

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vu d'obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures (M&S)

Thème

Etude d'un bâtiment R+9 a usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte (voile+portique) avec
justification de l'interaction

Encadrer par : M^{me} HAMOUCHE

Jurys: M^{me} SEGHIRE
M^{me} LAOUBI

Réalisé par :

M^{lle} HADIOUCHE NOUARA
M^{lle} BOUFEDECHE LYDIA

Promotion 2013/2014

Remerciement

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terminer ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promotrice M^{me} HAMOUCHE de nous avoir encadré et les membres de jury qui nous feront honneur de juger notre travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. Aussi nous remercions nos camarades et nos amis(es) en particulier M^{ers} : FEZOUA, MADI, HAMADOUCHE, NAIT IDIR, TARIK, BOUHIRED et bien sure notre copine SONIA.

En fin, tous nos amis (es) et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.



Dédicaces

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

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon très cher oncle lyazid.

A mes chères frères RABAH et YUCEF.

A mes très chères sœurs :

✚ KAHINA son mari AMAR et mes deus neveux AGHILES et AYLANE.

✚ LYNDIA, son mari AMAR et ma petite ASMA.

✚ SOUHILA que dieux la bénisse.

A mes tentes NORA et DJAMILA ainsi que leurs familles, mes oncles, mes cousines, et mes cousins.

A mes amies (es) en l'occurrence NASSIMA, SONIA, HANANE, SADIKA, ALDJA, KAHINA, NAOUATE, LYDIA, SALOUA ; et leurs familles.

A mes adorables amies et camarades sans exception.

NOUARA



Dédicaces

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

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a tellement été à mes côtés et ma soutenu durant toutes les expériences de ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma plus chère personne au monde ma sœurs fadila.

Aussi a ma sœurs salima et mes frères Yacine et Fatah.

A ma chère copine nouara et sa famille.

A mes adorables amies sans exception avec qui j'ai partagé le projet de fin d'étude.

Lydia.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale:	1
------------------------------	---

Chapitre I : Généralités.

I.1. Introduction:	2
I.2. Présentation de l'ouvrage:	2
I.3. Localisation du projet:	2
I.4. Caractéristiques géométriques:	2
I.5. Rapport géotechnique du sol:	3
I.6. Définitions des éléments de l'ouvrage:	3
I.7. Indication générale sur les règles de BAEL:	4
I.8. Actions et sollicitations:	7
I.9. Les matériaux de construction:	9

Chapitre II : Pré dimensionnement.

II.1. Introduction:	16
II.2. Le pré-dimensionnement des éléments secondaires:	16
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	26
II.4. Évaluation des charges et surcharges	30
II.5. La descente de charge	35
II.6. Conclusion	45

Chapitre III : Etude des éléments principaux.

III.1. Calcul des planchers	47
-----------------------------------	----

III.2 .Ferrailage de l'acrotère.....	74
III.3. Etude de l'ascenseur.....	85
III.4.Dalle pleine	94
III.5.Calcul des escaliers	113
III.6. Etude de la poutre de chaînage	142

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1 Introduction	147
IV-2 Objectif de l'étude dynamique	147
IV-3 Méthodes de calcul	147
IV-4 Disposition des voiles.....	154
IV-5 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	155

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 : Etude des poteaux :	165
V.2 : Etude des poutres :.....	176
V.3.Ferrailage des voiles :.....	191

Chapitre VI : Etude d'infrastructure

VI .1. Introduction.....	197
VI.2. Choix du type des fondations.....	197
VI .3.Combinaisons d'actions à considérer.....	197
VI .4. Etude des fondations.....	197
Conclusion générale	211

Listes des figures

Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)	5
Figure I.2 Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation.....	11
Figure I.4. Diagramme de contrainte-déformation.....	14
Figure II.1. : Coupe transversal sur un plancher à corps creux	16
Figure II .2.Schéma d'une poutrelle.....	17
Figure II.3. Panneau D ₁	19
Figure II.4. Différents type de dalle pleine sur 3 appuis (Panneau D ₂).....	20
Figure II .5 . Panneau D ₃	20
Figure II .6 . Panneau D ₄	20
Figure. II.7. Schéma d'escalier type I d'étage courant.....	21
Figure .II.8. Coupe A-A 1 d'escaliers du 1 ^{er} étage.....	23
Figure .II.9.Schéma statique de la volée 1 du 1 ^{er} étage.....	23
Figure. II.10.Schéma statique de la volée 2 d'escaliers du 1 ^{er} étage.....	23
Figure. II.11. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée escalier RDC.....	24
Figure. II.12. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée escalier RDC.....	25
Figure. II.13.Coupe verticale d'un voile	28
Figure. II.14. Hauteur libre d'étage.....	29
Figure. II. 15 . <i>Schémas de l'acrotère</i>	32
Figure II.16.Schéma de disposition des poutrelles.....	36
Figure. II.17. Surface afférente pour le poteau (1).....	36
Figure II.18. Surface afférente du poteau P2	42
Figure II.19. Surface afférente du poteau P3	42
Figure III.1.1. Shema d'une poutre continue	47
Figure III.1.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées	48
Figure III.1.3. Moments sur une poutre à deux travées.....	48
Fig.III.1.4. Effort tranchant sur une poutre à deux travées	49
Fig.III.1.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	49
Figure III.1.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	51
Figure. III.2.1:Vue en plan d'un acrotère.....	74
Figure.III.2.2 : section à ferrailer	76
Figure III.2.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère terrasse inaccessible.....	78
Figure III.2.4. Dimension de l'acrotère.....	78
Figure III.2.5. Schéma statique de l'acrotère.	79
Figure III.2.6.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84

Figure III.3.1. Cage d'ascenseur	85
Figure.III.3.2.Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte.....	85
Figure.III.3.3.Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette	93
Figure III .4.1.Schéma de la dalle sur 3appuis.	94
Figure.III.4.2. Schéma statique de la dalle	94
Figure.III.4.3.schéma de ferrailage de la dalle plein sur 3appuis.....	97
Figure.III.4.4.schéma de la dalle plein sur 2appuis.....	97
Figure.III.4.5.schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.....	99
Figure III.4.6. Schéma de dalle sur 4 appuis panneau 1.....	100
Figure III.4.7.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis panneau 1.....	106
Figure. III.4.8 : Schéma de dalle sur 4 appuis panneau 2.....	106
Figure.III.4.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis panneau 2.....	109
Figure III.4.10. Schéma d'une dalle sur 1appui.	109
Figure III.4.11 .Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur un appui.	112
Figure.III.5.1.schéma de chargement d'escaliers d'étages courants	113
Figure III.5.2.Schéma statique d'escaliers d'étages courants	113
Figure.III.5.3.Schéma de ferrailage de la 1 ^{ere} et la 2 ^{eme} volée d'escaliers EC.....	118
Figure .III.5.4.Schéma statique et de chargement de la volée la plus sollicitée d'escalier 1 ^{éré} étage avec cage d'ascenseur.....	118
Figure.III.5.5. Schéma de ferrailage de volée la plus sollicitée d'escalier 1 ^{éré} étage avec cage d'ascenseur	123
Figure.III.5.6.Schéma de chargement Volées 1 la plus sollicitée du 1 ^{ere} étage sans cage d'ascenseur	124
Figure.III.5.7.Schéma statique de la volées 1 la plus sollicitée du 1 ^{ere} étage sans cage d'ascenseur	124
Figure.III.5.8.Schéma de ferrailage de la 1 ^{ere} volée du 1 ^{er} étage.....	128
Figure.III.5.9.Schéma de chargement de la volée1d'escalier RDC avec cage d'encenseur. 129	
Figure III.5.10.Schéma statique de la volée 1d'escalier RDC avec cage d'ascenseur.....	129
Figure III.5.11. Schéma de ferrailage de la volée 1d'escalier RDC avec cage d'ascenseur. 134	
Figure III.5.12. La charge de la poutre palière.....	134
Figure III.5.13. Diagramme des moments de la poutre palière.....	136
Figure III.5.14. Section considérée dans le calcul de la torsion.....	138
Figure. III.5.15. Schéma de ferrailage de la travée d'une poutre palière.....	141
Figure.III.6.1.Schémas statique.....	142
Figure III.6.2. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	146
Figure IV-1 : Spectre de calcul	153
Figure IV-2 : Disposition adopté des voiles.....	154

Figure IV.3.Mode 1 (translation suivant X) T=0.67	157
Figure IV.4.Mode 2 (translation suivant Y) T=0.59	157
Figure IV.5. Mode 3 (Rotation autour Z) T=0.56	158
Figure. V.1.1 : la zone nodale	166
Fig. V.1.2 : Section d'un Poteau	172
Figure V.2.1. Dispositions constructives des portiques	178
Fig. V.2.2. Schéma de la zone nodale.	183
Figure .V.2.3: Schéma constructif de la poutre du RDC.....	187
Figure. V.3.1 : Schéma d'un voile plein.....	192
Figure. V.3.2. : Schéma de ferrailage du voile Vy de RDC jusqu'au 6 ^{ème} étage.	196
Figure.VI.1. : Vue d'une semelle isolée.....	198
Figure. VI.2. : Vue d'une semelle	198
Figure VI.3. : Présentation de zone d'impact de la charge.....	201
Figure VI.4. : Schéma de ferrailage du radier	205
Figure VI.5. : Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.	207
Figure.VI.6. : Schémas Sollicitations sur les nervures transversales	208
Figure .VI.7. : Section à ferrailer.	209
Figure .VI.8. : Schéma de ferrailage des longrines.	210

Liste des Tableaux

Tableau II.1. Évaluation des charges dans le plancher d'étages courants.....	30
Tableau II.2.évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers	31
Tableau II.3.Évaluation des charges dans les dalles pleines.	31
Tableau II.4.Évaluation des charges dans les murs extérieurs.	32
Tableau II.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.....	32
Tableau .II. 6 . Charge permanente revenant à l'acrotère	33
Tableau II.7. Evaluation des charges sur les volées escalier étages courants.	33
Tableau II.8 : Evaluation des charges sur les volées escalier du 1ère étage	34
Tableau II.9. Evaluation des charges sur les volées escalier du RDC	34
Tableau II.10.Evaluation des charges sur le palier.....	35
Tableau II.11 : Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier.....	39
Tableau. II.12. Vérification des poteaux à la compression simple.	43
Tableau. II.13. vérification au flambement des poteaux.	45
Tableau III.1.1. Différent types de poutrelles	51
Tableau III.1.2. Chargement sur les poutrelles	52
Tableau.III.1.3. ferrailage des poutrelles.....	68
Tableau.III.1.4 ferrailage adopté des poutrelles	69
Tableau.III.1.5 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.	70
Tableau.III.1.6.Vérification a l'état limite de compression du béton	70
Tableau.III.1.7. de L'Evaluation de la flèche.....	71
Tableau.III.1.8.Schéma de ferrailage des poutrelles.	72
Tableau III.2.1: Combinaison d'action pour acrotère de terrasse inaccessible.	75
Tableau III.2.2: Combinaison d'action pour acrotère terrasse accessible.....	80
Tableau .III.3.1.Ferrailage de la dalle du local machine	87
Tableau.III.3.2.vérification des contraintes.....	90
Tableau .III.3.3.Ferrailage de la dalle de la cuvette	91
Tableau .III.3.4.vérification des contraintes.....	92
Tableau III.4.1. Ferrailage adopté	95
Tableau III.4.2. Ferrailage adopté	98
Tableau III.4.3.Ferrailage adopté pour panneau 2.	107

Tableau III.4.4. Ferrailage adopté	110
Tableau III.5.1.Ferrailage de la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volées de l'escalier type 1 EC.....	114
Tableau.III.5.2.Vérification des contraintes	116
Tableau.III.5.3.Ferrailage de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volées de l'escalier type 1	119
Tableau.III.5.4.Vérification des contraintes	121
Tableau.III.5.5.Ferrailage de la volée1 la plus sollicitée du 1 ^{ère} étage sans cage d'ascenseur	125
Tableau.III.5.6.Vérification des contraintes	126
Tableau.III.5.7.Ferrailage de la volée 1d'escalier RDC avec cage d'ascenseur	130
Tableau.III.5.8.Vérification des contraintes	132
Tableau III.5.9. Calcul des armatures principales.	137
Tableau III.5.10. Section d'armatures	139
Tableau III.5.11.Vérification de la contrainte de béton	140
Tableau III.6.1.Ferrailage des poutres de chaînage.....	143
Tableau.III.6.2.Vérification des contraintes	145
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	149
Tableau IV.2.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	155
Tableau IV.3.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	156
Tableau IV.4.Vérification sous charges verticales.....	159
Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales.....	160
Tableau IV.6.Vérification de l'effort normale réduit	161
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	162
Tableau IV.8.Vérification de l'effet $P-\Delta$	163
Tableau V.1.1.armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.	167
Tableau V.1.2 : sollicitations dans les poteaux	168
Tableau V.1.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	169
Tableau V.1.4 : Les armatures transversales adopté pour les poteaux.....	170
Tableau V.1.5. : Justification de l'effort normal ultime.....	172
Tableau V.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	173
Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	174
Tableau. V.1.8 : vérification de l'effort normal réduit.....	174
Tableau. V.1.9 : Schéma de ferrailage des poteaux	175

Tableau V.2.1 :Les sollicitations les plus défavorables.	179
Tableau V.2.2: Les armatures longitudinales dans les poutres.	179
Tableau V.2.3: Vérification des contraintes tangentielles.....	182
Tableau V.2.4 : Vérification au cisaillement.....	182
Tableau V.2.5: Les moments résistants dans les poteaux.	184
Tableau V.2.6: Les moments résistants dans les poutres principales.....	184
Tableau V.2.7: Les moments résistants dans les poutres secondaires.	185
Tableau V.2.8: Vérification de la zone nodale dans les poutres principales.....	185
Tableau V.2.9: Vérification de la zone nodale dans les poutres secondaires.....	186
Tableau V.3.1 : Ferrailage du voile V_y	194
Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile V_x	195
Tableau .VI.1. Résultats de ferrailage de radier.....	204
Tableau. VI.2. Vérification des contraintes.....	205
Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.	207
Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	208
Tableau.VI.5. Résultats de ferrailage des nervures.....	209
Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.	210

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le **séisme** nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de **mauvaises** dispositions constructives ou des **malfaçons** d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le **comportement dynamique** de la structure afin de mieux prévoir sa **réponse sismique** à un niveau d'accélération donnée.

En effet, **l'ingénieur du génie civil** est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la **sécurité** des vies humaines et préserver la **résistance**, **l'économie** (tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes **études** et **règlement** préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un **système de contreventement** est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage; c'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux **règles parasismiques**.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment R+9 qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Dans notre étude, en plus des calculs **statique** qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon **comportement dynamique** par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la **bonne disposition** est retenue, la structure est soumise au **spectre** de calcul du **Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003)**. Sa réponse va être calculée en utilisant le **logiciel SAP2000**. Le calcul du ferraillement des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet 320 logements promotionnels en **R+9** à usage mixte (commerce et habitation). Il est implanté dans la wilaya de Bouira qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.3. Localisation du projet

Le projet est implanté sur un site qui est situé à gauche de la RN05 en allant vers Alger

I.4. Caractéristiques géométriques

La structure a comme dimensions:

Hauteur total du l'ouvrage	35.77 m
Hauteur du RDC	4.42 m
Hauteur du 1 ^{ère} étage	3.57 m
Hauteur de toiture de cage d'escalier	3.00 m
Hauteur d'étages 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 et 9	3.06 m
La longueur du l'ouvrage(L_x)	26.5 m
La largeur du l'ouvrage(L_y)	24.5 m

I.5.Rapport géotechnique du sol

- Le site est constitué par des formations alluvionnaires argileuses plus au moins caillouteuses a graveleuses. Ces formations géologiques présentent une capacité portante bonne en général.
- La capacité portante du sol est égale à **2.00 bars**.

I.6.Définitions des éléments de l'ouvrage

I.6.1.Ossature

En se référant au RPA 99/2003, que pour toutes les structures dépassants 14m en zone IIa, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposé dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.6.2.Les planchers

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux et les balcons, la dalle de l'ascenseur, les paliers d'escalier et les loggias seront réalisés en dalle pleine.

I.6.3.La maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit:

- Les murs extérieurs: ils seront réalisés en brique creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm.
- Les murs intérieurs: ils sont en simple parois réalisés en brique d'épaisseur 10cm

I.6.4. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.6.5. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré dans le plancher terrasse.

I.6.6.La terrasse

Dans notre projet on a une terrasse accessible.

I.6.7. L'ascenseur

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

I.6.8. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL

I.7.1. Définition de l'état limite:

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

I.7.1.1. État limite ultime (ELU)

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

a. Hypothèse de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.

- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

b. Règles des trois pivots

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. 1.1). On distingue trois domaines :

- **Dans le domaine 1:** pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 2:** pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 3:** pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

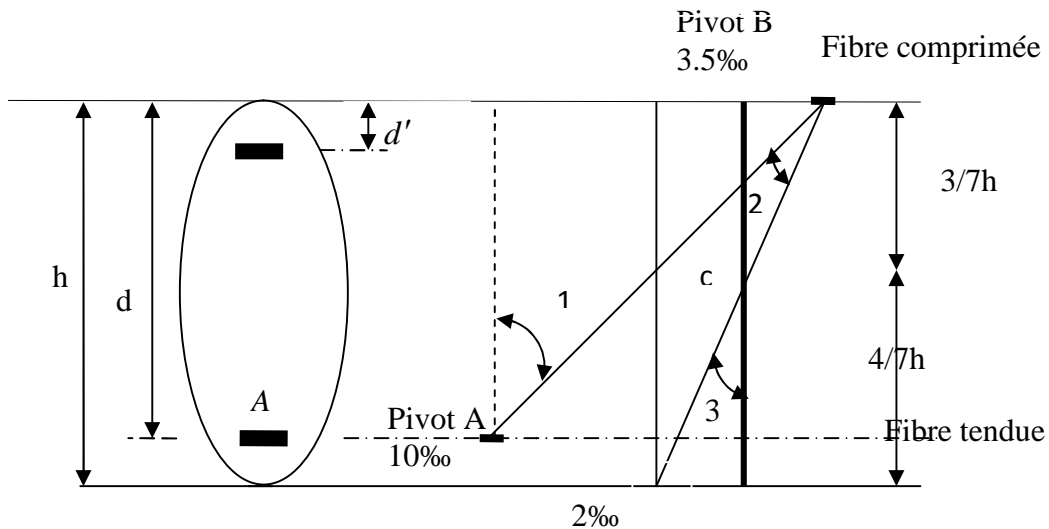


Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

I.7.1.2.État limite de service(ELS)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite de service d'ouverture des fissures.
- État limite de service de déformation.
- État limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

a. Hypothèse de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.7.2.Principe d'application des règles BAEL

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$ Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.8.Actions et sollicitations

I.8.1.Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

On distingue :

I.8.1.1.Actions permanentes(G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.8.1.2.Actions variables(Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.8.1.3.Actions accidentelles(FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.8.2. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

I.8.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad (\text{Art A.3.3, 21}) \quad [\text{BAEL91}]$$

Ou:

$$\gamma_{Q_1} = 1.5 \text{ en général.}$$

ψ_{0i} : 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

I.8.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS: (Art A.3.3, 3) [BAEL91]

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.8.2.3. Sollicitations accidentelles: (Art A.3.3, 22) [BAEL91]

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.8.3. Les combinaisons d'action

(Article V.5.2) [BAEL91]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :
$$\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

Situations accidentelles :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.9. Les matériaux de construction

I.9.1. Béton

I.9.1.1. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.9.1.2. Caractéristiques du béton

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (} j \leq 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [\text{DTR BC-2 .41}]$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (} j > 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [\text{DTR BC-2 .4}]$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a :

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}.$$

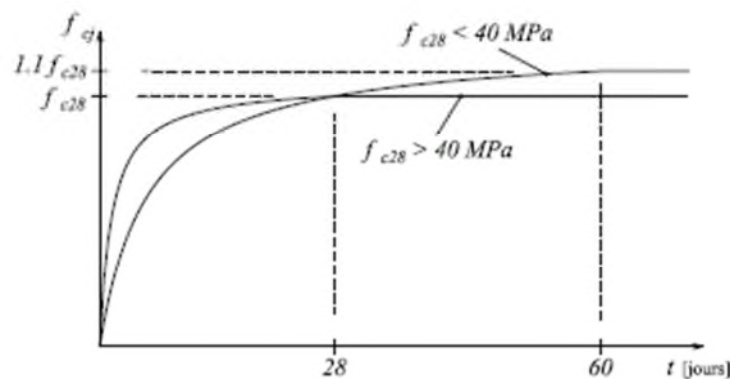


Figure I.2 : Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$\text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad (\text{Art A.1.2.1.2}) [\text{DTR BC-2 .4}]$$

Pour notre cas

$$f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad \text{Donc } f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

c. Contrainte limite à l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4}) [\text{BAEL91}]$$

Avec:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \end{cases}$$

Pour les situations accidentelles.

Avec:

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.

$\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

d. Contrainte limite à l'ELS:

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.4.5.2}) [\text{BAEL91}]$$

e. Diagramme des contraintes-déformations:

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

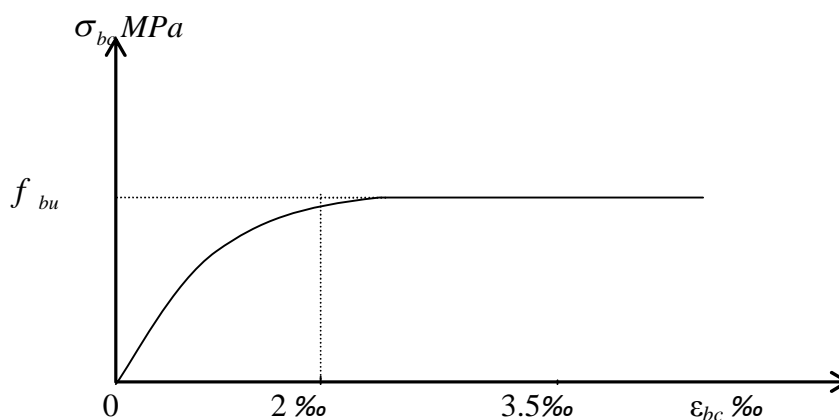


Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

$2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 & f_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b \end{cases}$$

f. Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.2.1})[\text{BAEL91}]$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a : (Art A.2.1.2.2) [BAEL91]

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

g. Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

h. Coefficient de poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{(Art A.2.1.3)[BAEL91]}$$

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.50 \text{ Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.9.2.L'acier

I.9.2.1.Définition

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

I.9.2.2.Différents type d'aciers

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (RL)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e=235\text{MPa}$.
- $f_u=410$ à 490MPa .

b. Les aciers à haute adhérence(HR)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

c. Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

I.9.2.3.Diagramme des contraintes-déformations

Le diagramme de contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

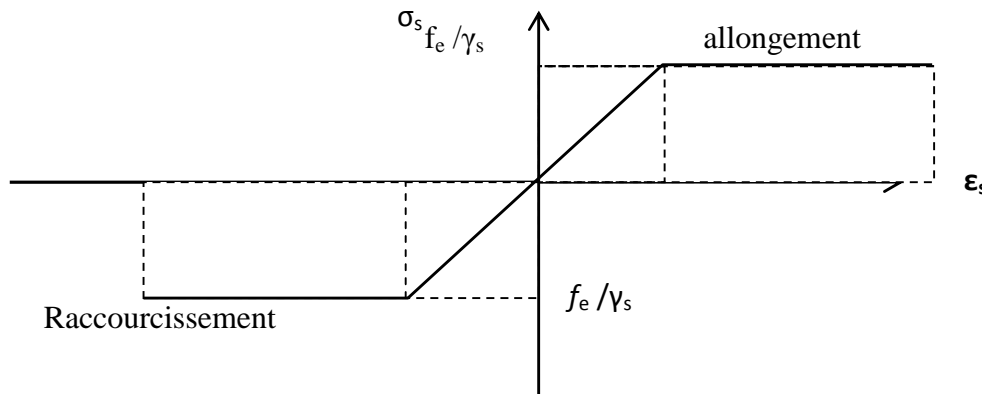


Figure I.4. Diagramme de contrainte-déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

I.9.2.4. Contrainte limite des aciers

État limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

État limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [BAEL91]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [BAEL91]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta = 1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations **BAEL 91**, **RPA99** (version 2003), **CBA93** et **DTR**.

II.2. Le pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Planchers à corps creux

Il comporte des hourdis, des poutrelles (semi-préfabriquées ou coulées sur place) et une dalle de compression.

