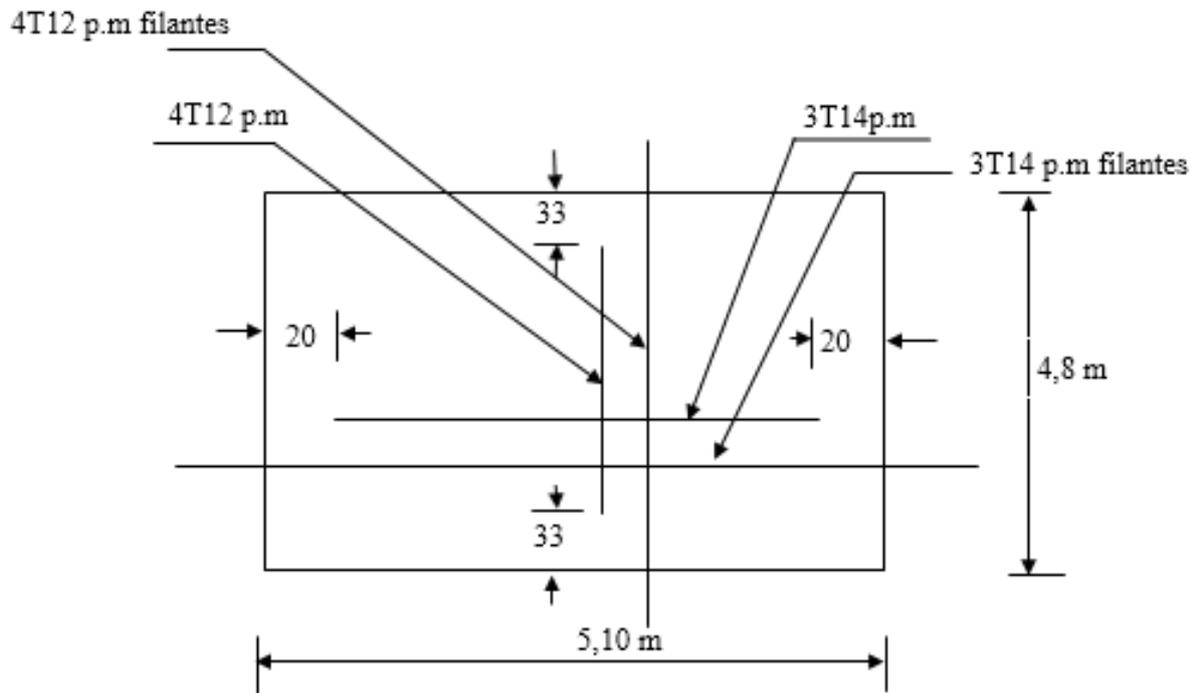


Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée).

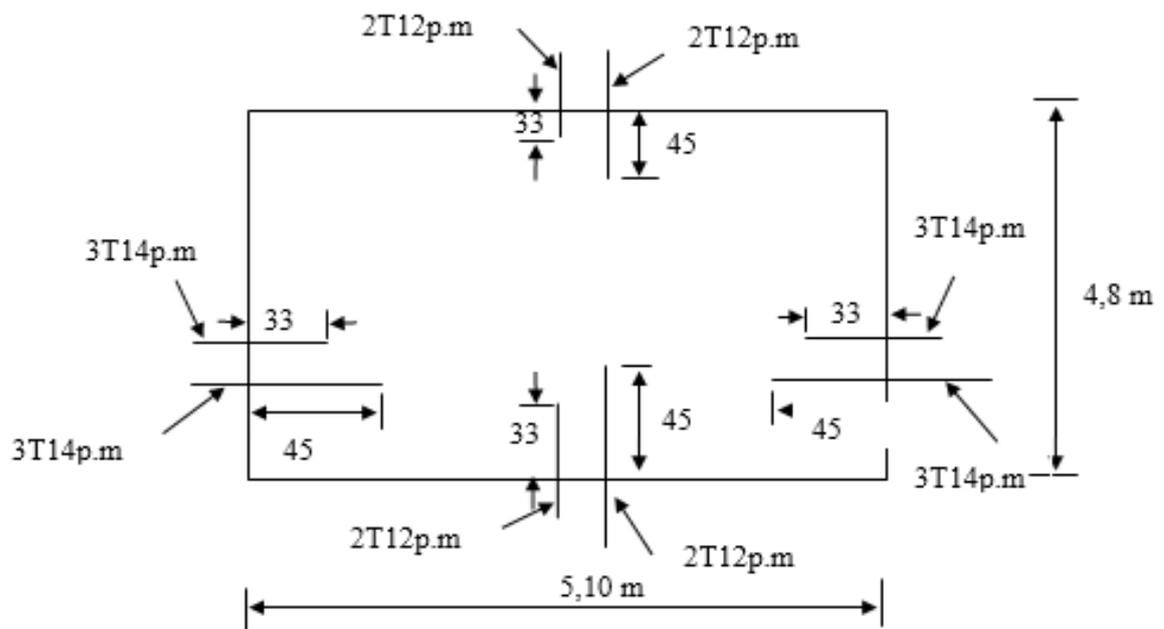


Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis).