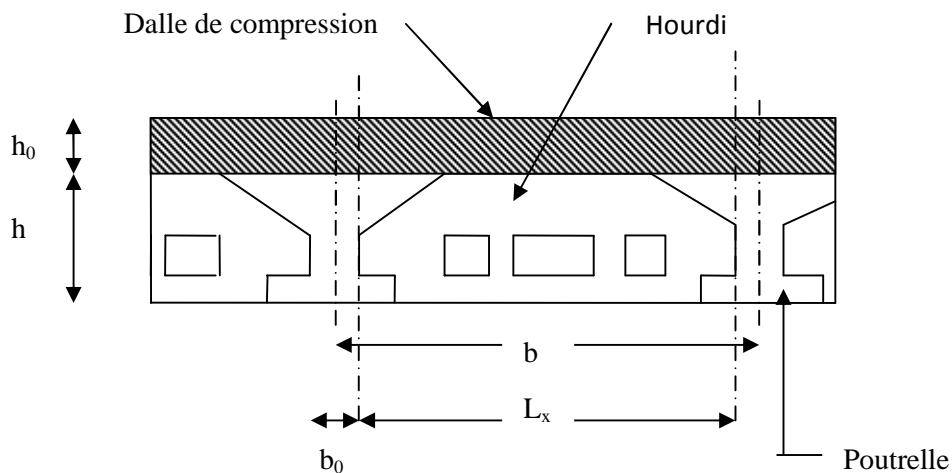


Figure. II.1. : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

Avec : $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

➤ Dimensionnement

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le critère de flèche :

$$h_i \geq \frac{L}{22.5} \text{ (CBA 93 art : 6.8.4.2.4)}$$

Avec : L : distance maximal entre nus d'appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles).

Lmax entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles :

$$L = 500 - 50 = 450m \Rightarrow ht = \frac{450}{22.5} = 20cm$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur 20cm Avec :

- Hauteur du corps creux : h= 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression : h₀= 4 cm

II.2.2.Les poutrelles

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère du plus petite portée (Fig2.1)

➤ Dimensionnement des poutrelles

➤ Détermination de la largeur de la table de compression

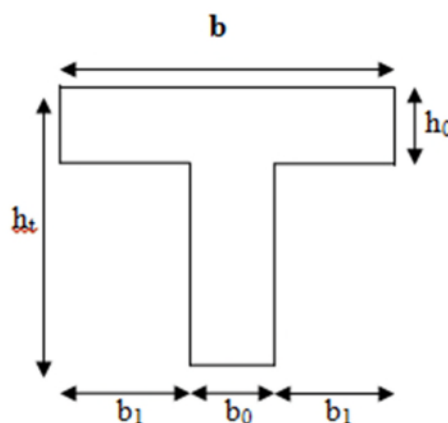


Figure II .2.Schéma d'une poutrelle

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} \cdot \frac{L}{10}\right)$$

ht: Epaisseur du plancher = 20+4 cm.

h₀: Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

b₀ = (0.4 ; 0.6) x ht = (9.6; 14.4) cm. On prend : b₀ = 10 cm.

b : Largeur efficace de la dalle de compression donnée par :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min(l_x/2, l_y/10) \Rightarrow b \leq 2 \times \min(l_x/2, l_y/10) + b_0$$

Avec:

l_x: distance maximale entre nus de deux poutrelles successive.

l_y: distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à l_x

$$\text{Avec } \begin{cases} l_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m} \\ l_y = 2.9 - (2 \times 0.35) + 0.5 = 2.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_1 \leq \min((l_x/2); (l_y/10)). \quad b_1 \leq \min((55/2); (270/10)). \Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 27.5)$$

On prend : b₁ = 27 cm.

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27 + 10 = 64 \text{ cm.}$$

Soit

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

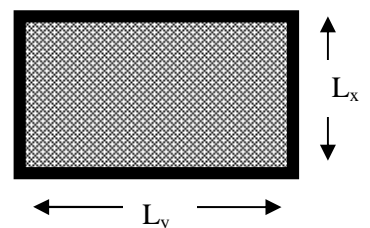
II.2.3. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions suivantes:

a. résistance au feu:

- e = 7 cm pour une heure de coupe feu
- e = 11 cm pour deux heures de coupe feu
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe feu

On admet que e = 12 cm



b. Isolation phonique

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

On limite donc notre épaisseur à : **e =14cm**

c. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes:

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

Avec:

l_x : la plus petite portée.

II.2.2.1. Dalles pleines.

- **Panneau sur 04 appuis (D₁) (du plancher)**

$$\frac{336}{45} \leq e \leq \frac{336}{40} \Rightarrow 7.46cm \leq e \leq 8.4cm$$

$$e = 7 \text{ cm}$$

On prend : **e=14cm**

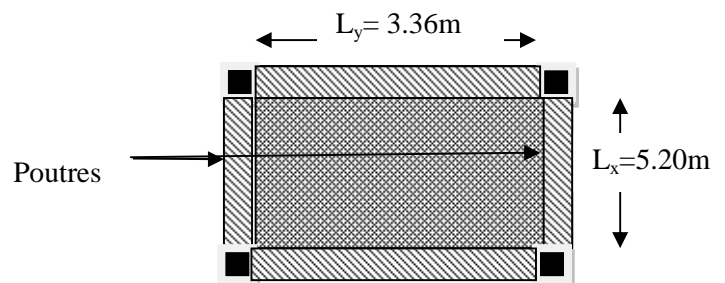


Figure II.3. Panneau D₁

- **Panneau sur 03 appuis (D₂)**

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.66cm \leq e \leq 3cm$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{60}{45} \leq e \leq \frac{60}{40} \Rightarrow 1.33cm \leq e \leq 1.5cm$$

$$e = 1.5cm$$

On prend : **e=14** pour les deux cas

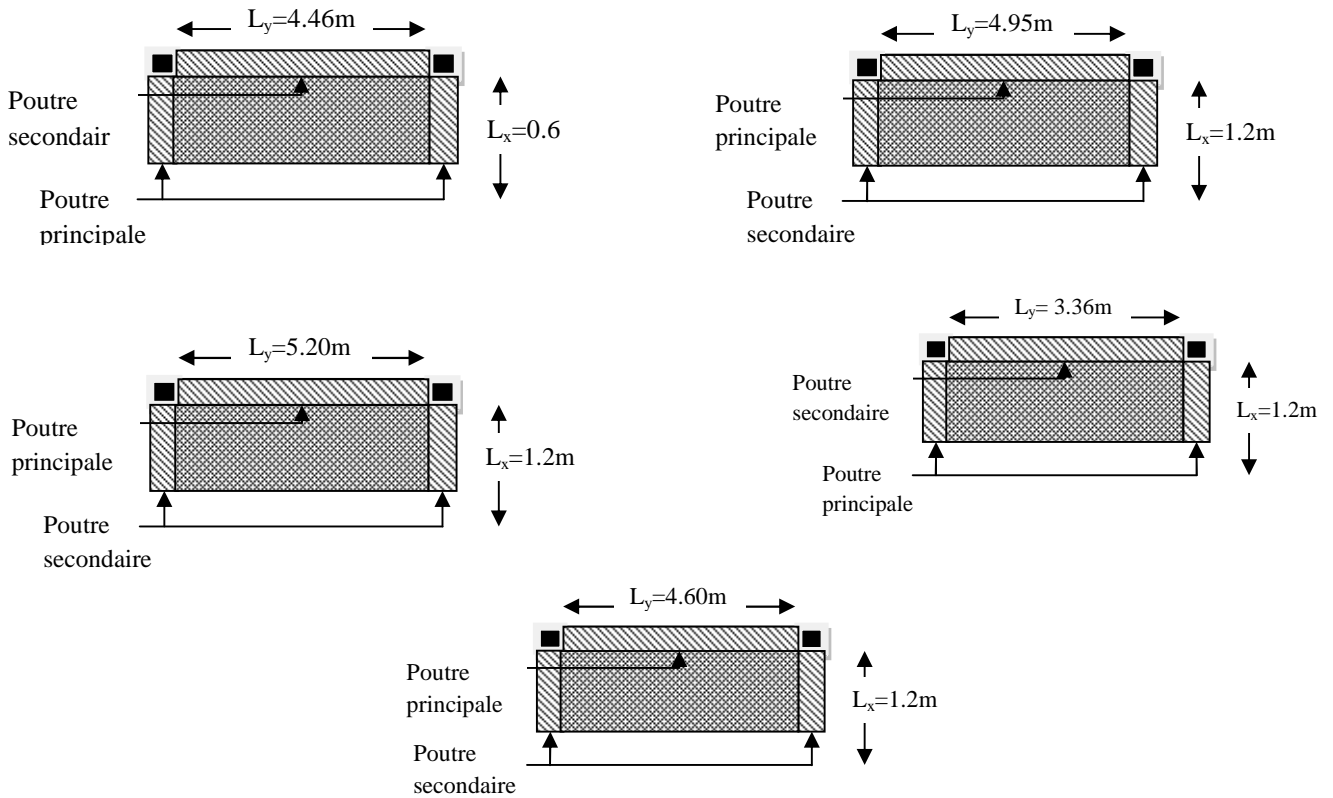


Figure II.4. Différents type de dalle pleine sur 3 appuis

(Panneau D₂)

- Panneau sur 02 appuis (D3)

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3.42cm \leq e \leq 4cm$$

$$e = 4 \text{ cm}$$

On prend : **e=14cm**

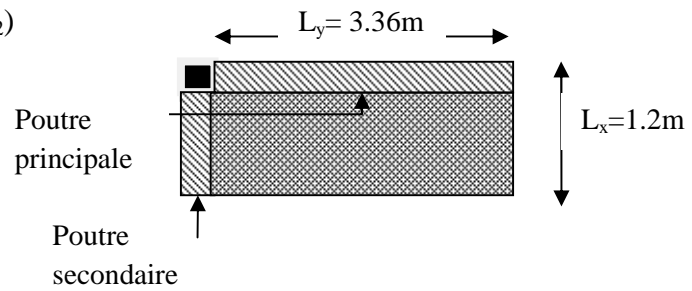


Figure II.5. Panneau D₃

- Panneau sur 01 appui (D4):

$$e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6.5cm$$

$$e = 6cm$$

On prend : e=14cm

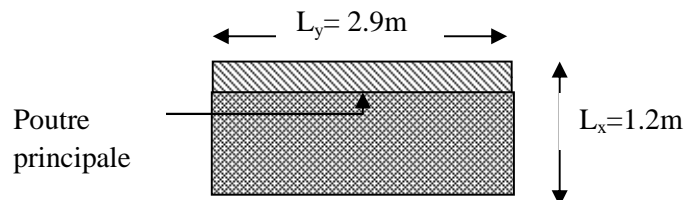


Figure II.6. Panneau D₄

Donc c'est la condition de l'isolation phonique est la plus défavorable

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

II.2.4. Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

• Les escaliers en béton armé

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et des marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

Dans notre bâtiment on a deux types d'escaliers.

➤ Dimensionnement

• Escaliers étages courants

Type 1 : Escaliers à deux volées séparées par un palier intermédiaire en béton pour étages courants

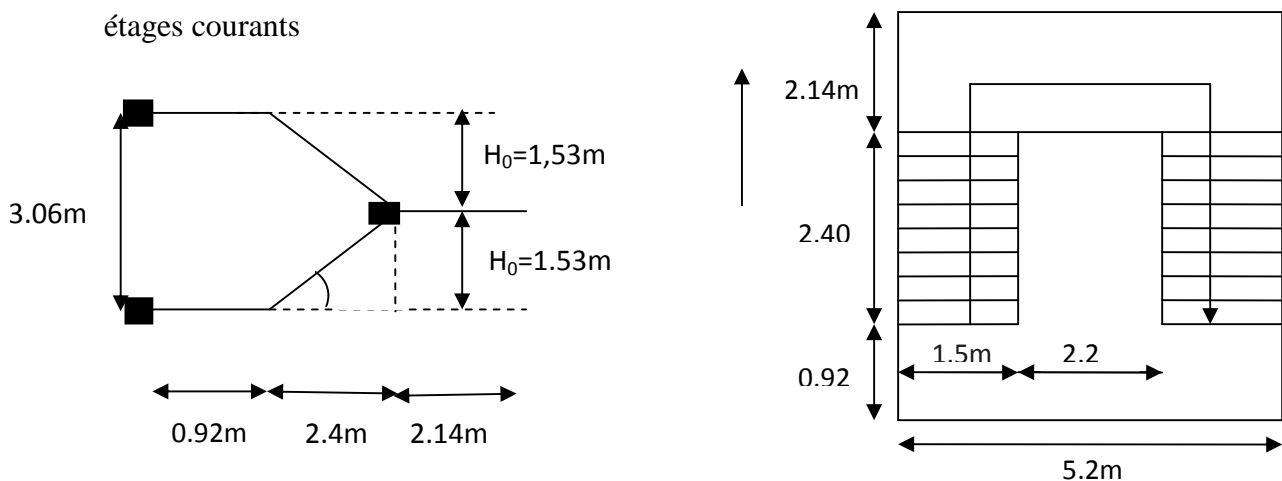


Figure. II.7. Schéma d'escalier type I d'étage courant

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage $H = 3.06\text{m}$

- Le giron $g = 30\text{cm}$

Calcul du nombre de contre marches

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 \quad \text{avec : } h \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

Calcul du nombre de marche

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,62^\circ$$

Calcul de la longueur de la volée

$$L = (L' / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

Vérification de la relation de blondel

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

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 < 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 < 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Épaisseur de la paille : :

$$L / 30 \leq e < L / 20$$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284 \text{ cm}$$

$L=284 + 2.14 = 498\text{cm}$

$16.6 \leq e < 24.9 \dots$ on opte pour $e = 20\text{cm}$

- Escaliers a deux volées du 1ér étage

La hauteur d'étage $H = 3.57\text{m}$

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

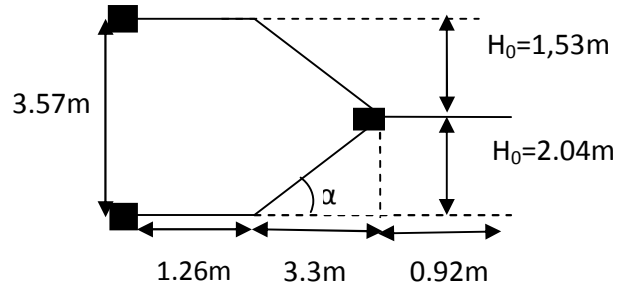


Figure II.8. Coupe A-A 1 d'escaliers du 1er étage

Calcul du nombre de contre marches

- 1^{ère} volée :

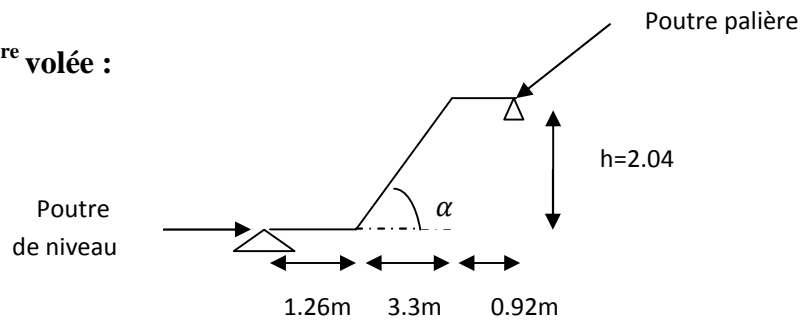


Figure II.9. Schéma statique de la volée 1 du 1er étage

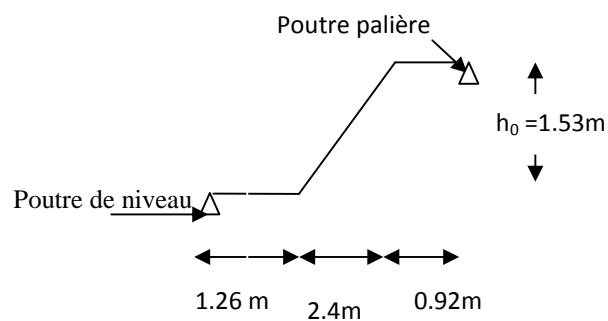


Figure II.10. Schéma statique de la volée 2 d'escaliers du 1er étage

$n = h / 17$

$n = 204 / 17$

$n = 12$ et $h = 17\text{cm}$

Calcul du nombre de marche

$N = n - 1 = 11$ marches.

Calcul de l'angle α :

$\text{tg}\alpha = 0,62 \cdot \alpha = 31,80^\circ$

Calcul de la longueur de la volée

$L' = 30 \cdot 11 = 330 \text{ cm}$

$L = (L' / \cos\alpha) = 3.88 \text{ m}$

Vérification de la relation de blondel

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq g + 2h < 66 \text{ cm} \\ 59 \leq 30 + 2 \times 17 < 66 \text{ cm} \\ 59 \leq 64 < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Épaisseur de la pailasse

$L / 30 \leq e < L / 20$

$L' = \sqrt{330^2 + 204^2} = 388 \text{ cm}$

$L = 388 + 0.92 = 480 \text{ cm}$

$16 \leq e < 24 \dots \dots$ on opte pour $e = 20 \text{ cm}$.

Type 2 : RDC escalier a trois volées

- 1^{ère} volée

- **Dimensionnent**

- La hauteur d'étage $H = 4.42 \text{ m}$
- Le giron $g = 30 \text{ cm}$

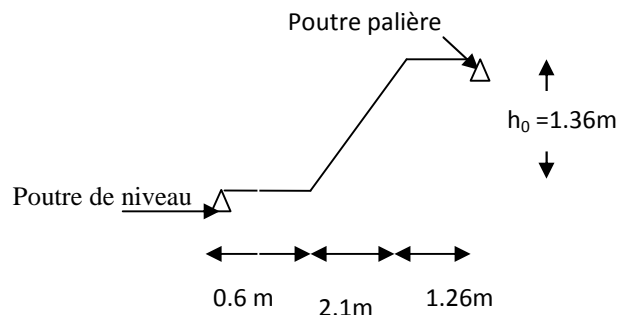


Figure . II.11. Schéma statique de la 1^{ère} volée escalier RDC

Le nombre de contre marche:

$$n = 8 \text{ et } h = 17 \text{ m}$$

Le nombre de marches

L'angle α

$$N = n - 1 = 7 \text{ marches.}$$

$$\alpha = 32,93^\circ$$

La longueur inclinée

$$L = (L' / \cos \alpha) = 2.1 / \cos 32.93 = 2.5 \text{ m}$$

Vérification de la relation de blondel

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

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 < 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Epaisseur de la paillasse

$$L / 30 \leq e < L / 20$$

Avec $L = 4.19 \text{ m}$: Distance

$$13.96 \leq e < 20.95 \dots \dots \text{on opte pour } e = 20 \text{ cm}$$

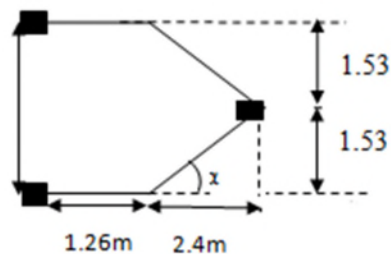


Figure . II.12.Schéma statique de la volée 2 et 3 d'escaliers du 1er étage

Le dimensionnement de la 2^{ème} et 3^{ème} volées est le même que l'étage courant

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. poutres

II.3.1.1. Poutre secondaire

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$450/15 \leq h \leq 450/10$$

$$30 \leq h \leq 45$$

$$L_{\max} = 500 - 50 = 450$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 35$$

II.3.1.2. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 570 - 50 = 520 \Rightarrow 34.66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}.$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérifications**

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que: $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{ largeur de la poutre.} \\ h : \text{ hauteur de la poutre.} \end{array} \right.$

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

II.3.2. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$ (2). **(Art 7.7.1) [RPA99]**
- $L > 4 e$(3).

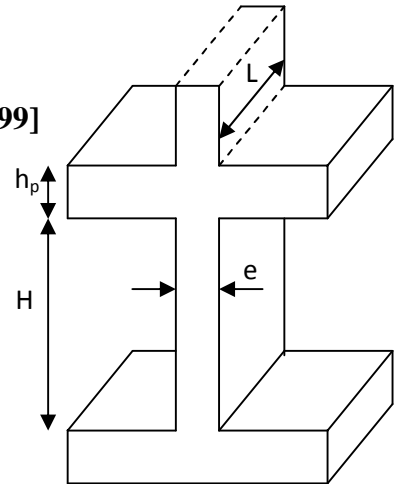


Figure. II.13.Coupe verticale d'un voile

- h_p : Hauteur totale de la poutre.
- h_e : Hauteur libre d'étage.
- e : Épaisseur du voile.
- L : Longueur du voile.

- $e \geq \max \left[\frac{402}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ Pour RDC $\Rightarrow e \geq 20.1 \text{ cm}$
- $e \geq \max \left[\frac{317}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ pour le premier étage $\Rightarrow e \geq 15.85 \text{ cm}$
- $e \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ Pour les étages courant $\Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

- $e = 25 \text{ cm}$ pour le RDC
- $e = 20 \text{ cm}$ pour les étages courants et 1^{er} étage.

II.3.3.poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

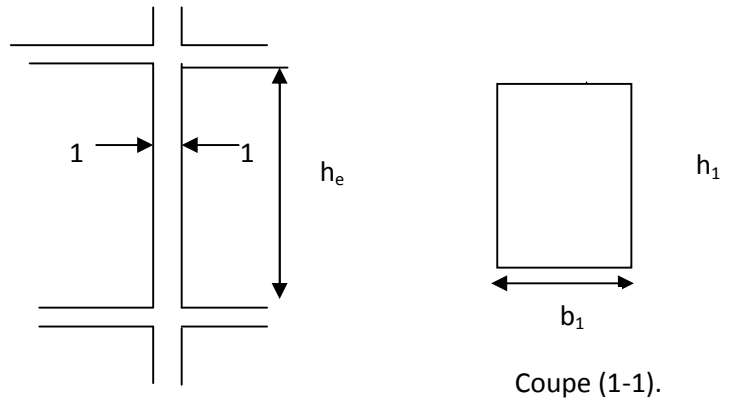


Figure. II.14. Hauteur libre d'étage

Tel que : h_e Hauteur libre d'étage.

$$\begin{cases} h_e = 4.02m \text{ Pour le RDC} \\ h_e = 2.66m \text{ Pour l'étage courant .} \\ h_e = 3.17m \text{ pour le 1}^{er} \text{ etage} \end{cases}$$

h_e Hauteur libre d'étage= H pot- Hpoutre

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- R.D.C et 1^{ème} étage : poteaux (50,50) cm².
- 2^{ème} 3^{ème} étage: poteaux (50, 45) cm².
- 4^{ème} 5^{ème} étage: poteaux (45,45) cm².
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux (45,40) cm²
- 8^{ème}, 9^{ème}, étage: poteaux (40,40) cm²
- Poteaux terrasse : poteau(30,30) cm²

Vérification de la largeur :

$$L_{min} \geq 4 \times a.$$

Avec : $L_{min} = 1,15m$.

$$L_{min} > 4 \times 0.20 = 0.80m \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$L_{min} > 4 \times 0.16 = 0.64m \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

II.4.Évaluation des charges et surcharges**II.4.1.Plancher étages courants****Tableau II.1. Évaluation des charges dans le plancher d'étages courants**

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.24	2.85
Enduit de ciment	0.0 2	0.36

- La charge permanente totale : $G = 5.59 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

II.4.2. Plancher terrasse inaccessible

- **Tableau II.2.**évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

plancher	référént	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharge s Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouche s	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	2.2	0.065	0.143	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.463	

II.4.3. Dalle pleine et Balcons

Tableau II.3.Évaluation des charges dans les dalles pleines.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est $G = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleines est estimée $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée : $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

II.4.4. Les murs extérieurs et les murs intérieurs

Tableau II.4. Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.62 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.02	0.2

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 1.3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

II.4.5. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

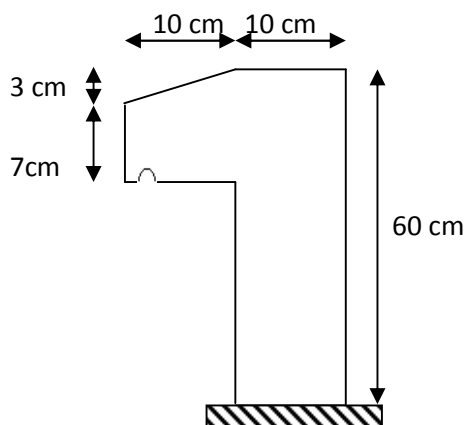


Figure. II. 15. Schémas de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit

- **Charge vertical**

Tableau .II. 6. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.16	1.88

La charge totale estimée est : $G = 1,88$ KN/ml.

La charge d'exploitation est : $Q = 1,00$ KN/ml DTR B.C.2.2.

II.4.6. Les escaliers :

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.7. Evaluation des charges sur les volées escalier étages courants.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	20/(cos α_1)	25	5.04
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G_{volée1} = 9.11
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur les volées escalier du 1^{er} étage

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	20/(cos α_1)	25	5.00
	20/(cos α_2)		5.04
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17×(1/2)	22	1.87
	17×(1/2)		1.87
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G_{volée1} = 9.07
			G_{volée2} = 9.11
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur les volées du RDC**

Tableau II.9. Evaluation des charges sur les volées escalier du RDC

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	20/(cos α_1)	25	5.06
	20/(cos α_2)		5.04
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17×(1/2)	22	1.87
	17×(1/2)		1.87
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G_{volée1} = 9.13
			G_{volée2} = 9.11
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau II.10. Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	20	25	5
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 6.60
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

II.5. La descente de charge

La descente de charges est le chemin suivis par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux le plus sollicités (P1, P2, P3).

II.5.1. Les différents poteaux choisis pour la descente de charges

La disposition des poutrelles et la localisation des différents poteaux choisis pour la descente de charge sont représentés sur le schéma si dessous :

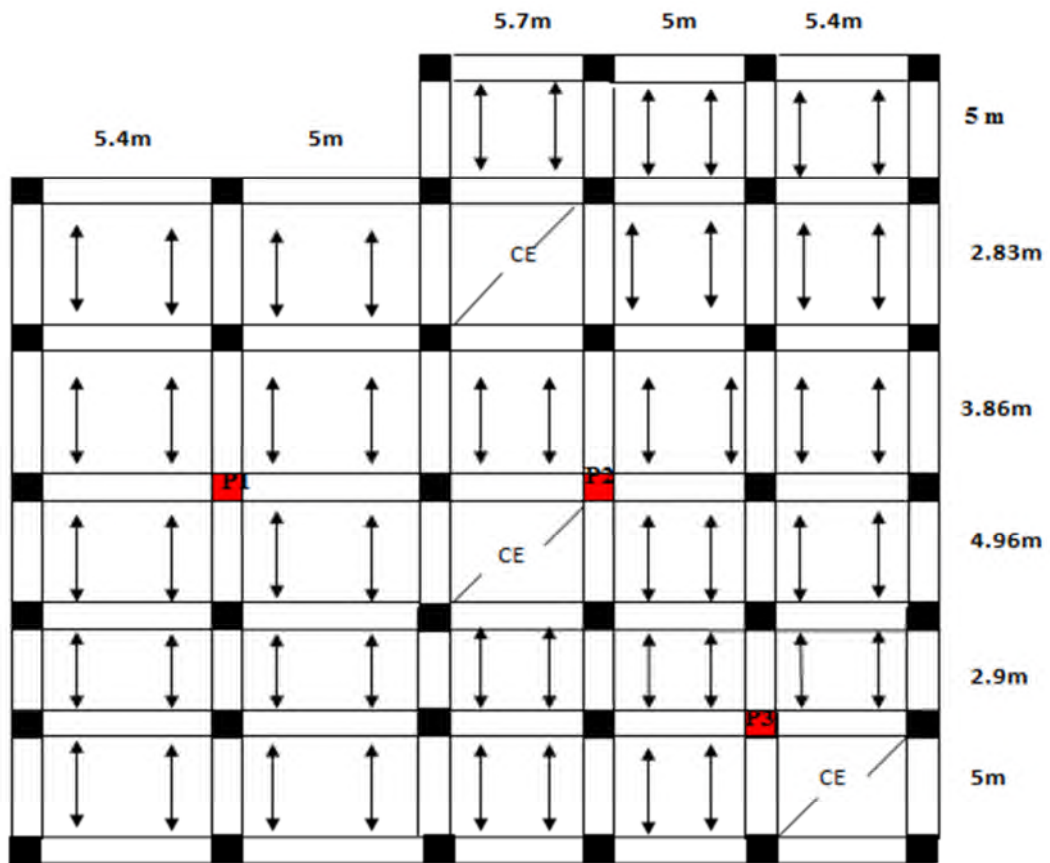


Figure II.16. Schéma de disposition des poutrelles

II.5.1.1. Poteau P1 (poteau de la cage d'escalier)

- La surface afférente pour la charge permanente Pour le plancher terrasse :

$S = 10.42m^2 \rightarrow$ Corps creux

Pour les autres planchers :

$S = 13.78m^2 \rightarrow$ Corps creux.

$S = 2.6 \times 1.55 = 4.03m^2 \rightarrow$ Palier ;

$S = 1.5 \times 0.78 = 1.17m^2 \rightarrow$ Escalier

- La surface afférente pour les charges D'exploitations

Pour le plancher terrasse :

$S = 10.42m^2$

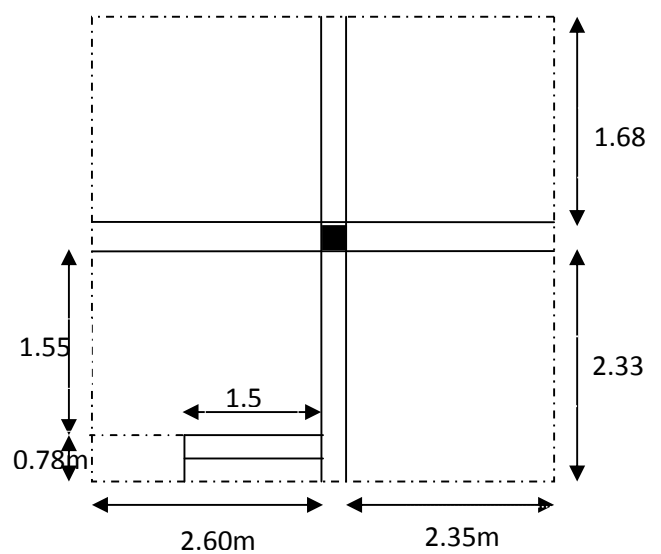


Figure. II.17. Surface afférente pour le poteau (1)

Pour les autres planchers

$$S = 13.74m^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S = 4.03m^2 \rightarrow \text{Palier}$$

$$S = 1.17m^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

- **Les charges et surcharges**

- ✓ Plancher terrasse :

$$G = 10.42 \times 5.59 = 58.24KN$$

$$Q = 10.42 \times 1.5 = 15.63KN$$

- ✓ Palier

$$G = 4.03 \times 6.6 = 26.59KN$$

$$Q = 4.03 \times 2.5 = 10.075KN$$

- ✓ Paillasse :

$$G = 1.17 \times 9.11 = 10.65KN$$

$$Q = 1.17 \times 2.5 = 2.92KN$$

- ✓ Planchers étages d'habitations :

$$G = 13.74 \times 5.59 = 76.80KN$$

$$Q = 13.74 \times 1.5 = 20.61KN$$

- ✓ Plancher étage commercial :

$$G = 76.80KN$$

$$Q = 13.74 \times 5 = 68.7KN$$

- **Poids propre des poutres**

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95 = 14.85KN$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.01 = 10.52KN$$

$$G_{poutre} = 25.37KN$$

- **Poteaux**

- RDC et 1ère étage :

$$P_1 = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 4.42 = \mathbf{27.625KN}$$

- Etage 1 :

$$P_2 = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.57 = \mathbf{22.312KN}$$

- Etage 2 et 3

$$P_3 = 0.45 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{17.2125KN}$$

- Etage 4et5 :

$$P_4 = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{15.49KN}$$

- Etage 6et7 :

$$P_5 = 0.4 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{13.77KN}$$

- Etage 8et 9:

$$P_6 = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{12.24KN}$$

- Poteau de la toiture :

$$P_7 = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3 = \mathbf{6.75KN}$$

- **Poids des cloisons double**

Sur la terrasse $P_c = (4.2 \times 2.86) \times 2.62 = 30.81KN$:

- **Poids de l'acrotère :** $p_{acrotère} = 4.33 \times (1.75 + 2.4) = 17.96KN$

- **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit Q_0

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

A partir du 6^{ème} étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage $6+0.5 \times Q$

DTR B.C 2.2 (6.3)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (1) sont représentés dans le tableau suivant :

• **Tableau II.11 : Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier :**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse	58.24	Q ₀ = 15.63
	Poutre principale	7.8	
	Poutre secondaire	10.52	
	Totale	76.26	
N ₁ *	N ₁	76.26	/
	Poids propre du poteau : 30x30	6.75	
	Totale	85.22	
N ₂	N ₁ *	83.01	25.83+15.63 =41.46
	Terrasse inaccessible corps creux	34.43	
	Mur extérieur	2.73	
	Escaliers	37.24	
	Poutres	25.37	
	Plancher corps creux	25.20	
	Totale	207.98	
N ₂ *	N ₂	207.98	/
	Poteau :40x40	12.24	
	Totale	220.22	
N ₃	N ₂ *	220.22	71.77
	Plancher étage courant	76.80	
	poutres	25.37	
	Volée	10.65	
	Dalle pleine	18.53	
	Murs extérieurs	4.59	
Totale	356.16		
N ₃ *	N ₃	356.16	/
	Poteau40x40	12.24	
	Totale	368.4	

N₄	N ₃ [*] poutres Plancher étage courant Volée Dalle pleine Mur extérieur	368.4 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	98.71
	Totale	504.34	
N₄[*]	N ₄ Poteau : 0.45× 0.4 Tapez une équation ici.	504.34 13.77	/
	Totale	518.11	
N₅	N ₄ [*] poutres Plancher étage courant Volée dalle pleine murs extérieurs	518.11 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	122.28
	Totale	654.05	
N₅[*]	N ₅ Poteau 40x45	654.05 13.77	/
	Totale	667.82	
N₆	N ₅ [*] poutres Etage courant Volée dalle pleine Murs extérieurs	667.82 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	142.49
	Totale	903.76	
N₆[*]	N ₆ Poteau 45x45	903.76 15.49	/
	Totale	919.25	
N₇	N ₆ [*] poutres Etage courant Volée dalle pleine Mur extérieur	919.25 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	159.33
	Totale	955.19	
N₇[*]	N ₇ Poteau45x45	955.19 15.49	/
	Totale	970.68	

N₈	N ₇ [*] poutres Etage courant Mur extérieur Volée Dalle pleine	970.68 25.37 76.8 18.53 10.65 4.59	176.17
	Totale	1106.64	
N₈[*]	N ₈ Poteau45x50	1106.64 17.20	/
	Totale	1123.84	
N₉	N ₈ [*] poutres Etage courant Mur extérieur Volée Dalle pleine	1123.84 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	193.01
	Totale	1234.41	
N₉[*]	N ₉ Poteau45x50	1234.41 17.20	/
	Totale	1251.61	
N₁₀	N ₉ [*] poutres Etage courant Mur extérieur Volée Dalle pleine	1251.61 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	209.85
	Totale	1387.55	
N₁₀[*]	N ₁₀ Poteau : 50.50	1387.55 22.31	/
	Totale	1409.86	
N₁₁	N ₁₀ [*] poutres Plancher étage commercial : 5.59 × 13.8 = Mur extérieur Volée Dalle pleine	1409.86 25.37 76.8 10.65 18.53 4.59	250.82
	Totale	1545.8	
N₁₁[*]	N ₁₁ Poteau50x50	1545.8 27.62	/
	Totale	1673.42	

❖ **L'effort normal ultime**

$G = 1673.42 \text{ KN}$ et $Q = 250.82 \text{ KN}$
 $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2500.34 \text{ KN} \Rightarrow$
 $N_u = 2500.34 \text{ KN}.$

II.5.1.2.Poteau (2) (central)

La surface afférente revenant au

Poteau est
 $S = S1 + S2 + S3 + S4$
 $S_g = 22.93 \text{ m}^2$
 $S_q = 22.45 \text{ m}^2$

$G = 1056.56 \text{ KN}$
 $Q = 409.34 \text{ KN}$
 $N_u = 2040.36 \text{ KN}$

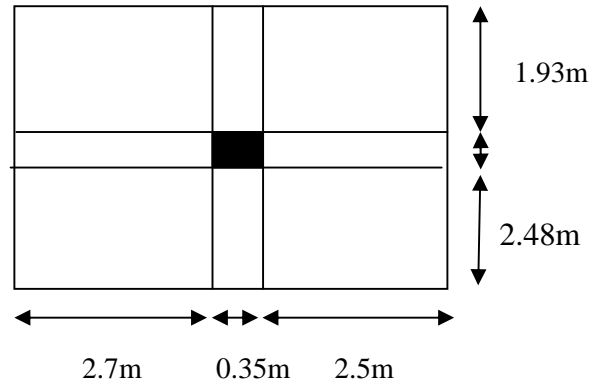


Figure II.18. Surface afférente du poteau P2

II.5.1.3.Poteau de rive

$G = 1203.94 \text{ KN}$
 $Q = 139.65 \text{ KN}$
 $N_u = 1834.80 \text{ KN}$

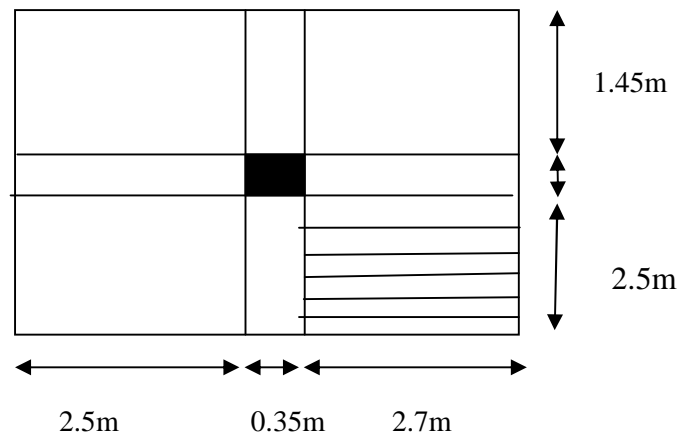


Figure II.19. Surface afférente du poteau P3

II.5.2.Pré dimensionnement

Les poteaux sont pré dimensionnés selon l'effort normal ultime maximal :

$N_u = \max (1834.8 ; 2040.35 ; 2500.34) \text{ KN}$

$N_u = 2500.34 \text{ KN}.$

Le pré dimensionnement se fait en vérifiant les conditions du CBA93 (compression, flambement) et du RPA99 (effort normal réduit).

II.5.3. vérification

II.5.3.1.Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

- $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$ Avec B : section du béton.
- **Remarque**

L'effort normale doit être majoré de 10% selon le **CBA93 (article B.8.11)** tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

- L'effort normal maximum $N = 2500.34$ KN, Donc : $N_u = 1.1 \times 2500.34 = 2750.38$ KN

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2750.38 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.183 m^2$$

On a $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 m^2$.

$B = 0.25 \geq 0.183 m^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau. II.12. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B$ calcule		observation
			B	B calculé	
RDC et 1 ^{ère}	2750.37	50*50	0.25	0.183	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2177.09	45*50	0.225	0.145	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	1864.51	45*45	0.2025	0.124	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	1193.46	45*40	0.18	0.079	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	932.26	40*40	0.16	0.062	vérifiée
terrasse	134.24	30*30	0.09	0.089	vérifiée

II.5.3.2. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{Longueur de flambement.} \\ l_0 : \text{Longueur du poteau.} \\ i : \text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \end{array} \right.$$

II.5.3.3. Vérification du poteau RDC

$$h_{RDC} = 4.42 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$L_0 = H \text{ d'étage libre} = h \text{ étage} - h_{poutre}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.22 = 2.95 \text{ m.} \\ B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2 . \\ I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 0.521 \times 10^{-2} \text{ m}^4 . \end{array} \right.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.521 \times 10^{-2}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.95}{0.144} = 20.48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{20.48}{35}\right)^2} = 0.79$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2750.37 \times 10^{-3}}{0.79 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.146 m^2$$

Or nous avons : $B_r = (50 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.226 m^2 \Rightarrow 0.226 > 0.158$
donc le poteau ne risque pas de flamber

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.13. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calculé		observation
			Br	Br calculé	
RDC et 1 ^{er}	2750.37	50*50	0.225	0.158	vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	2177.09	45*50	0.201	0.125	vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	1864.51	45*45	0.18	0.107	vérifiée
6, 7	1193.46	45*40	0.15	0.068	vérifiée
8 et 9	932.26	40*40	0.14	0.053	vérifiée
terrasse	134.24	30*30	0.075	0.007	vérifiée

II.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $40 \times 30 cm^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 cm^2$.
- ✓ Poteaux du RDC : $50 \times 50 cm^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1 : $50 \times 50 cm^2$.

- ✓ Poteaux des étages 2 et 3 : $45 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 6, 7 : $40 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 8 et 9 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux de terrasse : $30 \times 30 \text{cm}^2$

III.1.Calcul des planchers

III.1.1.plancher à corps creux

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

III.1.1.1.Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1) Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

❖ domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

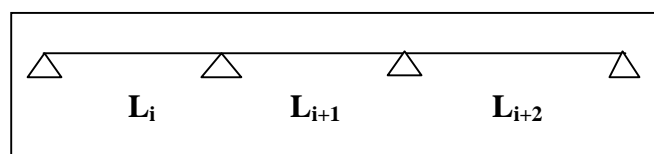


Figure III.1.1. Schéma d'une poutre continue

❖ Exposée de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.III.1.1),

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

Avec : $\alpha =$ coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Evaluation des moments

Le moment en travée M_t et en appui que se soit à droite (M_d) ou à gauche (M_g) doivent satisfaire

$$a. M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05(M_0), (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$b. \begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à

$-0.15M_0$, tel que $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n = nombre de travées d'une poutre.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

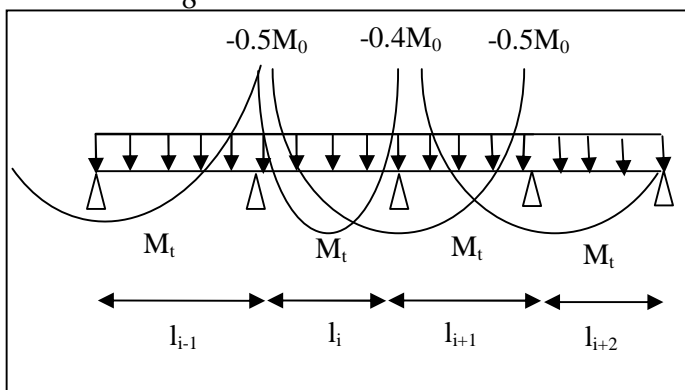


Figure III.1.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées

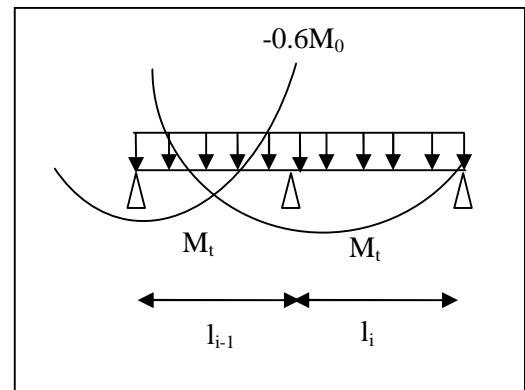


Figure III.1.3. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$

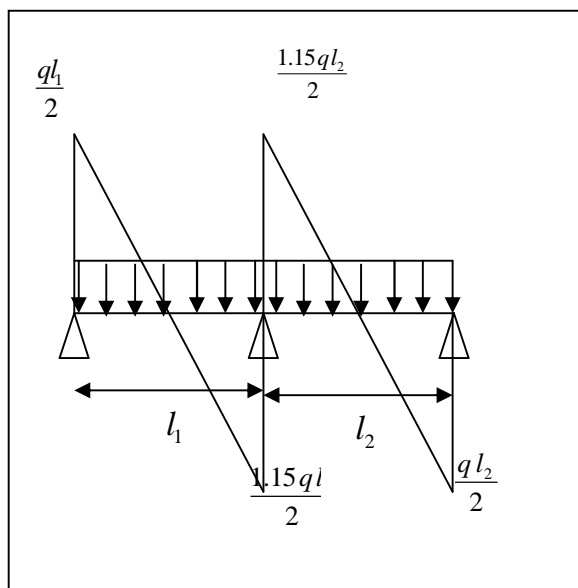


Fig.III.1.4. Effort tranchant sur une poutre à deux travées

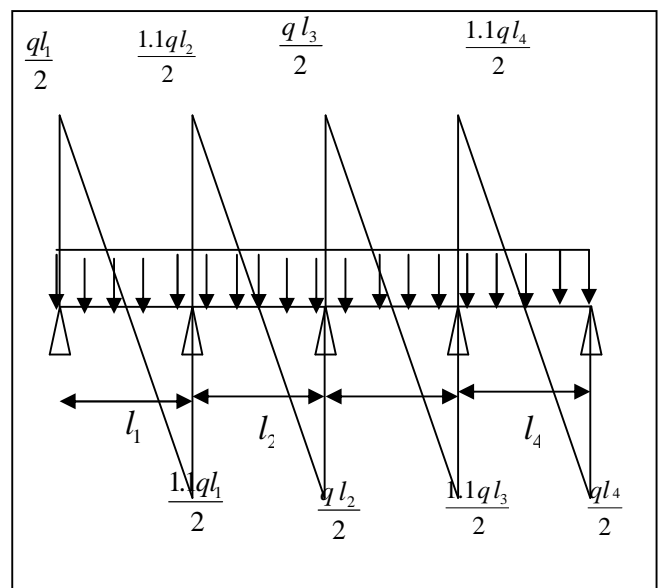


Fig.III.1.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

I.b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ Exposé de la méthode**• Evaluation des moments****✓ Moment sur appuis (M_i)**

$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

✓ Moment en travée (M_t) :

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• Effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec :

- M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.
- l : portée de la travée.