VIII.2.5.3 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x / L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

1. Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

Q' est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

$$Q' = \frac{5,34}{2} \left(1 - \frac{4,80^2}{3 \times 5,10^2} \right) \times 4,80 + \left(1 - \frac{4,80^2}{3 \times 5,10^2} \right) \times 4,80 = 17,94 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.l^2}{8} = \frac{17,94 \times 5,10^2}{8} = 58,33 \text{ t.m}$$

2. Calcul du ferrailage :

• En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 49,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{49,58 \times 10^4}{14,17 \times 72^2 \times 50} = 0,135$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,135 \rightarrow \beta = 0,927 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,58 \times 10^4}{0,927 \times 72 \times 348} = 21,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit: } 4T16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ : } 4T16 \\ 3^{\text{ème}} \text{ : } 4T14 \end{cases} \rightarrow A = 22,24 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0.4 M_0 = 19,83$	$0.3 M_0 = 14,87$
$\mu \rightarrow \beta$	$0.054 \rightarrow 0,972$	$0.040 \rightarrow 0.979$
$A_s (cm^2)$	8,14	6,06
$A_{adoptée} (cm^2)$	4T14(fil) + 4T12 (chap) = 10.68	4T12 (fil) + 4T10 (chap) = 7,67

Tab. VIII . 1 Ferrailage de la poutre sur appui suivant la sen longitudinale.

b) Sens transversale :

1. Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 5,34 \times 5,10 = 18,16 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{18,16 \times 5,10^2}{8} = 59,04 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 50,18 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{50,18 \times 10^4}{14,17 \times 72^2 \times 50} = 0,137$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,137 \rightarrow \beta = 0,926 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50,18 \times 10^4}{0,926 \times 72 \times 348} = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T16 \\ 2^{ème} \text{ : } 4T16 \\ 3^{ème} \text{ : } 4T14 \end{cases} \rightarrow A = 22,24 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0.6 M_0 = 30,11$	$0.3 M_0 = 15,07$
$\mu \rightarrow \beta$	$0.082 \rightarrow 0,957$	$0.041 \rightarrow 0,979$
$A_s (cm^2)$	12,6	6,15
$A_{adoptée} (cm^2)$	4T16 (fil) + 4T14 (chap). = 14,20	4T12 (fil) + 4T10 (chap.) = 7,67

Tab. VIII. 2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant la sen transversale.

VIII.2.5.4 Armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Donc pour une poutre de section $(0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,8) = 7.8 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T16** = 8,04 cm

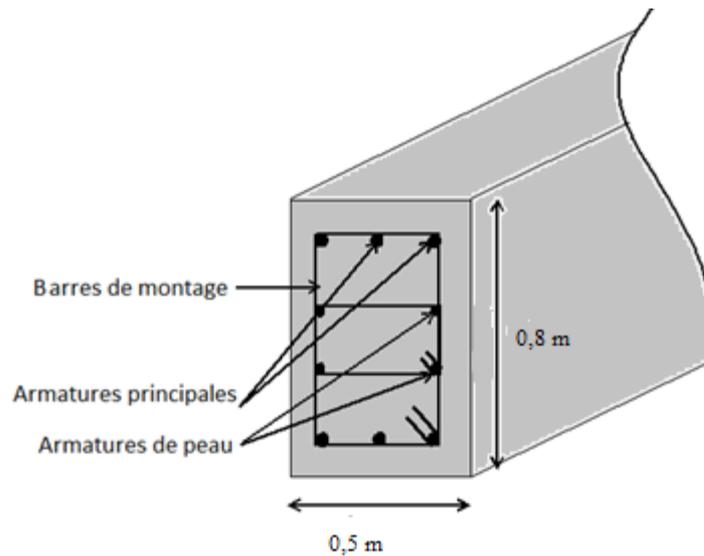


Figure VIII.5 : Schéma représentant la poutre de libage.

VIII.2.6 Les vérifications :

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{5,34 \times 5,10}{2} = 13,62 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{13,62}{0,5 \times 0,72 \times 10^2} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,85 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \Phi_l \right\} = \min \{ 20 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre parcours pédagogique et de compléter celle-ci par des applications pratiques.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- *Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.*
- *La conception*
- *La forme de l'élément et comment travaillé*

*Dans la conception de ce projet on 'à utiliser les logiciels **ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC** ...etc., Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée*

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution. En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



BEBLIOGRAPHIQUES



Les livres :

-  *Calcul des Ouvrages en béton armé*
-  *Cours de béton armé BAEL91*
-  *Pratiques du BAEL91*
-  *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 » ;*
-  *Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99***
-  *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
-  *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***

Les mémoires de fin d'étude :

-  *Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation Oran.*

Outils informatiques

-  Logiciel AUTOCAD
-  Logiciel ETABS
-  Logiciel EXCEL
-  Logiciel SOCOTEC