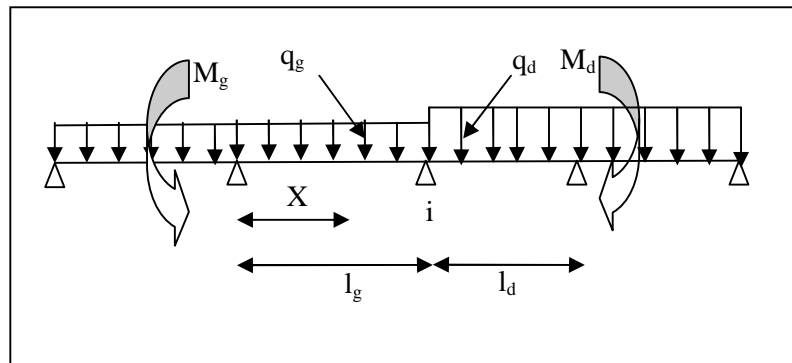
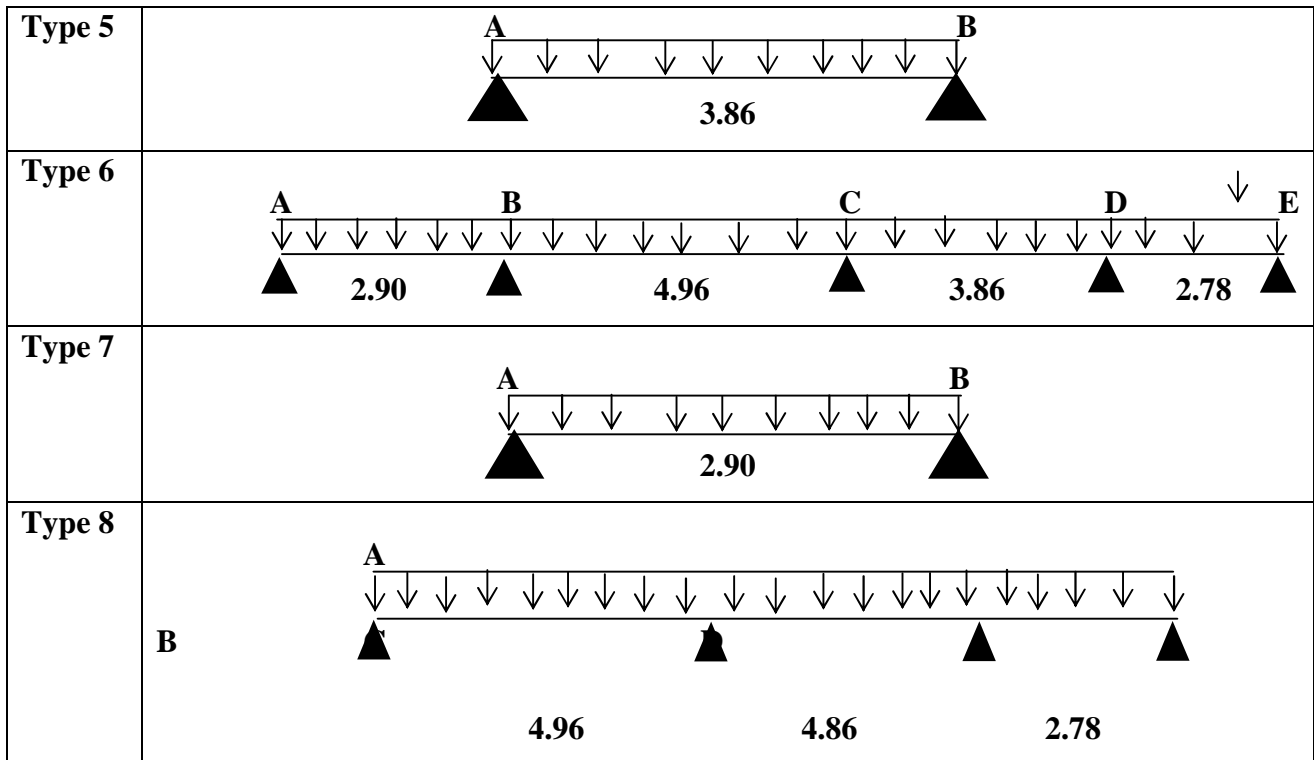


Figure III.1.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

2) Les différents types de poutrelles

Tableau III.1.1. Différent types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	



3) Calcul des charges revenant aux poutrelles

Tableau III.1.2. Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	q _u =(1.35G+1.5Q)*b (KN/ml)	q _s =(G+Q) b (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.463	1	0.55	4.13	3.00
Terrasse accessible	5.47	1.5	0.55	5.29	3.83
Étage courant	5.59	1.5	0.55	5.38	3.89
Plancher à usage commercial RDC et 1 ^{er} étage	5.59	5	0.55	8.27	5.82

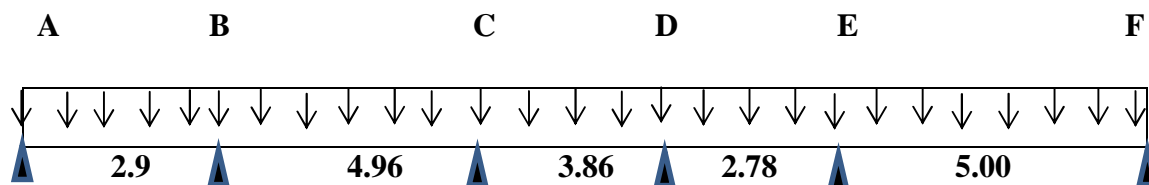
Avec :

b : largeur de la table des poutrelles (voir Figure. II.2. chapitre 2)

4) calcul des sollicitations

➤ Etage commerciale (RDC et 1^{er} étage)

• Type1



Caquot minorée

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u (\text{KN/m}) = 6.89 \\ q_s (\text{KN/m}) = 4.8 \end{array} \right.$$

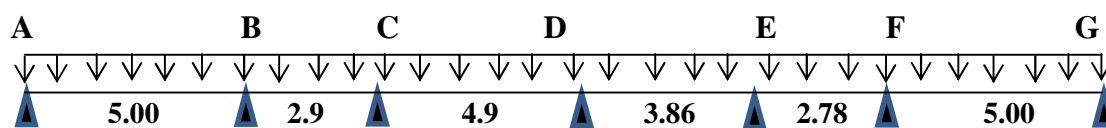
1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	-3.22	-2.25	8.46
Appui B	-10.25	-7.14	20.46
Appui C	-10.56	-7.35	-20.58
Appui D	-6.17	-4.3	-14.83
Appui E	-15.26	-10.63	23.74
Appui F	-3.22	-2.25	-17.63

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	1.02	4.32	3.07
Travée BC	2.47	15.04	10.66
Travée CD	2.06	7.12	5.07
Travée DE	0.99	-2.07	-1.39
Travée EF	2.86	18.79	13.27

- Type 2



Caquot minorée

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u \text{ (KN/m)} = 6.89 \\ q_s \text{ (KN/m)} = 4.8 \end{array} \right.$$

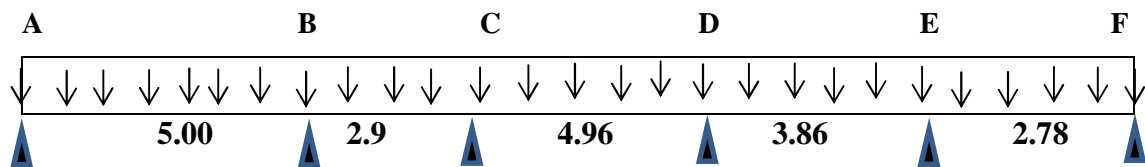
1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-3.22	-2.25	17.64
Appui B	-15.22	-10.60	-23.73
Appui C	-9.66	-6.73	20.34
Appui D	-10.56	-7.35	-20.70
Appui E	-6.17	-4.3	-14.83
Appui F	-3.64	-2.53	21.41
Appui G	-3.22	-2.25	-19.96

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	2.13	18.80	13.28
Travée BC	1.68	-3.52	-2.39
Travée CD	2.45	15.33	10.87
Travée DE	2.06	7.12	5.07
Travée EF	1.5	3.13	2.24
Travée FG	2.58	24.07	16.95

- Type3



Caquot minorée

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u \text{ (KN/m)} = 6.89 \\ q_s \text{ (KN/m)} = 4.8 \end{array} \right.$$

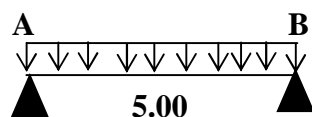
1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-3.22	-2.25	17.64
Appui B	-15.22	-10.60	-23.73
Appui C	-9.66	-6.73	20.34
Appui D	-10.56	-7.35	-20.70
Appui E	-7.03	-4.90	-15.05
Appui F	-0.99	-0.69	-8.97

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	2.13	18.80	13.28
Travée BC	1.68	-3.52	-2.39
Travée CD	2.45	15.33	10.87
Travée DE	2.04	6.66	4.75
Travée EF	1.69	4.86	3.44

- Type 4



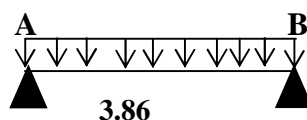
1/Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	7.75	5.46	20.69
Appui B	7.75	5.46	-20.69

2/Moment au niveau des appuis

	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	21.98	15.47

- Type 5



1/Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	4.62	3.25	15.97
Appui B	4.62	3.25	-15.97

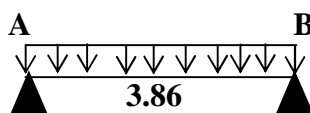
2/Moment au niveau des appuis

	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	13.10	9.22

➤ **Étage courant**

Après l'application de la méthode de Caquot nous avons trouvé les résultats suivants :

• **Type 5**



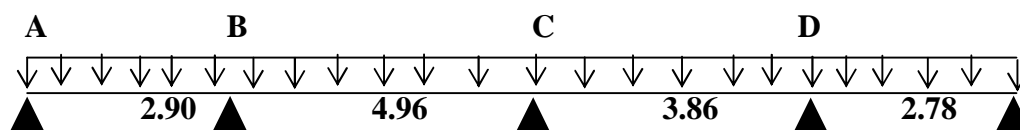
1/Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	3.01	2.17	10.39
Appui B	3.01	2.17	-10.39

2/Moment au niveau des appuis

	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	8.52	6.17

• **Type 6**



Caquot minorée

$$\begin{cases} q_u \text{ (KN/m)} & = 4.00 \\ q_s \text{ (KN/m)} & = 2.87 \end{cases}$$

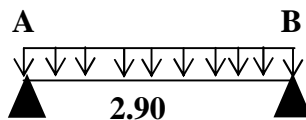
1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-0.63	-0.45	5.75
Appui B	-5.95	-4.27	13.32
Appui C	-6.13	-4.40	-13.39
Appui D	-4.09	-2.93	-9.86
Appui E	-0.63	-0.45	-6.01

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1.06	3.07	2.24
Travée BC	2.47	10.52	7.65
Travée CD	2.02	4.94	3.61
Travée DE	1.66	3.36	2.44

- **Type 7**

**1/Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

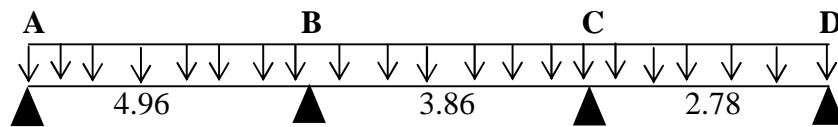
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	1.69	1.23	7.81
Appui B	1.69	1.23	-7.81

2/Moment au niveau des appuis

	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4.81	3.48

➤ Terrasse inaccessible.

• TYPE 8



Caquot minorée

$$\begin{cases} q_u(\text{KN/m}) = 3.03 \\ q_s(\text{KN/m}) = 2.18 \end{cases}$$

1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

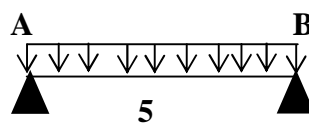
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.39	-1	8.91
Appui B	-6.71	-4.84	-11.61
Appui C	-3.09	-2.23	-7.05
Appui D	-1.39	-1	-4.63

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	2.15	9.59	6.97
Travée BC	2.15	2.90	2.13
Travée CD	1.65	2.6	1.89

➤ Terrasse accessible

• Type 4



1/Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	4.95	3.59	13.24
Appui B	4.95	3.59	-13.24

2/Moment au niveau des appuis

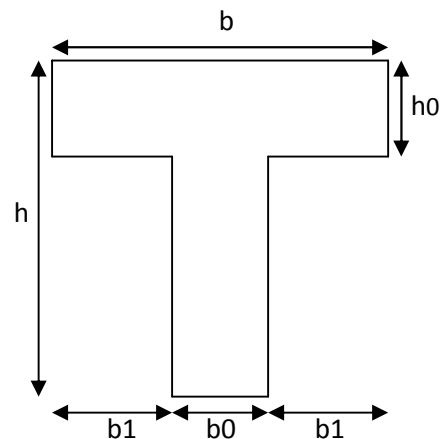
	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	14.07	10.18

5) Calcul du ferrailage des poutrelles➤ **Plancher du RDC et 1^{er} étage**❖ **Sollicitations maximales**• **à l'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ rive}} = 3.22 \text{ KN/m} \\ M_{a \text{ inter}} = 15.26 \text{ KN/m} \\ M_t = 18.79 \text{ KN/m} \\ V = 23.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ rive}} = 2.25 \text{ KN/m} \\ M_{a \text{ inter}} = 10.63 \text{ KN/m} \\ M_t = 13.27 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$



A. Armature longitudinales**a) Ferrailage en travée**

Le calcul se fera pour une section en Té soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

Si $M_t \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcul une section rectangulaire $b \times h$.

Si : $M_t > M_{tu}$ on calcul une section en Té.

✓ Calcul des armatures

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $d = h - c = 18 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = 14.2 \times 10^3 \times 0.55 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 49.98 \text{ KN.m.}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.79 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.074 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0.$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.096) = 0.173$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{18.79 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

b) En appuis intermédiaires

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.060 \\ \alpha = 0.077 \\ z = 0.174 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

c) En appuis de rive :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.015 \\ \alpha = 0.018 \\ z = 0.178m \\ A_a = 0.612 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} \text{En travées : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.55 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appuis : } A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\text{calculé}} > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifier

B. Armatures transversales

Donc pour vérifier cette condition, on opte le ferrailage suivant :

$$\begin{cases} A_t = 2T14 + 1T12 = 4.21 \text{ cm}^2 & \text{en travée} \\ A_a^{\text{riv}} = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2 & \text{en appui de rive} \\ A_a^{\text{int}} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2 & \text{en appui intermédiaire} \end{cases}$$

a) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.2f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{23.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.31 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée (y'a pas risque de rupture par cisaillement).

b) Choix des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversal est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right].$$

ϕ_1 = diamètre minimale des armatures longitudinales ($\phi_1 = 10 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right] = 5.71 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un étier ϕ_6 .

La section d'armature transversale sera :

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

c) Escapement S_t

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \min [0.9 \times d; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm.} \\ S_t \leq A_t \times \frac{0.8f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)} \end{cases}$$

Flexion simple

$K=1 \Rightarrow$ Fissuration peu nuisible

Pas de risque de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (armatures droites)

$$\begin{cases} S_t \leq A_t \times \frac{0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)} = 19.82 \text{ cm.} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min [16.2; 19.82; 57] = 16.2 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

d) Vérification à la contrainte de cisaillement à la Jonction table-nervure

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times d \times h_0 \times b} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{0.228 \times 23.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.04 \times 0.55} = 1.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.} \dots \dots \text{Condition vérifiée (y'a}$$

pas risque de rupture par cisaillement).

e) Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

Appuis de rives :

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq 1.15 \times \frac{v_u}{f_e} \quad [\text{BAEL91ver99}]$$

$$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$\left. \begin{aligned} AL &= 2T14 + 1T12 + 1T10 = 5 \text{ cm}^2 \\ 1.15 \times \frac{23.74}{40} &= 0.68 \text{ cm}^2. \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la bille de compression :

On doit vérifier que : $v_u \leq 0.267 \times a \times b_o \times f_{c28}$. (Art A.5.1, 313 [BAEL 91])

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$.

$$v_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow v_u = 23.74 \text{ kN} \leq 108.13 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.4.5.2 [DTR BC-2.41]})$$

En travée :**Position de l'axe neutre :**

$$H = b \times \frac{h_o^2}{2} - 15 A (d - h_o).$$

$$H = 0.55 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.21 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -4.44 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$H < 0$ (Alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow Calcule comme une section en Té.

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + [15(A + A') + (b - b_o) h_o] y - 15[A \times d + A' \times d'] - (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} = 0.$$

$$27.5y^2 + [15 \times 4.21 + (55 - 10) \times 4]y - 15 \times [4.21 \times 18] - (55 - 10) \times 4 / 2 = 0$$

$$27.5y^2 + 242.7y - 1218.6 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.58\text{cm}$.

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A (d-y)^2 + 15A' (d'-y)^2 = 0.$$

$$I = 18.33 \times 3.58^3 + \frac{(55-10)(3.58-4)^3}{3} + 15 \times 4.21 \times (18-3.58)^2 = 13961.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.27 \times 10^{-3}}{13888.51 \times 10^{-8}} \times 0.0358 = 3.41 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 10.63 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d-h_0).$$

$$H = 0.55 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18-0.04) = -2.71 \times 10^{-4} \text{ m}.$$

$H < 0$ (Alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow Calcule comme une section en T.

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + [15(A+A') + (b-b_0) h_0] y - 15[A \times d + A' \times d'] - (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0.$$

$$27.5y^2 + [15 \times 3.08 + (55-10) \times 4] y - 15 \times [3.08 \times 18] - (55-10) \times 4/2 = 0$$

$$27.5y^2 + 230.85y - 1005.3 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2.98\text{cm}$.

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A (d-y)^2 + 15A' (d'-y)^2 = 0.$$

$$I = 18.33 \times 2.98^3 + \frac{(55-10)(2.98-4)^3}{3} + 15 \times 3.08 \times (18-2.98)^2 = 10884.76 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.63 \times 10^{-3}}{13888.51 \times 10^{-8}} \times 0.0316 = 2.91 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

Etat limite d'ouverture des fissures :(Art B.6.3) [DTR BC-2.41]

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire.

Etat limite de déformation : (Art A.6.6. [DTR BC-2.41])

Les déformations des éléments du plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, et si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche. $\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$.

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

$$\text{Dont : } f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

- **Evaluation des moments en travées :**

Les propriétés de la section : $A = 4.21 \text{ cm}^2$; $y = 3.58 \text{ cm}$; $I = 13888.51 \text{ cm}^4$.

Valeur limite de la flèche :(CBA93.art(B.6.5.3)) :

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q)$: la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 (q_{jser} \times l^2) / 8 \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 (q_{pser} \times l^2) / 8; \quad M_{gser} = 0.75 (q_{gser} \times l^2) / 8$$

Donc : $q_{jser} = 0.55 \times 2.85 = 1.56 \text{ KN/m}$.

$$q_{gser} = 0.55 \times 5.59 = 3.07 \text{ KN/m.}$$

$$q_{pser} = 0.55 \times (5.59 + 5) = 5.82 \text{ KN/m.}$$

$$M_{jser} = 0.75 (1.56 \times 5^2) / 8 = 3.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_{gser} = 0.75 (3.07 \times 5^2) / 8 = 7.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pser} = 0.75 (5.82 \times 5^2) / 8 = 13.64 \text{ KN.m.}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

- La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.36 \text{ cm}$
- La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.77 \text{ cm}$

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est

limitée à : $\frac{l}{500}$ si la portée $l \leq 5 \text{ m}$.

Sinon à : $0.005 + \frac{l}{500}$

Dans notre cas on a : $l = 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$.

- La flèche totale $\Delta f_t = 0.72 \text{ cm} < f_{adm} = 1 \text{ cm}$ c'est vérifiée

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants ;

Tableau.III.1.3. ferrailage des poutrelles

Type de poutrelles	Ferrailage en travée				Ferrailage en app ^{int}				Ferrailage en app ^{rive}			
	μ_{bu}	α	Z (m)	A (Cm ²)	μ_{bu}	α	Z (M)	A (Cm ²)	μ_{bu}	α	Z (M)	A (Cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	2	$M_t = 24.07 \text{ Kn.m}$			$M_a^{\text{int}} = 15.22 \text{ Kn.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 3.22 \text{ Kn.m}$			
		0.095	0.125	0.179	4.04	0.06	0.077	0.174	2.50	0.012	0.016	0.178
	3	$M_t = 18.76 \text{ kn.m}$			$M_a^{\text{int}} = 15.33 \text{ kn.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 3.22 \text{ Kn.m}$			
		0.074	0.096	0.173	3.11	0.06	0.07	0.174	2.52	0.012	0.016	0.178
	4	$M_t = 21.98 \text{ kn.m}$							$M_a^{\text{rive}} = 7.75 \text{ kn.m}$			
		0.086	0.113	0.171	3.67					0.030	0.038	0.177
5	$M_t = 13.10 \text{ Kn.m}$							$M_a^{\text{rive}} = 4.62 \text{ Kn.m}$				
	0.051	0.066	0.175	2.14					0.018	0.023	0.178	0.74
Etage courant	6	$M_t = 10.52 \text{ Kn.m}$			$M_a^{\text{int}} = 6.13 \text{ kn.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 0.63 \text{ Kn.m}$			
		0.04	0.053	0.176	1.71	0.024	0.03	0.177	0.99	0.002	0.003	0.179
	7	$M_t = 4.81 \text{ Kn.m}$							$M_a^{\text{rive}} = 1.69 \text{ Kn.m}$			
		0.019	0.023	0.178	0.77					0.006	0.008	0.179
	5	$M_t = 8.52 \text{ kn.m}$							$M_a = 3.01 \text{ kn.m}$			
		0.033	0.042	0.042	1.38					0.011	0.014	0.178
Terrasse inaccessible 8	$M_t = 9.59 \text{ kn.m}$			$M_{\text{int}} = 6.71 \text{ kn.m}$				$M_a = 1.39 \text{ kn.m}$				
	0.037	0.04	0.176	1.56	0.026	0.033	0.177	1.08	0.005	0.006	0.179	0.22
Terrasse accessible 4	$M_t = 14.07 \text{ kn.m}$							$M_a = 4.95 \text{ kn.m}$				
	0.055	0.071	0.174	2.31					0.019	0.023	0.178	0.79

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

Tableau.III.1.4 ferrailage adopté des poutrelles

poutrelles	type	position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
			$A_{calculée}$ cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Type de barres	A_l cm^2	A_t	S_t cm
RDC et 1 ^{er} étage	2	travée	4.04	1.19	4.04	2T14+1T12	4.21	2Φ6	15
		App inter	2.5	0.21	2.5	2T14	3.08		
		App rive	0.51	0.21	0.51	1T10	0.79		
	3	travée	3.11	1.19	3.11	2T14+1T12	4.21		
		App inter	2.52	0.21	2.52	2T14	3.08		
		App rive	0.51	0.21	0.51	1T10	0.79		
	4	travée	3.67	1.19	3.67	2T14+1T12	4.21		
		App rive	1.25	0.21	1.25	1T14	1.54		
	5	travée	2.14	1.19	2.14	3T12	3.39		
		App rive	0.74	0.21	0.74	1T10	0.79		
Etage courant	6	travée	1.71	1.19	1.71	3T10	2.37	2Φ6	15
		App inter	0.99	0.21	0.99	2T10	1.58		
		App rive	0.1	0.21	0.1	1T8	0.5		
	7	travée	0.77	1.19	0.77	3T8	1.51		
		App rive	0.27	0.21	0.27	1T8	0.5		
	5	travée	1.38	1.19	1.38	3T10	2.37		
		App rive	0.48	1.21	0.48	1T10	0.79		
terrasse inaccessible	8	travée	1.56	1.19	1.56	3T10	2.37	2Φ6	15
		App int	1.08	0.21	1.08	2T10	1.58		
		App rive	0.22	0.21	0.22	1T8	0.5		
terrasse accessible	4	travée	2.31	1.19	2.31	2T12+1T8	2.76	2Φ6	15
		App rive	0.79	0.21	0.79	1T12	1.13		

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

Tableau.III.1.5 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

	EFFORT TRANCHANT		ARMATURES LONGITUDINAL AUX APPUIS		JONCTION TABLE-NERVURE
	LA BILLE	CISAILLEMENT	$A \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$
	$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$			
Terrasse ina	$11.61 \leq 108$	$0.645 \leq 3.33$	2.08 > 0.33		$0.73 \leq 3.33$
Terrasse acc	$13.24 \leq 108$	$0.735 \leq 3.33$	1.13 > 0.38		$0.83 \leq 3.33$
E.courant	$13.39 \leq 108$	$0.743 \leq 3.33$	2.08 > 0.38		$0.84 \leq 3.33$
E.commerc	$23.75 \leq 108$	$1.319 \leq 3.33$	3.87 > 0.76		$1.49 \leq 3.33$
obs	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Aucune vérification	vérifiée

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.1.6. Vérification à l'état limite de compression du béton

poutrelles	type	position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm ²	y m	$I \times 10^{-4}$ m ⁴	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	observation
Etage commercial	2	En travée	16.95	4.21	3.58	1.3961	4.35	15	vérifiée
		En App	10.60	3.87	3.41	1.3072	2.77	15	vérifiée
étage courant	6	En travée	7.65	2.37	2.55	0.8741	2.23	15	vérifiée
		En App	4.40	2.08	3.98	0.729	2.40	15	vérifiée
Tarasse inaccessible	8	En travée	6.97	2.37	2.55	0.8741	2.03	15	vérifiée
		En App	4.84	2.08	3.98	0.729	2.64	15	vérifiée
Tarasse inaccessible	4	En travée	10.18	2.76	2.79	0.9941	2.86	15	vérifiée
		En App	3.59	1.13	3.03	0.431	2.52	15	vérifiée

Les résultats de L'Evaluation de la flèche Pour les autres types de poutrelles les plus défavorables de chaque étage sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.1.7. de L'Evaluation de la flèche

poutrelles	type	L_{max} (m)	q_j Kn/m	q_g Kn/m	q_p Kn/m	M_j^{ser} Kn.m	M_g^{ser} Kn.m	M_p^{ser} Kn.m
RDC et 1 ^{er} Etage	2	5	1.56	3.07	5.82	3.65	7.19	13.64
Etage courant	6	4.96	1.56	3.07	3.89	3.59	7.08	8.97
Terra inacc	8	4.96	1.56	2.45	3	3.59	5.65	6.91
Terra acc	4	5	1.56	3.07	5.82	3.65	7.19	13.64

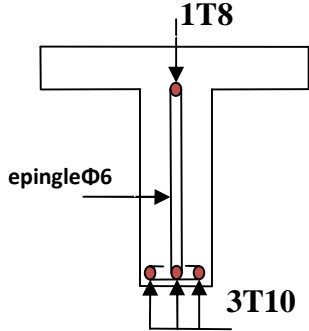
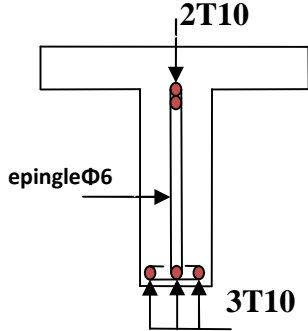
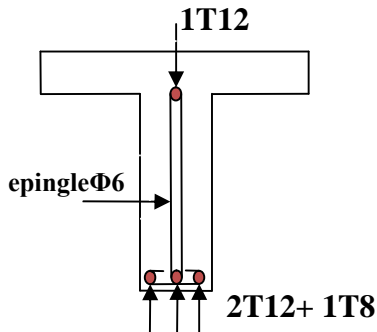
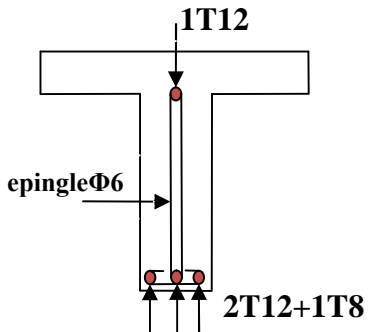
poutrelles	type	f_{qg} mm	f_{vg} mm	Δ mm	f_{adm} mm	obs
RDC et 1 ^{er} Etage	2	7.80	3.68	7.24	10	vérifiée
Etage courant	6	5.73	3.97	5.14	9.92	vérifiée
Terra inacc	8	3.28	2.79	2.69	9.92	vérifiée
Terra acc	4	10.49	4.19	9.87	10	vérifiée

- **Schéma de ferrailage des poutrelles.**

Le schéma de ferrailage de différentes poutrelles sont représentés dans les tableau suivant

Tab.III.1.8.Schéma de ferrailage des poutrelles.

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive et travée	Appui intermédiaire et travée
RDC et 1 ^{er} étage	<p>1T10 epingleΦ6 2T14+ 1T12</p>	<p>2T14 epingleΦ6 2T14+ 1T12</p>
Etages courants	<p>1T8 epingleΦ6 3T10</p>	<p>2T10 epingleΦ6 3T10</p>

<p>Terrasse inaccessible</p>		
<p>Terrasse accessible</p>		

III.2 Ferrailage de l'acrotère :

III.2.1. Pour la terrasse inaccessible :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse ; ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{\text{inacc}} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0685 \text{m}^2.$$

- Le calcul se fera pour une bonde de 1ml de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composé.

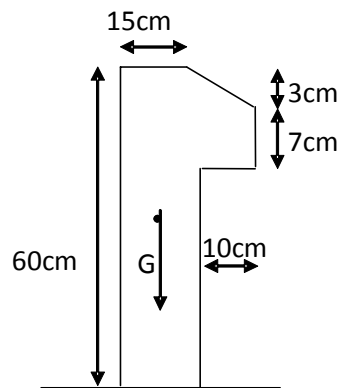


Figure. III.2.1: Vue en plan d'un

III.2.1.1. Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.71 \text{KN}$.

Poids d'enduit extérieur (ciment : $e=1.5$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.18 \text{KN}$.

Poids d'enduit intérieur (ciment : $e=2$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.24 \text{KN}$.

$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.13 \text{KN}$.

$Q = 1 \text{KN}$.

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 6.2.3)}.$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage2, Zone IIa, $A = 0.15$).

C_p = Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p = Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 0.76 \text{KN}$.

Le centre de gravité de la section est $G (X_g, Y_g)$:

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.062\text{m.} \\ Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.33\text{m.} \end{cases}$$

III.2.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.13 \text{ KN.} \\ N_Q = 0. \\ N_{Fp} = 0. \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0. \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.} \\ M_{Fp} = F_p \times y_g = 0.25 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.2.1.3. Combinaison d'action :

Tableau III.2.1: Combinaison d'action pour acrotère de terrasse inaccessible.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.13	1.35*2.13=2.87	2.13
M (KN.m)	0.6+0.25=0.85	1.5*0.6=0.9	0.6

III.2.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$$N_u = 2.87 \text{ KN}, M_u = 0.9 \text{ KN.m.}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a: } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.31 \text{ m.} \\ \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m.} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que : e_a = Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 = Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{h}{250} \right) = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \Phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : $\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0.$

Φ : c'est le rapport de déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

l_f : longueur de flambement : $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}.$

h_0 = hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm}.$

Donc :

$$e_2 = 0.0086 \text{ m}, e_a = 0.02 \text{ m}, e_1 = 0.31 \text{ m}, e = e_1 + e_2 + e_a = 0.338\text{m}$$

III.2.1.5. Ferrailage de la section :

À l'ELU

$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}.$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 2.87 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 0.97\text{KN.m}$$

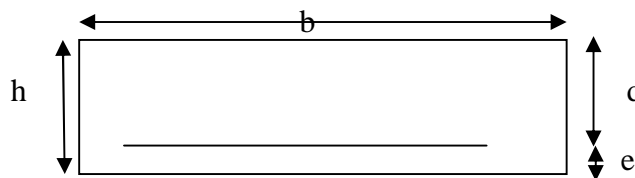


Figure.III.2.2 : section à ferrailer

Selon le BAEL91 :

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{ua} = 0.97 + 2.87(0.08 - 0.1/2) = 1.056 \text{ KN.m}$$

$$M_{bu} = M_{ua} / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2\mu_b u)}] = 0.014$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A = M_{ua} / (z.f_{st}) = 0.381 \text{ cm}^2$$

⇒ La section à la flexion composé sera : $A_s = A - (N_u / f_{st}) = 0.307 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à l'ELU:**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd (f_{t28} / f_c) = 0.96 \text{ cm}^2$$

On trouve : $A_s < A_{\min} \Rightarrow$ on prend $A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$, On choisit : **4T8 = 2.01 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4T6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

Calcul des espacements :

-**Les armatures principales :** $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

-**Les armatures de répartition :** $S_t \leq 80 / 3 = 26.66 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau \leq \tau_u = \min (0.1f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b d) = (1.76 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.08) = 0.022 \text{ Mpa}$$

⇒ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifier (y'a pas risque de rupture par cisaillement).

➤ **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes :

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

$$A = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$by^2 / 2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = by^3 / 3 + 15A (d-y)^2 = 1350.46$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = (0.6 \times 10^{-3} \times 1.91 \times 10^{-2}) / (1350.46 \times 10^{-8}) = 0.848 \text{ pa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifier (y'a pas risque de fissuration du béton en compression).

➤ **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100x (A_s / bd) = 100x \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} (d-y) / I = 15 * 0.6 * 10^{-3} * (0.08 - 0.0191) / (1350.46 * 10^{-8}) = 40.58 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration nuisible donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 40.58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

III.2.1.6. Schéma de ferrailage

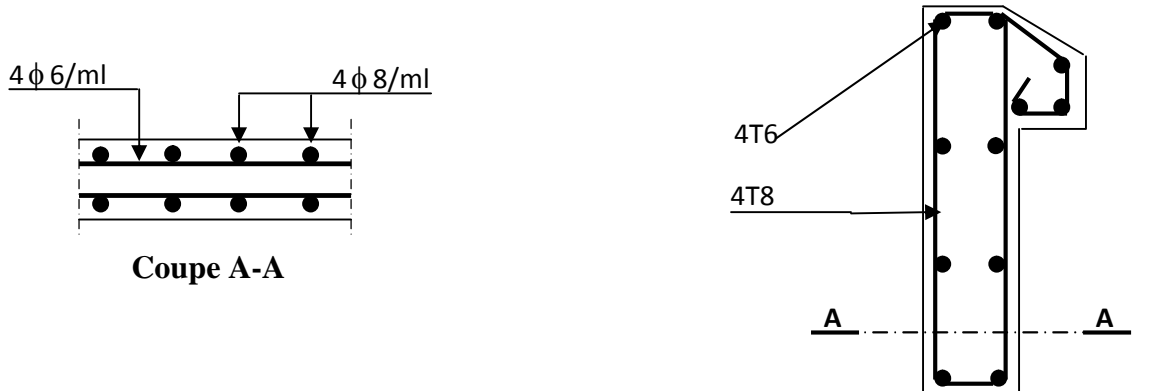


Figure III.2.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère terrasse inaccessible.

III .2.2.Pour terrasse accessible

III 2.2.1-Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

III2.2.2-Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 3.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

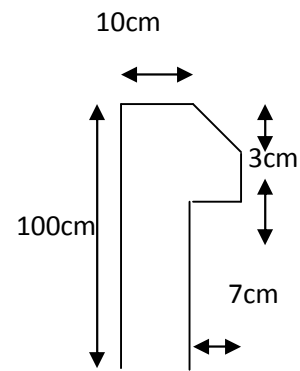


Figure III.2.4. Dimension de l'acrotère.

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3.11 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.11 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.3. Calcul de centre de gravité de la section :

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 5.76 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 50 + (10 \times 7) \times 93.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 98]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 53.47 \text{ cm}$$

III.2.2.4. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 3.11 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.5 \times 0.535 = 0.802 \text{ KN.m}$$

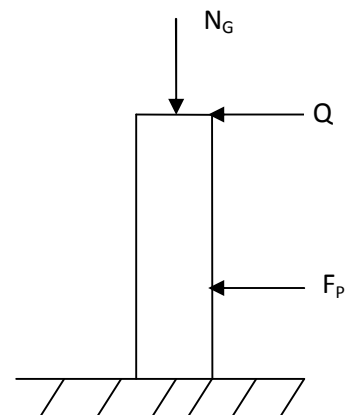


Figure III.2.5. Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2.5. Combinaisons d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau III.2.2: Combinaison d'action pour acrotère terrasse accessible.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.11	4.20	3.11
M (KN .m)	1.802	1.5	1

III.2.2.6. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{4.2} = 0.357 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.1666 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1

Par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.357m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0,357}{0,1}\right) = 0,714$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{0,1 \times 10^4} (2 + 0) = 0,024$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,357 + 0,02 + 0,024 = 0,401 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 4,2 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 4,2 \times 0,401 = 1,684 \text{ KN.m}$$

✚ À l'ÉLU :

$$N_u = 4,2 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,684 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1,684}{4,2} = 0,401 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,401 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{ho}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0199$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0251$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.656 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.656 - \frac{4.2 \times 10^{-3}}{348} = 0.655 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

-L'espaceur :

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.11} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.32 - 0.05 = 0.27 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.27^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27) = -0.222$$

$$m^2 \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.27^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27)^2 = -0.040 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.222 y_c - 0.040 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.27 \leq y_c \leq -0.17$$

$$y_c = -0.26 \text{ m}$$

$$y = -0.26 + 0.27 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.62 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -20.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

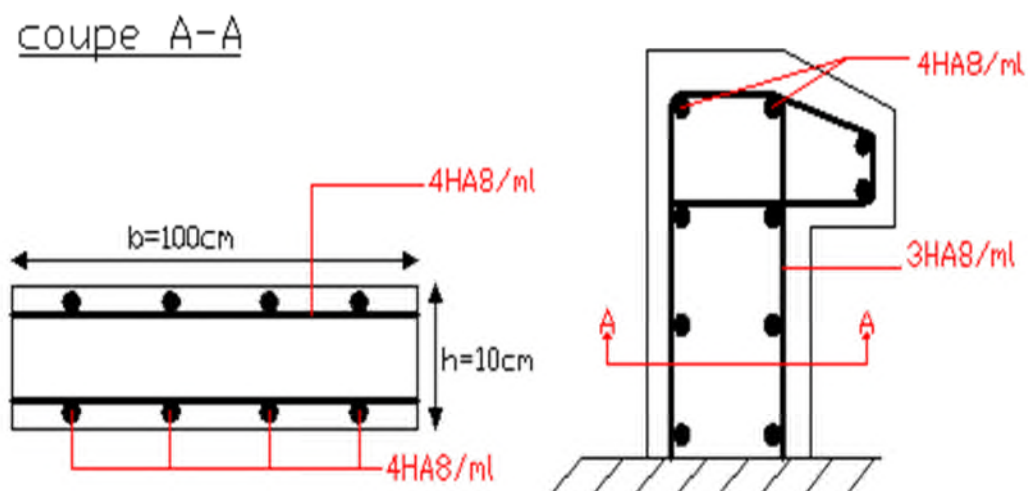


Figure III.2.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude de l'ascenseur :

III. 3.1. Définition et caractéristiques :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

- $V=1.6m/s \rightarrow$ vitesse de levage.

$$\left. \begin{matrix} P_m = 15KN \\ D_m = 51 KN \end{matrix} \right\} \text{charges dues au locale des machines}$$

- $F_c = 145 KN$: charge de la cuvette.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s * T_s = 2.40 * 220$ dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 15 + 51 + 6 \cdot 3 = 72,3 KN.$$

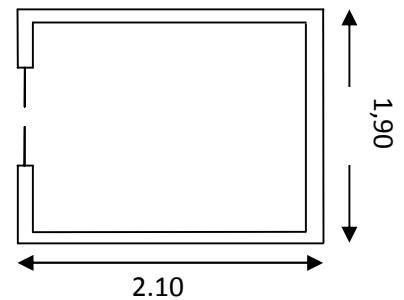


Figure III.3.1. Cage d'ascenseur

On définit deux types de dalles qui sont :

- 1) dalle du locale des machines.
- 2) dalle de la cuvette.

III.3.2. Calcul de la dalle du locale des machines :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h = 20 cm$.

On a $P = 72,3 KN$.

$h = 20 cm$: épaisseur de la dalle.

$h_0 = 4 cm$: revêtement en béton.

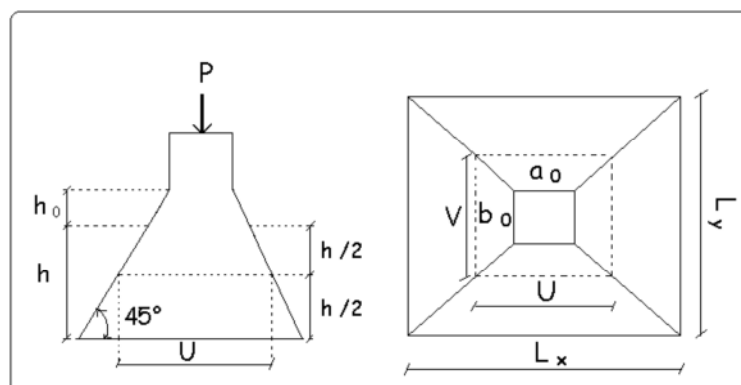


Figure.III.3.2.Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact

a_0 et U dimensions // $l_x=190$.

b_0 et V dimensions // $l_y=210$.

U et V les cotés du rectangle d'impact .

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

Avec : $U = a_0 + h + 2 \xi h_0$

$$V = b_0 + h + 2 \xi h_0$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) (BAEL)

$$a_0 = b_0 = 110 \text{ cm}$$

$$U = 110 + 20 + 2 \cdot 4 = 138 \text{ cm.}$$

$$V = 110 + 20 + 2 \cdot 4 = 138 \text{ cm.}$$

On voit bien que la surface d'impacte est inferieure a celle du panneau de dalle.

III.3.2.1. Calcul à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) \quad \text{BAEL91}$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1)$$

avec : ν : coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{190}{210} = 0,90 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{138}{190} = 0,726 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{138}{210} = 0,657$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,072$$

$$M_2 = 0,057$$

$$Pu = 1,35 \cdot 72,3 = 97,61 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97,61 \cdot 0,072 = 7,02 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97,61 \cdot 0,057 = 5,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$\rho = 0,9 > 0,4 \quad \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de V

$$\mu_x = 0.0456 \quad , \quad \mu_y = 0.7834$$

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

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,04 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0456 * 9,44 * (1.9)^2 = 1,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 * 1,55 = 1,21 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,77 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 6.77 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 8.57 = 7.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 8.57 = 2.57 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

- **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages :**

Tableau .III.3.1.Ferrillage de la dalle du local machine

Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptee (cm ²)
En travée (x)	7.28	1,17	4HA8=2.01
En travée (y)	5.75	0,97	4HA8=2.01
En appui	-2.57	0,43	4HA8=2.01

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,9 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) * 0,2 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au poinçonnement:**

Selon le BAEL 91 article A.5.2.42 page 63, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, c'est la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (138 + 138) = 552 \text{ cm}$$

$$0,045 * 5,52 * 0,2 * 25 * 10^3 / 1,5 = 828 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 97,61 \text{ KN} < 828 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié.}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

- **les espacements :**

$$\text{On doit vérifier : } S_{lx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{lx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ly} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{ly} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie que :

$$U = V \Rightarrow T_U = T_V = \frac{P_U}{3 * U_C} = \frac{97,61}{3 * 5,52} = 5,89 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_U}{b * d} = \frac{5.89 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.033 \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

III.3.2.2. Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 72.3 (0,072 + 0,2 * 0,057) = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 72.3 (0,057 + 0,2 * 0,072) = 5.16 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,9 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0528 \quad \mu_y = 0.8502$$

$$M_{x2} = 0.0528 * 6.88 * (1,8)^2 = 1,17 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0.8502 * 1.17 = 1 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travée et en appuis:

$$M_{tx} = 0,85 (6.03 + 1.17) = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (5.16 + 1) = 5.236 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 * M_x = -2.16 \text{ KN.m}$$

- État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul de y :** $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

▪ **Calcul de I :** $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.2.vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 2.16	2.7	1.1	15
Travées (x)	6.12	2.7	3.2	15
Travées (y)	5.236	2,7	2,7	15

- **État limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.3.3. Calcul de la dalle de la cuvette:

Les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale des machines.

III.3.3.1.Calcul a l'ELU :

- poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 5.88 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.90 \times 2.10} = 36.34 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 44.24 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow qu = 1.35G_{total} + 1.5 \times Q = 61.22 \text{ KN/ml}$$

$\rho = 0.9 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = 0,0456 * 61,22 * (1.8)^2 = 9,04 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,7834 \times 9,04 = 7,08 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, les calcul sont regroupés dans le tableau (tab.III.3.3) suivant :

- **Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages :**

Tableau .III.3.3.Ferrailage de la dalle de la cuvette

Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A _{adoptee} (cm ²)
En travée (x)	7.68	1,24	4HA8=2.01
En travée (y)	6.02	0,97	4HA8=2.01
En appui	-2.71	0,43	4HA8=2.01

➤ **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.9 \geq 0.4$$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 1.68 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$A_{y_{\min}} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

En appuis : $A_a = A_{\min} = 1.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho = 0.9 \geq 0.4 \Rightarrow V_u^x = \frac{P \times L_x}{3} = \frac{61.22 \times 1.9}{3} = 38.77 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 41.10 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^y = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.22 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

$$\tau_{bu}^x = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale.}$$

- **Espacement des armatures :**

Selon x: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Selon y : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

III.3.3.2 Vérification à l'ELS :

➤ **évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$\rho = 0.9 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y * M_x$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0528, \quad \mu_y = 0.8502$$

$$q_s = G + q$$

$$q_s = 45.24 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0.0528 * 45.24 * (1.9)^2 = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8502 * 8.62 = 7.32 \text{ KN.}$$

➤ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.3.4.vérification des contraintes

Localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 2.52	3	0.92	15
Travées (x)	7.32	3	2,6	15
Travées (y)	6.22	3	2.2	15

- **État limite de déformation :**
- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

III.3.4.Schéma de ferrailage :

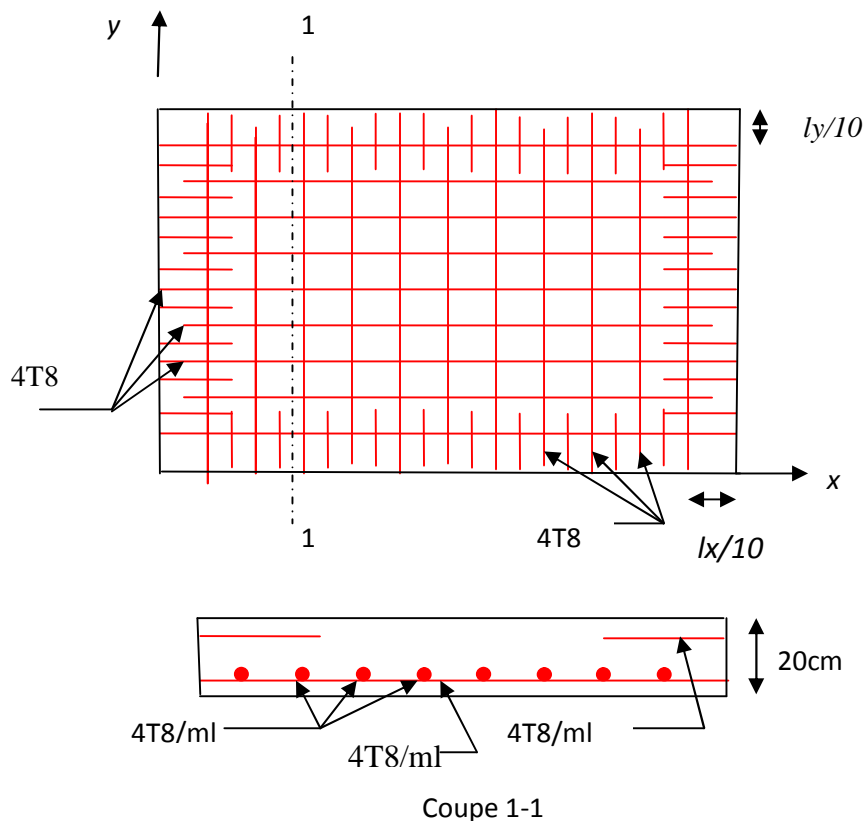


Figure.III.3.3.Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

III.4.Dalle pleine :

Les dalles sont des pièces minces et planes. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1,2 ,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant l_x)

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon les deux sens.

III.4.1.dalle sur 3appuis.

$$\rho = \frac{1.2}{5.2} = 0.23$$

$\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens

(flexion principale suivant l_x)

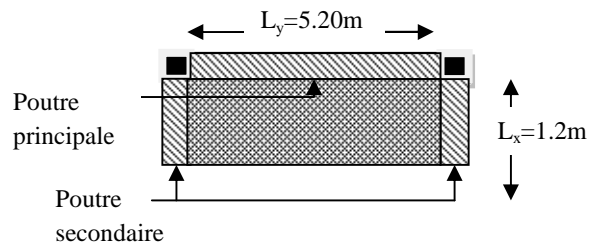


Figure III .4.1.Schéma de la dalle sur 3appuis.

$\rho = \frac{1.2}{5.20} = 0,23 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.

➤ **Evaluation des charges :**

$$G_1 = 4.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_1 = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Dalle plein})$$

$P' = 6.96 \text{ KN /ml}$ (la charge de double cloison)

$$P_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35(4.97) + 1.5(1.5) = 8.95 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G_1 + Q_1 = 4.97 + 1.5 = 6.47 \text{ KN/m.}$$

➤ **Les sollicitations :**

$$M_u = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$V_u = P_u \times l + P'$$

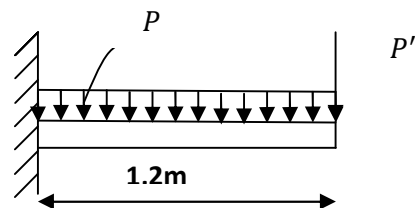


Figure.III.4.2. Schéma statique de la dalle

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$M_U = -\frac{8.95 \times 1,2^2}{2} - 1.35 \times 6.96 \times 1.2 = -17.71 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 8.95 \times 1.2 + 1.35 \times 6.96 = 20.13 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{6.47 \times 1,2^2}{2} - 6.96 \times 1.2 = -13.01 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 6.47 \times 1.2 + 6.96 = 14.72 \text{ K}$$

➤ **Ferraillage**

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , h = 14 \text{ cm} , d = 12 \text{ cm} , f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Tableau III.4.1. Ferraillage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
17.17	0,074	0,096	0,124	4.07	6HA10=4.74	15

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

- **armatures secondaires :**
 $A_t = A_l / 4 = 4.74 / 4 = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2.$$

$1,44 < 4,74 \text{ cm}^2$. c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$M_{\text{ser}} = -13,01 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4,74 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6,69 \times 10^{-4} \times 0,12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,64 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0,78366 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) = 232,85 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,2} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0039 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,11 > 0,085$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ Schémas de ferrailage

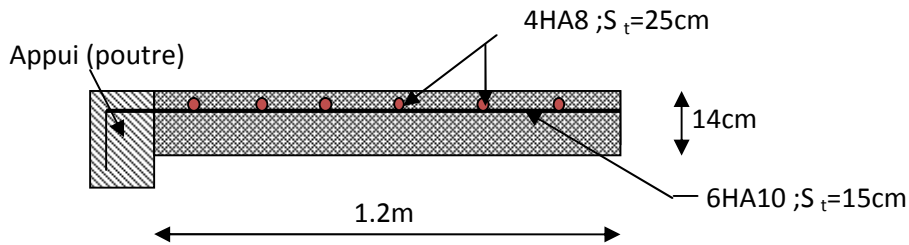


Figure.III.4.3.schéma de ferrailage de la dalle plein sur 3appuis.

III.4.2. balcon sur deux appuis perpendiculaires.

$$\rho = \frac{1.2}{3.89} = 0.41$$

$$\rho < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant } l_x)$$

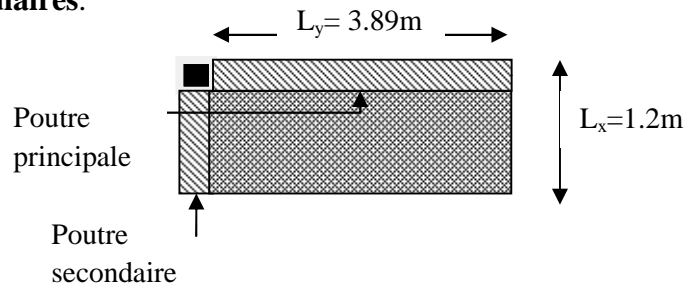


Figure.III.4.4.schéma de la dalle plein sur 2appuis.

➤ Evaluation des charges

$G_1 = 4.97 \text{ KN/m}$; $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$. (Dalle plein)

$P' = 1 \text{ KN}$ (la charge de garde corps)

$P_u = 1.35(G_1) + 1.5Q_1 = 1.35(4.97) + 1.5(3.5) = 11.95 \text{ KN/m}$

$P_s = (G_1) + Q_1 = (4.97) + 3.5 = 8.47 \text{ KN/m}$.

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$V_u = P_u \times l + P'$$

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$M_u = -\frac{11.93 \times 1,2^2}{2} - 1.35 \times 1 \times 1.2 = -10.20 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 11.93 \times 1.2 + 1.35 \times 1 = 15.66 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{8.47 \times 1.2^2}{2} - 1 \times 1.2 = -7.29 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 8.47 \times 1.2 + 1 = 11.16 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

• **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , h = 14 \text{ cm} , d = 12 \text{ cm} , f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Tableau III.4.2. Ferraillage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
10.20	0,042	0,054	0,127	2.30	4HA10=3.16	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

• **armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\text{On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$1.44 < 3.16 \text{ cm}^2. \text{ c'est vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$M_{ser} = -11.16 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.16 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6.69 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.56384 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 192.61 \text{ MPa}.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,2} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0026 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.11 > 0.085$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ **Schémas de ferrailage**

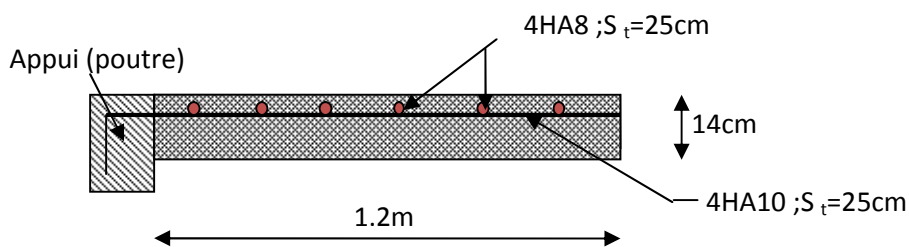


Figure.III.4.5.schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

III.4.3. Dalle pleine sur 4 appuis

❖ Panneau 1

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.4}{4.9} = 0.48 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon les deux sens.

➤ Evaluation des charges :

$$G=4.97 \text{ KN/m}^2, Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 14.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 11.47 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU

➤ Les sollicitations :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0994 & \text{Annexe 01} \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0994 \times 14.2 \times 2.4^2 = 8.13 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.25 \times 8.13 = 2.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réel :

En travée :

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 8.13 = 9.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 2.03 = 0.61 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 8.13 = -4.07 \text{ KN.m.}$$

➤ Le ferrailage :

$$\text{Section (b} \times \text{e)} = (1 \times 0.14)$$

Flexion simple : F.N ⇒ c : enrobage = 3 cm.

$$d_x = e - c = 0.14 - 0.03 = 0.11 \text{ m.}$$

$$d_y = d_x - \varnothing_x = 0.11 - 0.008 = 0.102 \text{ m.}$$

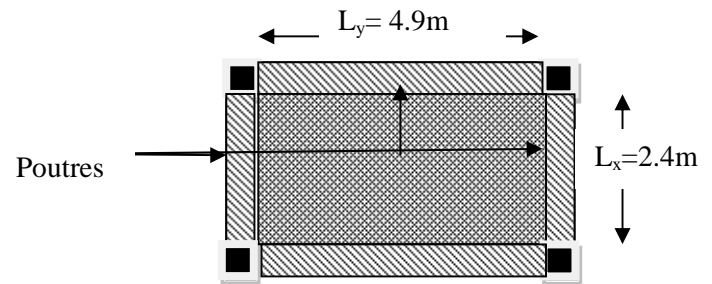


Figure III.4.6. Schéma de dalle sur 4 appuis panneau 1.

- **En travée :**

Sens xx : $M_t^x = 6.91 \text{ KN.m}$, $A_t^x = 1.84 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0.4$$

$$A_{\min}^x = \rho_s \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e. \quad (\text{Art.5.2}) [\text{RPA99}]$$

$$e \geq 12 \text{ cm} \text{ donc } A_{\min}^y = \rho_s \times b \times e$$

Pour l'acier fe E400 et $\emptyset > 6 \text{ mm}$ on prend $\rho_s = 0.0008$.

$$A_{t_x}^{\min} = \rho_s \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3-0.48)}{2} \times 100 \times 14$$

$$A_{t_x}^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow On ferraille avec A_t^x , On opte pour **4T8 = 2.01 cm²**

Sens yy :

$$M_t^y = 1.72 \text{ KN.m}$$
, $A_t^y = 0.45 \text{ cm}^2$

$$A_{t_y}^{\min} = \rho_s \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14$$

$$A_{t_y}^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$A_{t_y}^{\min} > A_t^y$, On opte pour **4T8 = 2.01 cm²**

- **En appui :**

$$M_a^x = -4.06 \text{ KN.m}$$
, $A_a = 1.07 \text{ cm}^2$

On opte pour **4T8 = 2.01 cm²**

- **Calcul de l'espacement :**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification :**

- **Vérification des diamètres des barres :**

$$\emptyset_x \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \emptyset_x \leq 14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{14.2 \times 2.4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.48}{2}} = 13.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times dx} = \frac{13.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.124 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifier (y'a pas risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\tau_u \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier (y'a pas d'armatures transversales)}$$

A L'ELS :

➤ **Les sollicitations :**

$$q_s = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases} \quad \text{Annexe [1]}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 = 0.1026 \times 9.97 \times 2.4^2 = 5.85 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.3491 \times 5.85 = 2.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réel :**

• **En travée :**

$$M_{tser}^x = 0.85 M_0^x = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 M_0^y = 1.73 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :** $M_{aser}^x = M_{aser}^y = -0.5 M_0^x = -2.92 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

• **En travée :**

Sens X-X : $M_{tser}^x = 4.94 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y : $M_{tser}^y = 1.73 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.29cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2687.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.48MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis :**

$$M_{aser}^x = -2.92KN.m; \quad A_s = 2.01cm^2$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 11 = 0$$

$$y = 2.29cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2687.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.49MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = 0.14/2.4 = 0.058 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{ce n'est pas vérifier} \\ \frac{ht}{l} = 0.058 \leq \frac{Mt}{10 \times M0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{ce n'est pas vérifier} \\ \frac{A}{b \times d} = 2.01/100 \times 11 = 0.0018 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{c'est vérifier} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de flèche dans la dalle est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

- **Sens x-x**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{2.4}{500} = 0.672 \text{ cm}$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Evaluation des moments en travée**

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = \text{KN}/\text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.97 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.97 + 5) = 9.97 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.1026 \times 3.5 \times 2.4^2 = 2.06 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.1026 \times 4.97 \times 2.4^2 = 2.93 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.1026 \times 9.97 \times 2.4^2 = 5.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.06 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 2.93 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 5.89 = 4.97 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.51 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.17 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.076 \text{ cm} < f_{adm} = 0.48 \text{ cm}$ vérifiée

- **Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{ly} = \frac{14}{490} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifié.} \\ \frac{h}{ly} = \frac{14}{490} = 0.028 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifié.} \\ \frac{A}{b_0 \times d_y} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.102} = 0.00197 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Evaluation des moments en travée

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = (4.97 + 5) = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 1.73 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.074 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.024 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.0823 \text{ cm} < f_{adm} = 0.98 \text{ cm}$ vérifiée

➤ SCHEMA DE FERRAILLAGE

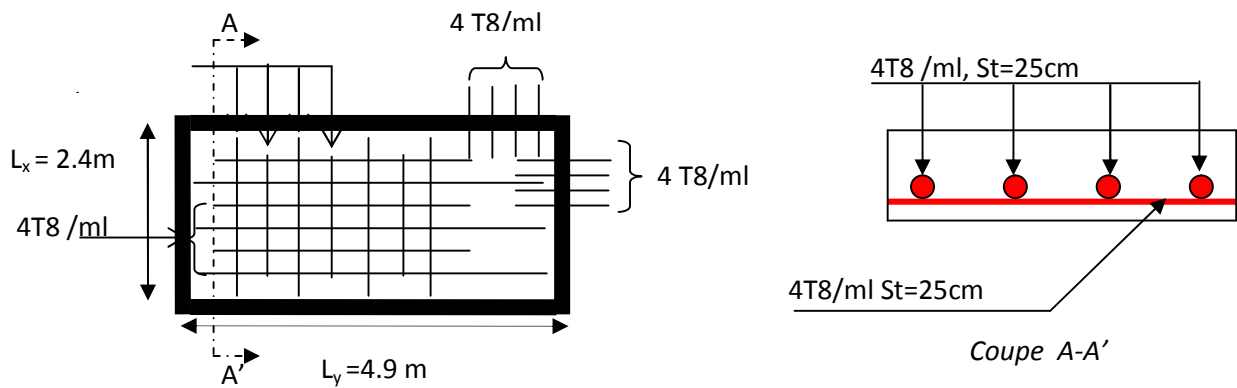


Figure III.4.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis panneau 1.

❖ Panneau 2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{5.2} = 0.38 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon un sens.

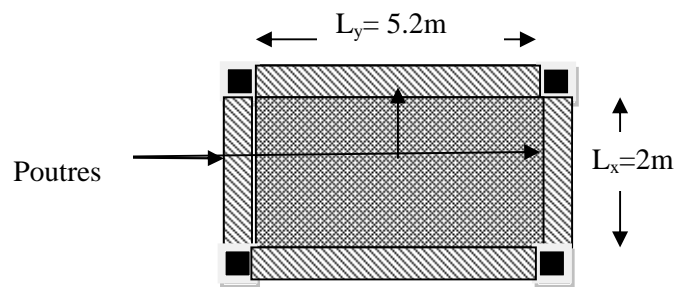


Figure. III.4.8 : Schéma de dalle sur 4 appuis panneau 2.

➤ Evaluation des charges :

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 14.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$M_{0u}^x = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{14.2 * 2^2}{8} = 7.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{9.97 * 2^2}{8} = 4.98 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 * M_{0u}^x = 6.03 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0.4 * M_{0u}^x = 3.55 \text{ KN.m}$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} = 14.2 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.4.3.Ferraillage adopté pour panneau 2.

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Travée	6.03	0.035	0.044	0.108	1.60	4HA8=2.01
appui	3.55	0.02	0.026	0.108	0.93	4HA8=2.01

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 1.005 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

• **Calcul des espacements :**

$$S_{tx} = \min(33 \text{ cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 25 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45 \text{ cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25 \text{ cm} .$$

➤ **Vérifications :**

• **La condition de non fragilité :**

$$e = 12 \text{ cm et } \rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e .$$

$$A_{min} = 0,0008 * 1 * 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2 < A_r \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.129 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} .$$

A l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y \quad ; \quad y = 2.29 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 205.94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation : [RPA99]**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{2} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$\frac{h}{l} < \frac{4.23}{10 * 4.95} = 0.085 .$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{2.01}{100 * 11} = 0.0018 < \frac{4,2}{400} = 0.0105 .$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire .

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{200}{500} = 0.4 \text{ cm}$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.97 + 5) = 9.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 1.73 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.074 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.024 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.0823 \text{ cm} < f_{adm} = 0.4 \text{ cm}$ vérifié.

➤ Schémas de ferrailage

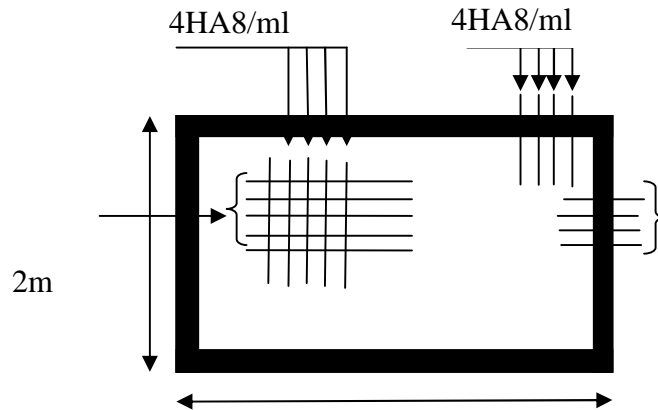


Figure.III.4.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis panneau 2.

III.4.4.Dalle pleine sur un appui

Epaisseur : $e=14\text{cm}$

Charge permanente : $G = 4.97 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.95 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.97 + 3,5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \\ L_x = 1,2\text{m} \\ L_y = 2,9\text{m} \end{cases}$$

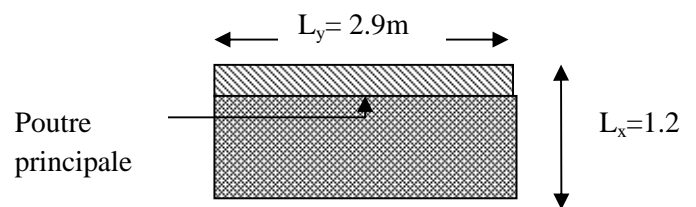


Figure III.4.10. Schéma d'une dalle sur 1 appui.

➤ Evaluation des charges

$G_1 = 4.97 \text{ KN/m}$; $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$. (Dalle plein)

$P' = 1\text{KN}$ (la charge de garde corps)

$P_u = 1.35(G_1) + 1.5Q_1 = 1.35(4.97) + 1.5(3.5) = 11.95\text{KN/m}$

$P_s = (G_1) + Q_1 = (4.97) + 3.5 = 8.47 \text{ KN/m.}$

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$V_u = P_u \times l + P'$$

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$M_u = -\frac{11.93 \times 1.2^2}{2} - 1.35 \times 1 \times 1.2 = -10.20 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 11.93 \times 1.2 + 1.35 \times 1 = 15.66 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{8.47 \times 1.2^2}{2} - 1 \times 1.2 = -7.29 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 8.47 \times 1.2 + 1 = 11.16 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

• **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} , h = 14 \text{ cm} , d = 12 \text{ cm} , f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Tableau III.4.4. Ferraillage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
10.20	0,042	0,054	0,127	2.30	4HA10=3.16	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

• **armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\text{On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition}$$

vérifiée.

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2.$$

1,44 < 3.16 cm². c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$M_{\text{ser}} = -11.16 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.16 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6.69 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.56384 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) = 192.61 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,2} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0026 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,11 > 0,085$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

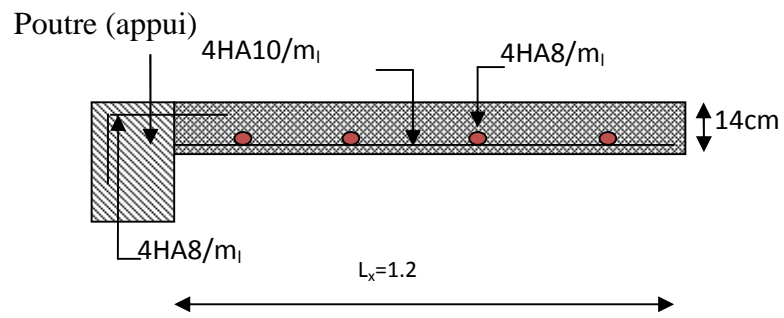


Figure III.4.11 .Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur un appui.

III.5.Calcul des escaliers

III.5.1.Type 1 escalier a deus volées

III.5.1.1.Escaliers d'étages courants

➤ **Volées 1 et 2 :**

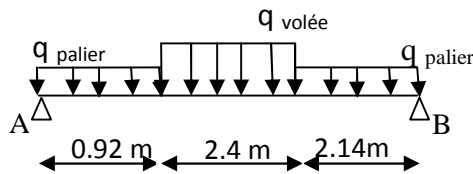


Figure.III.5.1.schéma de chargement d'escaliers d'étages courants

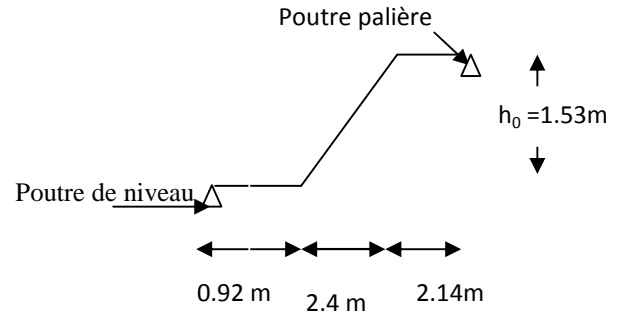


Figure III.5.2.Schéma statique d'escaliers d'étages courants

$e = 20 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9.11 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée) (voir chapitre II)

$G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

Calcul à l'ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.11 + 1.5 \times 2.5 = 16.04 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvées sont les suivant :

- Réactions $\left\{ \begin{array}{l} R_A = 39.53 \text{ KN.} \\ R_B = 37.71 \text{ KN.} \end{array} \right.$
- Efforts internes $\left\{ \begin{array}{l} M^{0\max} = 55.24 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 39.53 \text{ KN} \end{array} \right.$

D'où le moment en travée et en appui suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M^t = 0,75 M^{\max}_t = 0,75 * 55.24 = 41.43 \text{ KN.m} \\ M^A = -0,5 M^{\max}_t = -0,5 * 55.24 = -27.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Ferraillage:**

- **Armatures principaux :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m_l

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.5.1)

Tab.5.1.Ferraillage de la 1^{ère} et 2^{ème} volées de l'escalier type 1 EC.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée(cm ²)	A adoptée(cm ²)
En travée	41.43	0.09	0.118	0.17	6.94	4T16 = 8.04
En appui	27.62	0.06	0.07	0.17	4.55	4T14 = 6.16

- **Les armatures de répartition :**

En appuis : $A_r^a = A / 4 = 2.01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = A / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$

Soit :
$$\begin{cases} A_r^a = 5T18/ml = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 5T8/ml = 2.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérifications diverse :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.26 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (8.04 + 6.16) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 14.2 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 36.01 \times 10^{-3} / 400 = 1.03 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 9.11 + 2.5 = 11.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 7.1 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 28.52 \text{ KN} \\ R_B = 27.18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} = 39.89 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 29.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^t = 0.85 \times 39.89 = 33.90 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^a = 0.4 \times 39.89 = 15.95 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.5.2. Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	15.95	19778	4.91	3.96	15
Travées	33.90	24390	5.49	7.63	15

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{546} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{546}{500} = 1.092 \text{ cm}$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 20 \times 100 + 15 \times 4.52 = 1767.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1767.8} \times \left(\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 15 \right) \Rightarrow V_1 = 8.75$$

$$V_2 = 17 - 8.75 = 8.25 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.75^3 + 8.25^3) + 15 \times 4.52 \times (8.25 + 2)^2$$

$$I_0 = 48171.15 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

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

$$\begin{cases} q_{vg} = 9.11 \text{ KN/m} \\ q_{pg} = 6.6 \text{ KN/m} \end{cases} \quad M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 25.99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} q_{vj} = 6.51 \text{ KN/m} \\ q_{pj} = 4 \text{ KN/m} \end{cases} \quad M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 67.79 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} q_{vp} = G + Q = 11.61 \text{ KN/m} \\ q_{pp} = G + Q = 7.1 \text{ KN/m} \end{cases} \quad M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 33.88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{Sg} = 116.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 303.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 151.94 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 0.363$$

$$\mu_j = 0.685$$

$$\mu_p = 0.466$$

- **Les moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = 135089 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjg} = 193844 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 170151 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = 275059 \text{ cm}^4$$

Les flèches :

$$f_{ij} = 0.46cm$$

$$f_{gi} = 0.123cm$$

$$f_{gv} = 0.224cm$$

$$f_{pi} = 0.182cm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = - 0.140cm$$

$$0.140 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{546}{500} = 1.092cm$$

Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

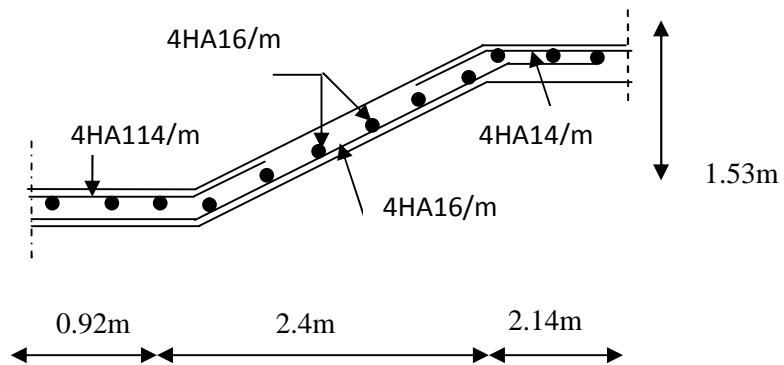


Figure.III.5.3.Schéma de ferrailage de la 1^{ère} et la 2^{ème} volée d'escaliers EC

III.5.1.2. Escalier du 1^{er} étage

Volée 1 la plus sollicitée d'escalier 1^{er} étage avec cage d'ascenseur :

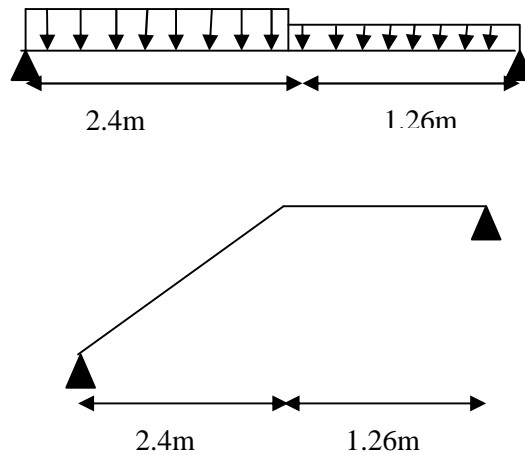


Figure .III.5.4.Schéma statique et de chargement de la volée la plus sollicitée d'escalier 1^{er} étage avec cage d'ascenseur

$e = 20 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9.13 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée (voir chapitre II)

$G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

a.1) Calcul à l'ELU :

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.13 + 1.5 \times 2.5 = 16.07 \text{ KN/ml}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvées sont les suivant :

- Réactions $\left\{ \begin{array}{l} R_A = 28.67 \text{ KN.} \\ R_B = 25.85 \text{ KN.} \end{array} \right.$

Efforts internes $\left\{ \begin{array}{l} M^{\max}_t = 25.57 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 28.67 \text{ KN} \end{array} \right.$

D'où le moment en travée et en appui suivant :

$M^t = 0,75 M^{\max} = 19.18 \text{ KN.m}$

$M^A = -0,5 M^{\max} = -12.78 \text{ KN.m}$

• **Ferraillage:**

-Armatures principaux:

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.30)

Tab.III.5.3.Ferraillage de la 1^{ère} et 3^{ème} volées de l'escalier type 1

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée(cm ²)	A adoptée(cm ²)
En travée	19.18	0.04	0.053	0.176	3.13	4T12 = 4.52
En appui	12.78	0.027	0.035	0.177	2.07	4T10 = 3.14

-Les armatures de répartition :**En appuis :** $A_r^a = A / 4 = 1.05 \text{ cm}^2$ **En travée :** $A_r^t = A / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$ **Soit :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r^a = 5T18/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 5T8/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Vérifications diverse :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée**En appuis :** $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.19 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

 $\tau_{bu} = 0.231 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (4.52 + 3.14) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 34.69 \times 10^{-3} / 400 = 0.997 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 9.13 + 2.5 = 11.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 20.73 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.64 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 18.48 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 20.73 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^t = 0.85 \times 18.48 = 15.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = 0.5 \times 18.48 = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.5.4. Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	7.39	11320	3.67	2.39	15
Travées	15.71	15376	4.3	4.4	15

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{3.66} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{366}{500} = 0.732 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = 250548.7 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{vg} = 9.13 \text{ KN/m} \\ q_{vj} = 6.6 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 12.15 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{pj} = 6.53 \text{ KN/m} \\ q_{pg} = 4 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 24.01 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{vp} = G + Q = 11.63 \text{ KN} \\ q_{pp} = G + Q = 9.1 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 15.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{Sg} = 97.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 193.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 126.29 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 0.024$$

$$\mu_j = 0.31$$

$$\mu_p = 0.13$$

- **Les moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = 145732 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = 357552 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = 224743 \text{cm}^4$$

$$I_{fvg} = 213009 \text{cm}^4$$

Les flèches :

$$f_{ij} = 067 \text{cm}$$

$$f_{gi} = 0.014 \text{cm}$$

$$f_{gv} = 0.042 \text{cm}$$

$$f_{pi} = 0.028 \text{cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = -0.121 \text{cm}$$

$$-0.121 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{366}{500} = 0.72 \text{cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

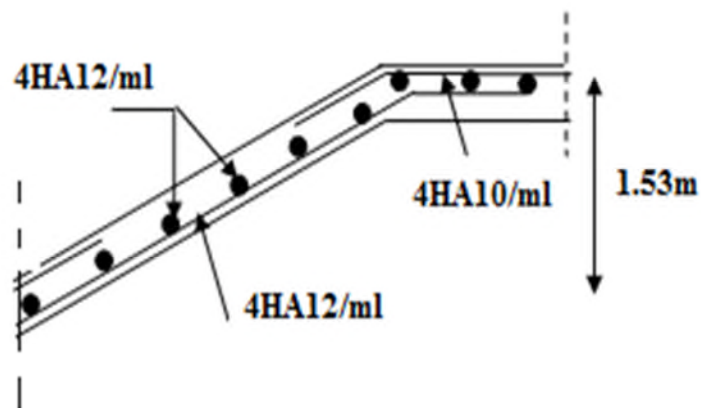


Figure.III.5.5. Schéma de ferrailage de volée la plus sollicitée d'escalier 1éré étage avec cage d'ascenseur

- Volées 1 la plus sollicitée du 1^{er} étage sans cage d'ascenseur :

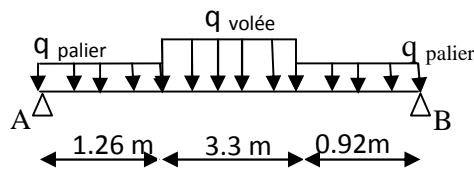


Figure.III.5.6. Schéma de chargement Volées 1 la plus sollicitée du 1^{er} étage sans cage

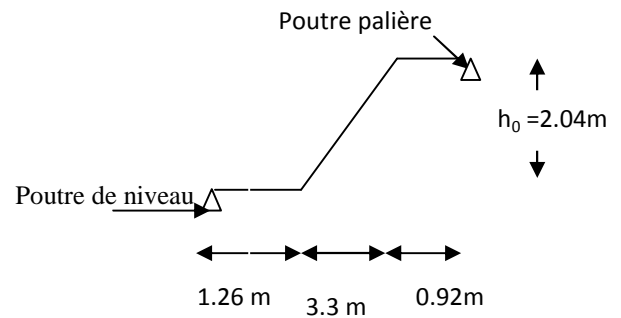


Figure.III.5.7. Schéma statique de la volées 1 la plus sollicitée du 1^{er} étage sans cage

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm. (épaisseur de la paillasse)} \\ G_v = 9.11 \text{ KN/m}^2 \text{ (charge permanente sur la volée)} \\ G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2 \text{ (charge permanente sur le palier)} \\ Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (Charge d'exploitation)} \end{array} \right. \quad (\text{voir chapitre II})$$

a.1) Calcul à l'ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.11 + 1.5 \times 2.5 = 16.04 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivants :

$$\begin{array}{l} - \text{ Réactions } \left\{ \begin{array}{l} R_A = 39.93 \text{ KN.} \\ R_B = 40.62 \text{ KN.} \end{array} \right. \end{array}$$

- Efforts internes

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} = 58.18 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 40.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

D'où le moment en travée et en appui suivant :

$$M^t = 0,75 M^{\max}_t = 0,75 * 58.18 = 43.63 \text{ KN.m}$$

$$M^A = -0,5 M^{\max}_t = -0,5 * 58.18 = -29.09 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage:**

-Armatures principales:

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m_l

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III..5.5)

Tab.III.5.5.Ferrailage de la volée1 la plus sollicitée du 1^{er} étage sans cage d'ascenseur

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	$\zeta(\text{m})$	A calculée(cm^2)	A adoptée(cm^2)
En travée	43.63	0.095	0.125	0.17	7.33	4T16 = 8.04
En appui	-29.09	0.063	0.081	0.17	4.80	4T14 = 6.16

-Les armatures de répartition :

En appuis : $A_r^a = A / 4 = 2.01 \text{ c}$

En travée : $A_r^t = A / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r^a = 5T18/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 5T8/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Vérfications diverse :**

- **Vérfication de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.27 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérfication des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (8.04 + 6.16) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 15.33 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 36.01 \times 10^{-3} / 400 = 1.03 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 9.11 + 2.5 = 11.61\text{KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 9.1\text{KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 28.81\text{KN}$$

$$R_B = 29.33\text{KN}$$

$$M^{\max} = 42.05\text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 32.23\text{KN}$$

$$M_{ser}^t = 0.85 \times 42.05 = 35.74\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^a = 0.4 \times 42.05 = 16.82\text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.5.6. Vérification des contraintes

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Appuis	16.82	19778	4.91	4.18	15
Travées	35.74	24390	5.49	8.05	15

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{548} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{548}{500} = 1.096 \text{ cm}$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = 48171.15 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

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

$$\begin{cases} q_{vg} = 9.11 \text{ KN/m} \\ q_{pg} = 16.6 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 27.77 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} q_{vj} = 6.51 \text{ KN/m} \\ q_{pj} = 4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 38.42 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} q_{vp} = G + Q = 11.61 \text{ KN/m} \\ q_{pp} = G + Q = 9.1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 35.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = 124.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 172.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 160.163 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 0.39$$

$$\mu_j = 0.51$$

$$\mu_p = 0.48$$

- Les moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = 161445 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjg} = 187142 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 166336 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = 269579 \text{ cm}^4$$

- Les flèches :

$$f_{ij} = 0.022 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = 0.137 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = 0.285 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = 0.127 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.127 \text{ cm}$$

$$0.127 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{548}{500} = 1.096 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

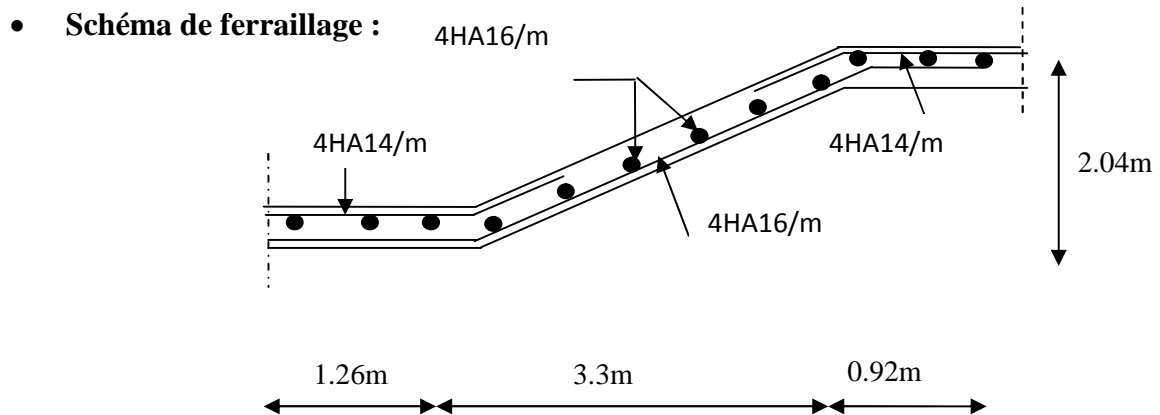


Figure.III.5.8.Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée du 1^{er} étage.

III.5.2. Type 2 escaliers a trois volées du RDC

- **Volées 1 : la volée la plus sollicitée d'escalier avec cage**

D'ascenseur :

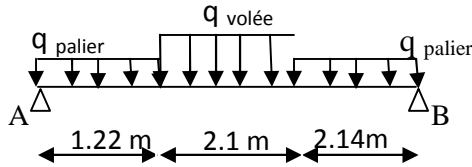


Figure.III.5.9.Schéma de chargement de la volée 1 d'escalier RDC avec cage d'ascenseur

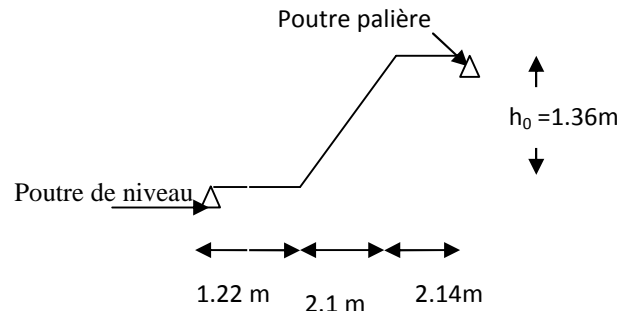


Figure III.5.10.Schéma statique de la volée 1 d'escalier RDC avec cage d'ascenseur

- $e = 20\text{cm.}$ (épaisseur de la paillasse)
- $G_v = 9.13 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée (voir chapitre II))
- $G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier)
- $Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.13 + 1.5 \times 2.5 = 16.07 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvées sont les suivant :

- Réactions $\begin{cases} R_A = 38.75 \text{ KN.} \\ R_B = 37.54 \text{ KN.} \end{cases}$
- Efforts internes $\begin{cases} M^{\max} = 54.75 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 38.75 \text{ KN} \end{cases}$

D'où le moment en travée et en appui suivant :

$$\begin{cases} M^t = 0,75 M^{\max}_t = 0,75 * 54.75 = 41.06 \text{ KN.m} \\ M^A = -0,5 M^{\max}_t = -0,5 * 54.75 = -27.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage:**

- **Armatures principales:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m_l

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.5.7)

Tab.III.5.7.Ferraillage de la volée 1d'escalier RDC avec cage d'ascenseur

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée(cm ²)	A adoptée(cm ²)
En travée	41.06	0.089	0.117	0.17	6.88	4T16 = 8.04
En appui	27.37	0.059	0.076	0.17	4.51	4T14 = 6.16

- **Les armatures de répartition :**

En appuis : $A_r^a = A / 4 = 2.01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = A / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$

Soit :

$$\begin{cases} A_r^a = 5T18/ml = 2.36 \text{ cm} \\ A_r^t = 5T8/ml = 2.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérifications diverse :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.25 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (8.04 + 6.16) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 14.2 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 34.69 \times 10^{-3} / 400 = 0.997 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 9.13 + 2.5 = 11.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$\begin{cases} R_A = 27.94 \text{ KN} \\ R_B = 27.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^{\max} = 39.52 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 29.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^t = 0.85 \times 39.52 = 33.59 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^a = 0.5 \times 39.52 = 15.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.5.8. Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	15.80	19778	4.91	3.93	15
Travées	33.59	24390	5.49	7.56	15

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{546} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{546}{500} = 1.092 \text{ cm}$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = 250548.7 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{vg} = 9.13 \text{ KN/m} \\ q_{vj} = 6.6 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 25.64 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{pj} = 6.53 \text{ KN/m} \\ q_{pg} = 4 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 69.67 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} q_{vp} = G + Q = 11.63 \text{ KN/m} \\ q_{pp} = G + Q = 9.1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 33.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = 114.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 312.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 150.37 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 0.35$$

$$\mu_j = 0.69$$

$$\mu_p = 0.46$$

- Les moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = 134206 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 195309 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 170932 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = 276235 \text{ cm}^4$$

- Les flèches :

$$f_{ij} = 0.47 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = 0.255 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = 0.18 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = -0.16 \text{ cm}$$

$$-0.16 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{546}{500} = 1.092 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage

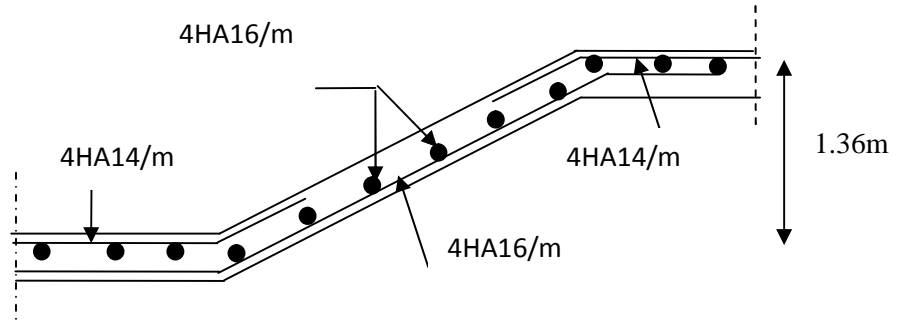


Figure III.5.11. Schéma de ferrailage de la volée 1d'escalier RDC avec cage d'ascenseur

III.5.4. Etude de la poutre palier

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

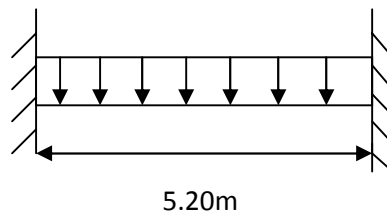


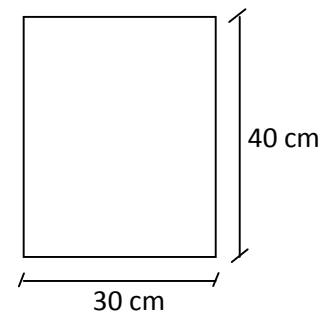
Figure III.5.12. La charge de la poutre palière.

➤ Pré dimensionnement

- Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 34.66 \text{ cm} < h < 52 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$



- Selon le RPA99 (version 2003 article 9.3.3)

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On adopte : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les conditions du RPA2003

$$\text{Zone II : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{matrix} b = 30\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{matrix} \dots\dots\dots \text{Vérfiée pour } (b \cdot h) = (30 \cdot 40)$$

➤ Evaluation des sollicitations

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encastée à ses deux extrémités. La poutre reprend son poids propre, le poids du palier et celui de la volée

A- Poids propre de la poutre : $g = 0.30 \cdot 0.40 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}^2$

B- Poids de la volée : $G_v = 9.11 \text{ KN/m}^2$

C- Poids du palier : $G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2$ Donc :

$$G = 3 + 9.11 + 6.6 = 18.71 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 29.01 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = G + Q = 21.21 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul à la flexion simple

- ELU $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 29.01 \text{ KN / ml}$

$$M^t = \frac{Q_u \times L^2}{24} = 32.68 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_u \times L^2}{12} = -65.36 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = 75.42 \text{ KN}$$

- ELS $Q_s = G + Q = 19.21 \text{ KN / ml}$

$$M^t = \frac{Q_s \times L^2}{24} = 23.89 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_s \times L^2}{12} = -47.79 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{Q_s \times L}{2} = 55.14 \text{ KN}$$

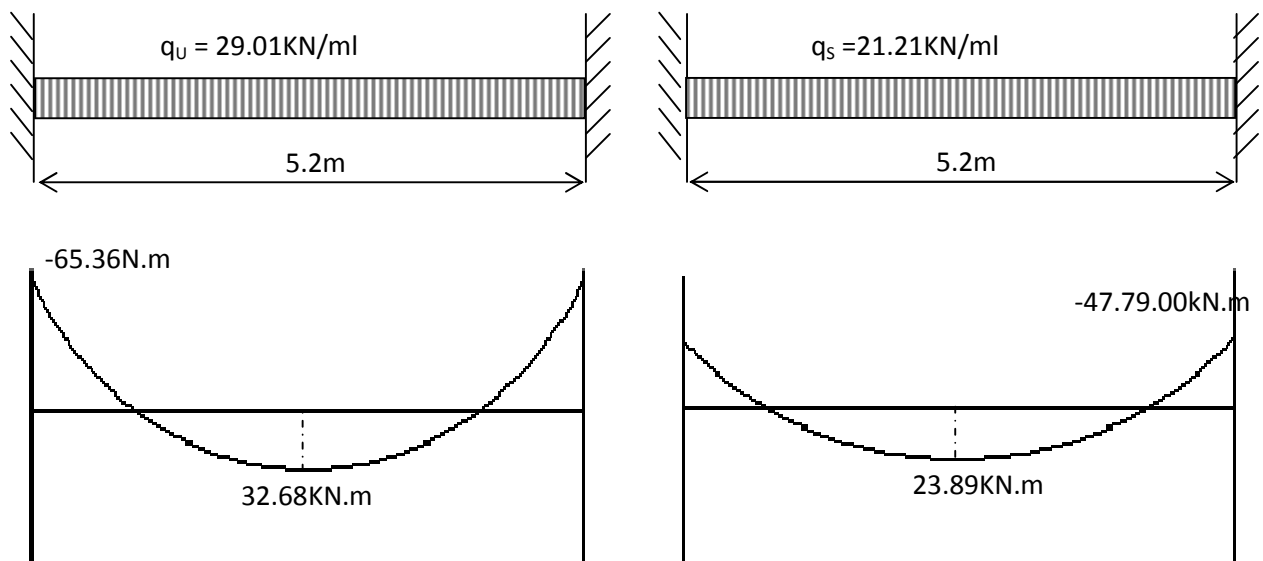


Figure III.5.13. Diagramme des moments de la poutre palière.

➤ **Ferraillage**

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.5.9. Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	32.68	0.053	0.068	0.36	2.53	6
Appui	65.36	0.106	0.14	0.35	5.23	6

➤ **Exigence du RPA (Art7.5.2.1)**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 6cm^2$$

On ferraille donc avec le $A_{min} = 6cm^2$ dans toute la section soit :

$$A_t = A_a = 4HA14 = 6.16cm^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

- Effort tranchant

$$V_u = 75.42 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

❖ **Influence sur le béton**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} \quad a = 0.9 \times d = 0.9 \times 38 = 34.2 \text{ cm}$$

$$V_u^{\max} = 684.82 \text{ KN} > V_u = 75.42 \text{ KN.}$$

❖ **Influence sur les armatures inférieures**

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 75.42 - \frac{65.36}{0.9 \times 0.38} = -115.69 \leq 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

❖ **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 38.7 \text{ cm} \quad \text{On opte : } S_t = 20 \text{ cm en travée et en appui.}$$

❖ Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.40 \times b \times S_t}{f_e} \geq \frac{0.40 \times 300 \times 200}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

M_{tor} : Calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendré par les charges ramenées par le palier et la volée).

$$M^{\text{torsion}} = M^a = -65.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

-Principe BAEL (Chap. I.II.b)

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section
- Ω : aire du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

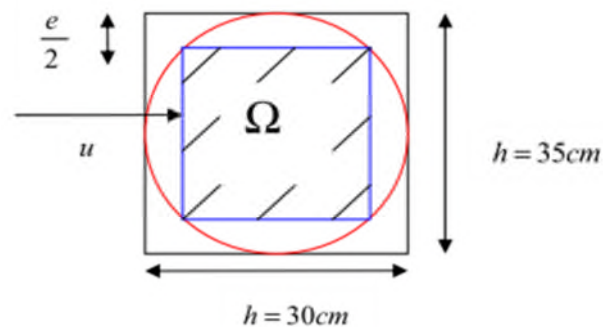


Figure III.5.14. Section considérée dans le calcul de la torsion

➤ Calcul de Ω : aire du contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 875 \text{ cm}^2 ; U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 120 \text{ cm}$$

➤ Ferrailage

La section des armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega}$$

➤ Armatures longitudinales :

$$A_{l1} = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_e \cdot \Omega} = 0.128 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = 0.021 \text{ cm}^2$$

- Conclusion

La section de ferrailage totale(A) est calculée en flexion + torsion et elle est donnée :

- Section d'armatures finale

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.5.10. Section d'armatures

Ferrailage (cm ²)	Flexion simple		Torsion	A _{tot}		A _{adopte} (A _t =A _{app})cm	
	En Travée	En appui		En travée	En appui	En appui	En travée
Armatures Longitudinales	2.53	5.23	0.128	2.53+0.128/2= 2.21	5.29	6HA12= 6.78	3HA10= 2.37
Armatures transversales	0.6		0.021	0.6+0.021=0.621		2φ8=1cm ² (1cadre φ8, épingle φ8 ; St=20cm)	

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2}$$

BAEL (ChapI.III)

On a :

$$V_{\max} = 75.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = 0.66 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{\text{torsion}} = \frac{M T_u}{2 \times \Omega \times e} = 1.86 \text{ MPa} \quad \text{D'où}$$

$$\tau_u = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à ELS**

-Vérification de la contrainte de béton

Tableau III.5.11.Vérification de la contrainte de béton

Position	$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	Y (m)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	23.8	0.08	37074	2.37	5.37	15	Vérifiée
Appui	47.7	0.13	85532	6.78	7.25	15	Vérifiée

-Vérification de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.076 > 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0013 < 0.01$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage:

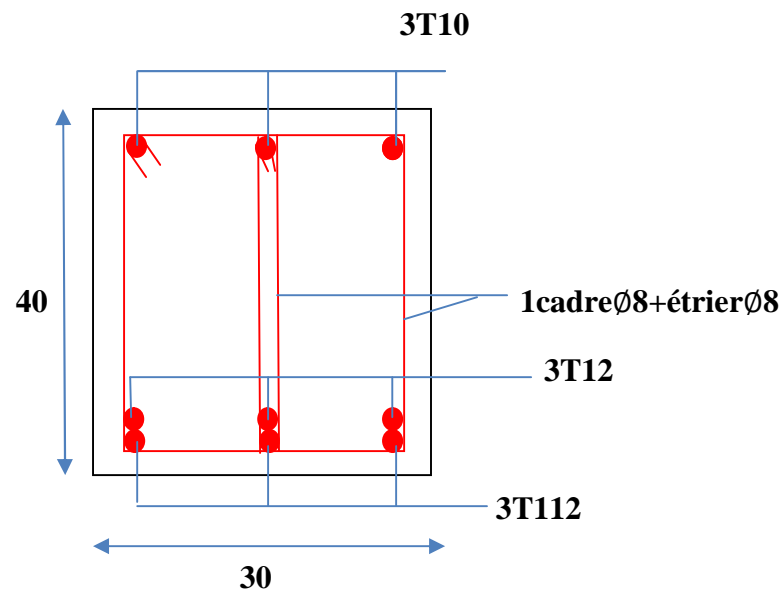


Figure. III.5.15. Schéma de ferrailage de la travée d'une poutre palière.

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

III.6.1. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

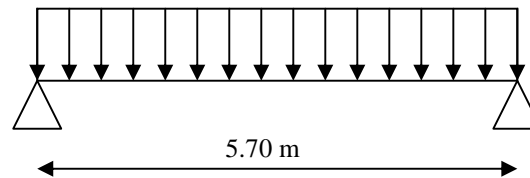


Figure.III.6.1.Schémas statique

III.6.2. Dimensionnement :

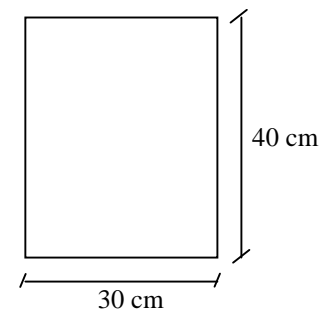
- > La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à **20 cm**, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;
- > La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- > La longueur est égale à **4,30m**.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{570}{16} \leq h_t \leq \frac{570}{10}$$

$$\Rightarrow 35.625 \leq h_t \leq 57$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



III.6.3. Calcul des sollicitations :

- poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0,4 * 0,3 = 3 \text{ KN / ml}$$

- poids des murs :

$$\text{On a : } G = 2,62 \text{ KN / m}^2 \text{ (Double murette)}$$

$$P_{mur} = 2,62 * 2,71 = 7,1 \text{ KN / ml}$$

On aura donc :

$$Q_U = 1,35 (7,1 + 3) = 13,63 \text{ kn / ml}$$

$$Q_{ser} = (7,1 + 2,625) = 10,1 \text{ kn / ml}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{13,63(5,7)^2}{8} = 55,35 \text{ KN .m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{10,1(5,7)^2}{8} = 41,01 \text{ KN .m}$$

Travée :

$$M^t_u = 0,85M_{0u} = 47,04 \text{ kn.m}$$

$$M^t_{ser} = 0,85M_{0ser} = 34,86 \text{ kn.m}$$

Appuis

$$M^a_u = -0,5M_{0u} = -27,67 \text{ kn.m}$$

$$M^a_{ser} = -0,5M_{0ser} = -20,50 \text{ kn.m}$$

III.6.4. Ferrailage :

✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.1.Ferrailage des poutres de chaînage.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	47.04	0,076	0,099	0,364	3.70	3T14 =4.62
En appui	27.67	0,044	0,057	0,371	2.13	3T10 =2.37

III.6.5. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 * 0,3 * 0,38 * 2,1 / 400 = 1,79 \text{ cm}^2$$

En travée $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifie

En appui $A_a = 2,37 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifie

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{13,63 * 5,7}{2} = 38,84 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{38,84 * 10^{-3}}{0,3 * 0,38} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u < \min(0,13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(3,25 ; 4) \text{ MPa} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11,42 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte 4HA8} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{un cadre et un étrier } \phi 8).$$

Les espacements :

$$> S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0,3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \quad (\text{Car : } \tau_U = 0,37 \text{ MPa})$$

$$> S_t \leq \min(0,9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 34,2 \text{ cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0,4} \rightarrow S_t \leq 20,1 \text{ cm}.$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

III.6.6. Vérification à l'ELS**- Etat limite de compression du béton :**• **En appui :**

$$\text{Calcul de } y : \quad \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$y = 8,37 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 37074 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.63 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifié}$$

• **En travée**

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 11.13 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 63822 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.07 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab.III.4.2) suivant :

Tableau.III.6.2.Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	20.50	37074	8.37	4.63	15
	Travées	34.86	63822	11.13	6.07	15

Vérification de la contrainte dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$\eta = 1.6$ Pour les barres de haute adhérence.

• **Appuis**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{20.50 * 10^{-3} * 15}{37074 * 10^{-8}} (0.38 - 8.37 * 10^{-2})$$

Travée

$$\sigma_s = 24.568 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{34.86 * 10^{-3} * 15}{46636 * 10^{-8}} (0.38 - 10.25 * 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 21.969 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7. Vérification à la flèche :

Les conditions a vérifié sont :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{570} = 0.0701 \geq 0.062 \rightarrow \text{condition } \textit{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.0701 \geq 0.0424 \rightarrow \text{condition } \textit{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 38} = 0.004 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition } \textit{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche

III.6.8. Schéma de ferrailage :

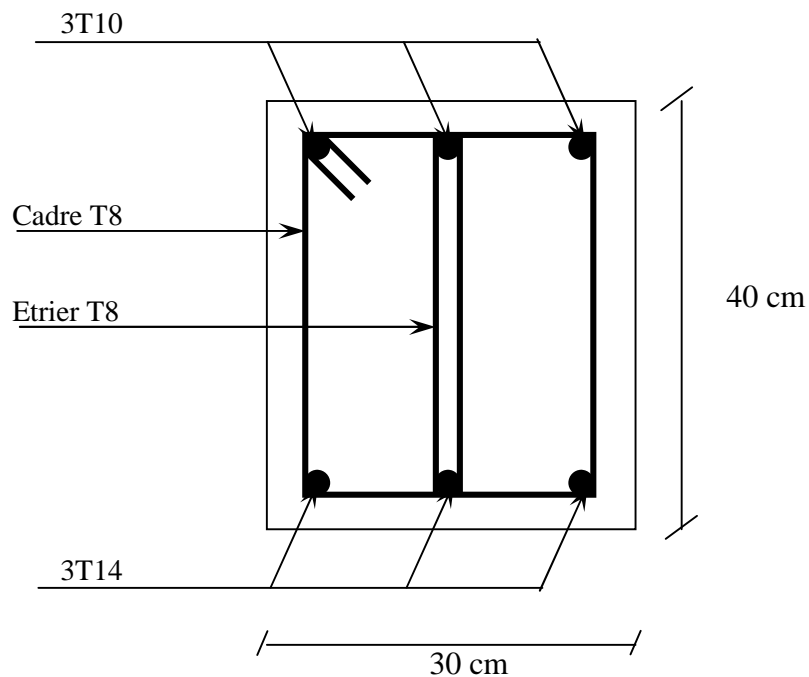


Figure III.6.2. Schéma de ferrailage de la poutre de ch  nage

IV-1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bouira, zone IIa selon le classement du RPA99 version 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (RPA99 version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-1 Méthode statique équivalente

-Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

-Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Selon le RPA 99 version 2003(art 4.1.2). La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa,b et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées on (a)

• **Calcul de la force sismique totale** (Article 4.2.3 RPA 99)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. (Tableau 4.1 RPA 99)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$ (Tableau 4.3 RPA99)

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité **Q** exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage **A** que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à **A** est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur **Q** est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{(Formule 4.4 RPA 99)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau .IV.1 : Valeurs des pénalités **Pq**

Critère Q	Valeurs de Pq	
	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	NON	0.05
Redondance en plan	NON	0.05
Régularité en plan	NON	0.05
Régularité en élévation	NON	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
Contrôle de la qualité de la construction	OUI	0
Total	Q =1.2	

W : Poids total de la structure. La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **(Tableau 4.5 RPA 99)**

Concernant notre projet on a $\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ Pour les étages à usage d'habitation.} \\ \beta = 0.6 \text{ pour les étages à usage commercial.} \end{array} \right.$

D : le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 RPA99)}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site. Selon le rapport du sol, le sol d'implantation de notre structure est classé comme suit : site de catégorie S_3 , donc on

aura : $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Tableau 4.7 RPA99)}$

η : Le facteur de correction d'amortissement donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(Tableau 4.3 RPA99)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure.

(Article 4.2.4) RPA 99/V2003.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

Formules [(4.6)-(4.7)]

$$T = \min \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \end{cases}$$

H : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H = 32.47 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$$C_T = 0.050$$

(Tableau 4.6 RPA99)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.5 \text{ m}, \quad L_y = 24.50 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} T = 0.05 \times 32.47^{3/4} = 0.68 \text{ s} \\ T_x = 0.09 \frac{32.47}{\sqrt{26.5}} = 0.56 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \frac{32.47}{\sqrt{24.50}} = 0.59 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Sachant que : } \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ s} \\ T_y = 0.59 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } T_x = 0.56 \text{ s}$$

Remarque : La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de " T "

$$T_{\text{vib}} < T_c = 1.3 \times T \quad (\text{Article 4.2.4.4 du RPA 99/V2003}).$$

$$T_x = 1.3 \times 0.56 = 0.728 \text{ s}$$

$$T_y = 1.3 \times 0.69 = 0.767 \text{ s}$$

- **Calcul de "D"**

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.56} \right)^{2/3} = 1.87 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.81 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{\text{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{\text{st}x} = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.2}{5} \times 53102.392 = 3574.85 \text{ KN}$$

$$V_{\text{st}y} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.2}{5} \times 53102.392 = 3460.14 \text{ KN}$$

IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99(version2003) pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques, l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.13 RPA99)}$$

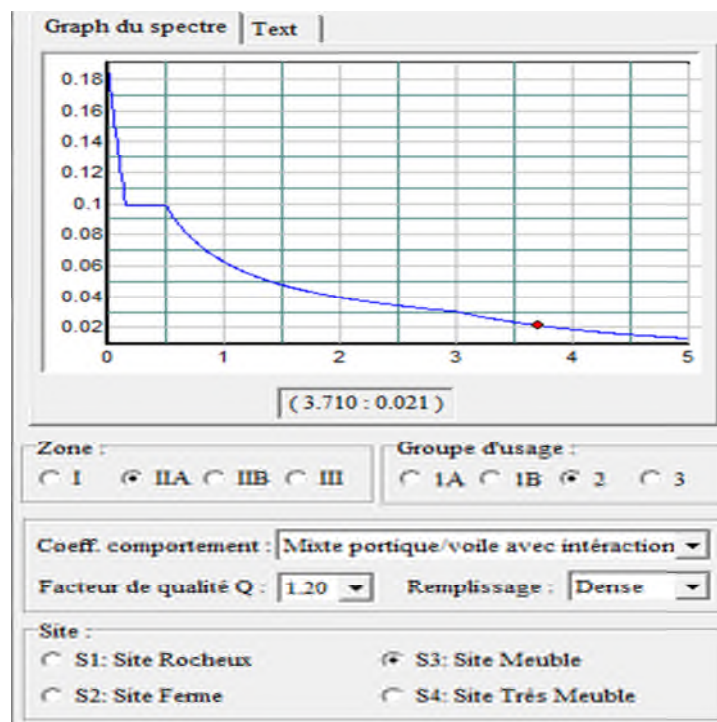


Figure .IV.1 : Spectre de calcul

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel de calcul SAP2000.

Pour l’application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise le logiciel d’analyse SAP 2000 Version 14.2.2

- **Description du logiciel SAP2000 V.14.2** Notre structure sera modélisée avec le logiciel SAP2000 version 14.2 .Ce logiciel permet l’analyse dynamique de la structure par

simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrique, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de la charge sismique, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99/version2003 (période de vibration, interaction voiles portiques, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

IV-4 Disposition des voiles

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 version 2003.

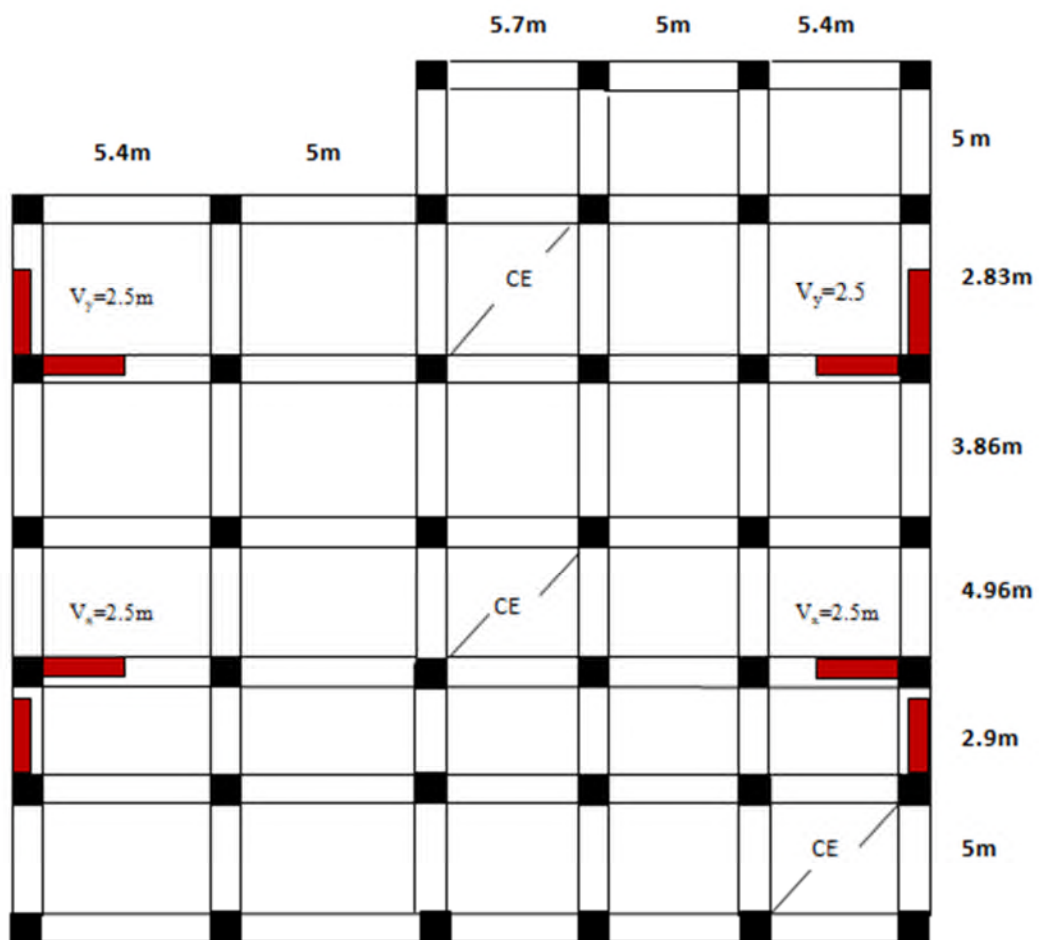


Figure IV-2 : Disposition adoptée des voiles

IV-5 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV-5-1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV.2 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	3574.85	2859.88	4207.859	Vérifiée
Sens yy	3460.14	2768.112	4593.074	Vérifiée

IV-5-2 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Remarque :

Afin de vérifier les périodes et avoir un bon comportement de la structure, on a augmenté la section des poteaux comme suite :

RDC, 1^{er} étage : (70×65) cm².

2^{ème}, 3^{ème} étages : (65×60) cm².

4^{ème}, 5^{ème} étages : (60×55) cm².

6^{ème}, 7^{ème} étages : (55×50) cm².

8^{ème}, 9^{ème} étage: (50×45) cm².

Les Résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.678321	0.50624	0.00027	0.50624	0.00027
Mode 2	0.590751	0.00025	0.5167	0.50648	0.51697
Mode 3	0.561363	0.00058	0.0012	0.50706	0.51817
Mode 4	0.195639	0.2895	0.00002971	0.79656	0.5182
Mode 5	0.173373	0.0000802	0.3698	0.79664	0.888
Mode 6	0.149434	0.00273	0.00015	0.79936	0.88816
Mode 7	0.14175	0.00003147	0.00034	0.7994	0.8885
Mode 8	0.141108	0.00057	0.00001937	0.79997	0.88852
Mode 9	0.135438	0.17679	0.00003284	0.97676	0.88855
Mode 10	0.114141	0.000000946	0.08921	0.97676	0.97776
Mode 11	0.102102	1.788E-07	0.00034	0.97676	0.9781
Mode 12	0.101469	0.00038	0.0016	0.97713	0.9797

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées

Les modes de vibration sont montrées sur les figures IV.3, IV.4 et IV.5

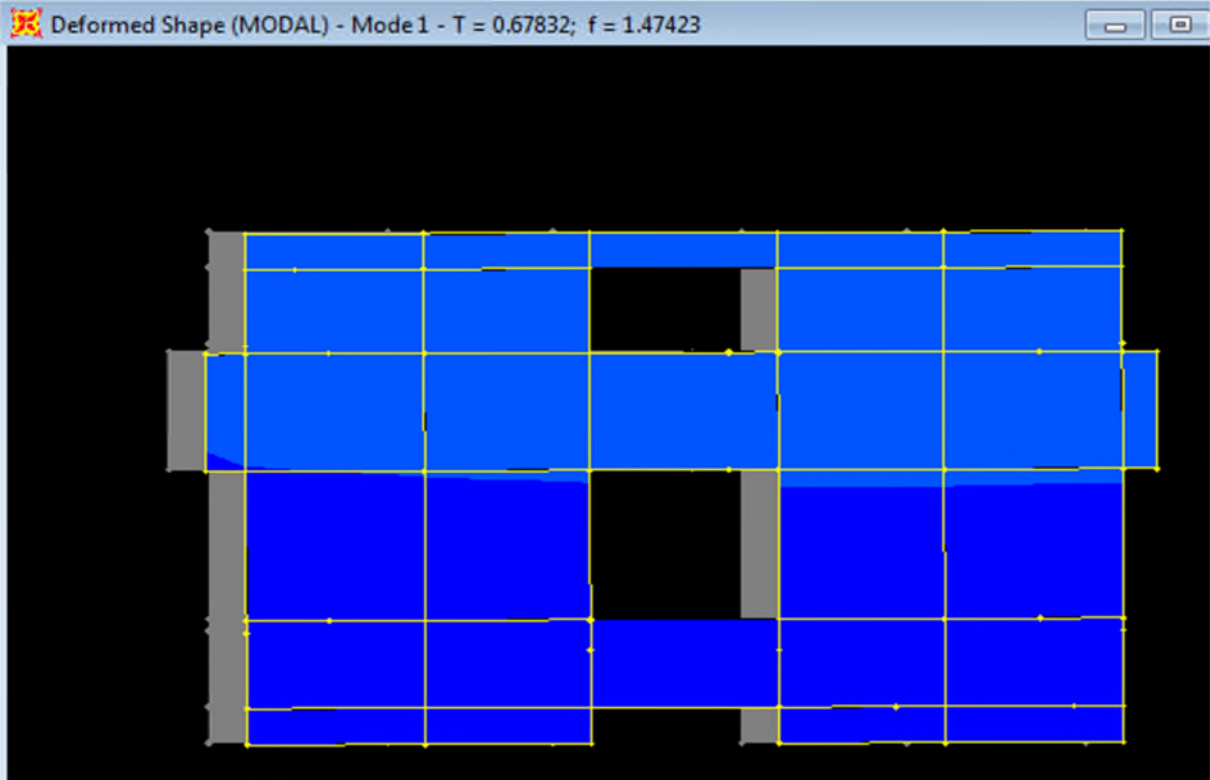


Figure IV.3.Mode 1 (translation suivant X) T=0.67

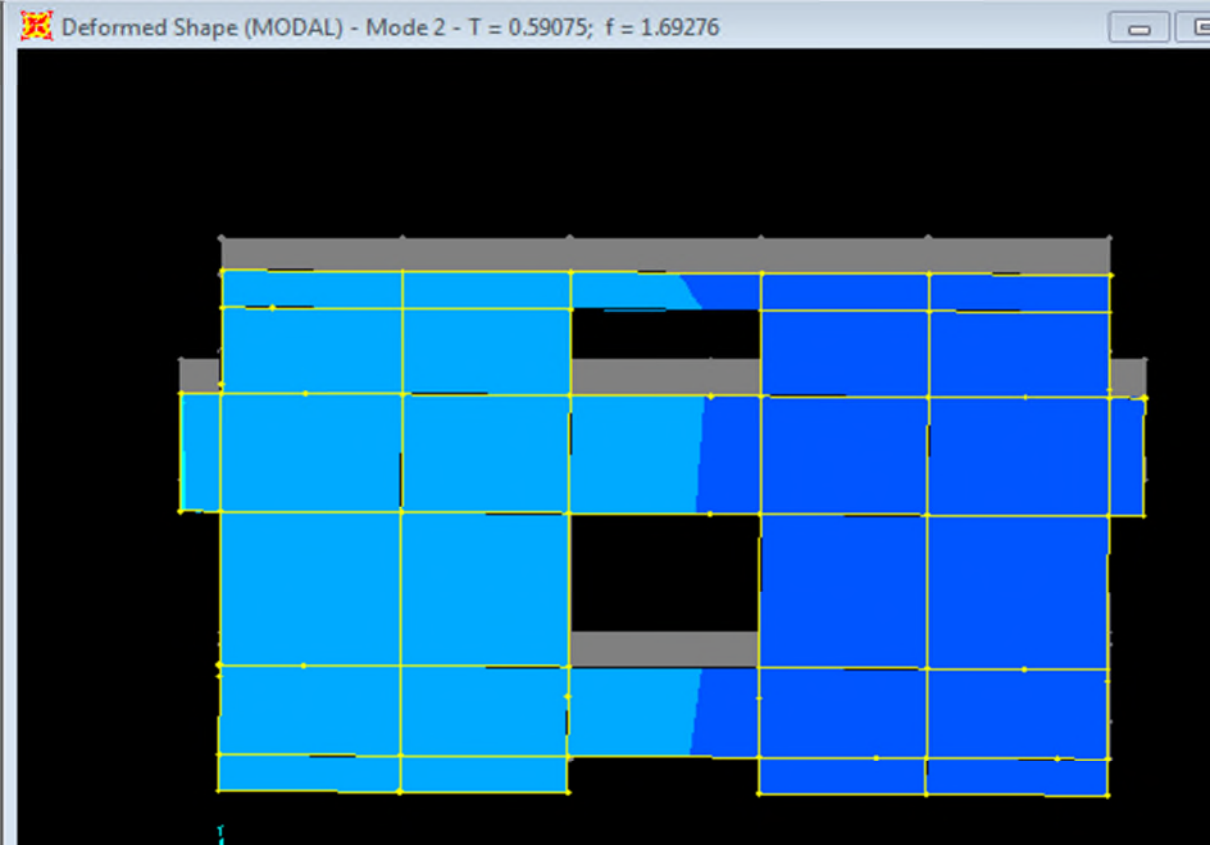


Figure IV.4.Mode 2 (translation suivant Y) T=0.59

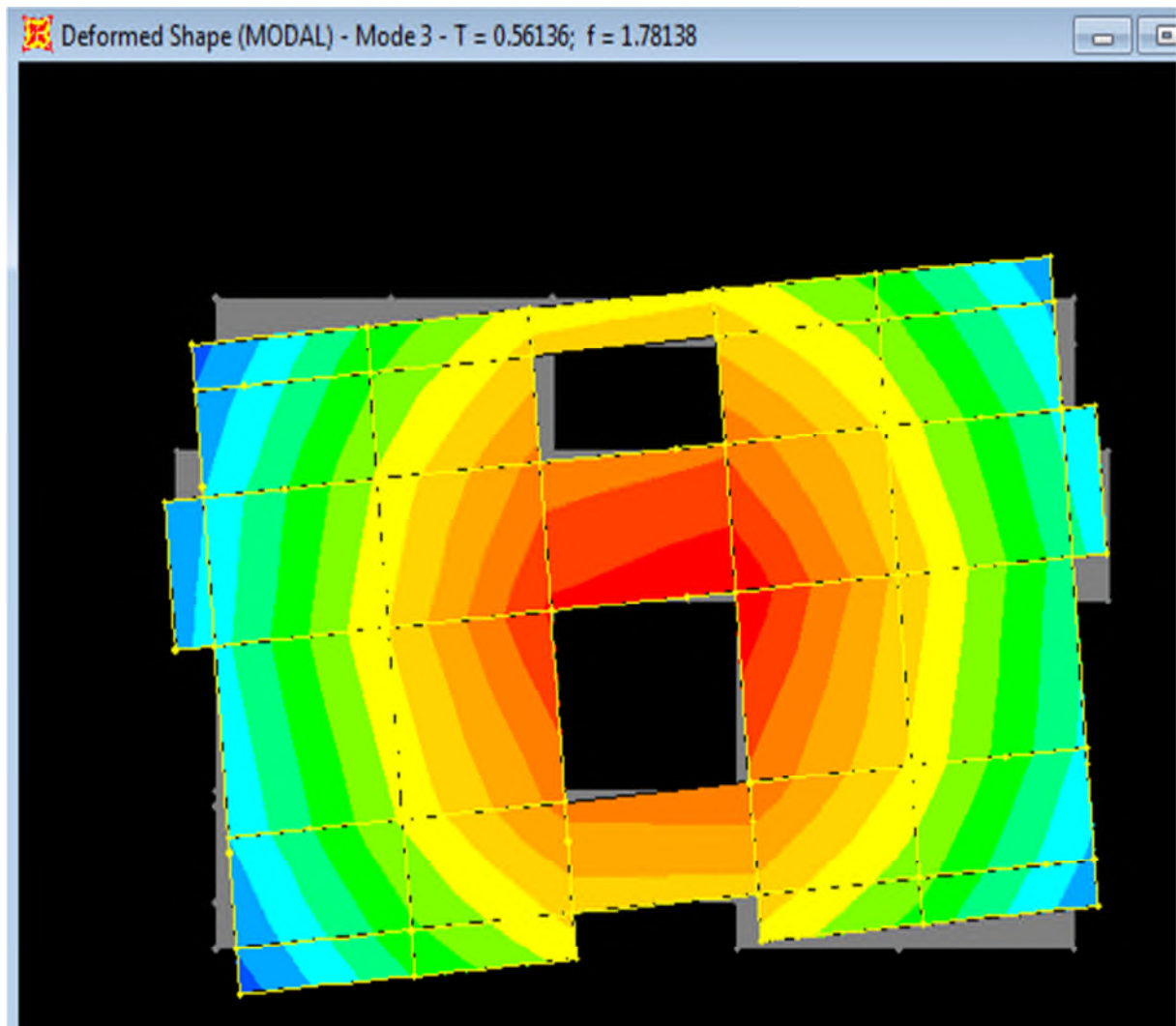


Figure IV.5. Mode 3 (Rotation autour Z) T=0.56

IV.5.3. Justification de l'interaction Voiles-portiques

Les tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.4.Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	54045.695	4639.003	92.09504	7.90496
NIV 01	42233.356	6158.992	87.2728	12.7272
NIV 02	35350.01	5755.288	85.99867	14.0013
NIV 03	30486.846	5153.737	85.5397	14.4603
NIV 04	25564.094	4614.822	84.70846	15.2915
NIV 05	20932.556	3921.004	84.22357	15.7764
NIV 06	15525.306	3271.164	82.59692	17.4031
NIV 07	11961.617	2497.072	82.72961	17.2704
NIV 08	7650.585	1726.7	81.58635	18.4136
NIV 09	3580.482	860.602	80.6218	19.3782

• **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges verticales est justifiée puisque les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 80% sauf dans les derniers niveaux ou l'écart de 5% ce qui peut être négligé.

Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charge reprise (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	152.916	1839.329	77.491	971.461	66.36778	65.43815	33.6322	34.5618
NIV1	81.142	-2458.48	37.386	1228.325	68.45809	66.68321	31.5419	33.3168
NIV2	98.669	3935.342	48.618	658.551	66.99098	85.66464	-33.009	14.3354
NIV3	154.56	3177.901	47.586	1465.024	76.45959	68.4461	23.5404	31.5539
NIV4	180.644	1708.537	25.038	696.971	87.82684	71.02604	12.1732	28.974
NIV5	140.111	1003.413	18.863	685.987	88.13454	59.39464	11.8655	40.6054
NIV6	211.022	507.037	30.767	666.654	87.27527	43.20021	12.7247	56.7998
NIV7	113.291	465	39.281	1213.111	74.25412	27.70973	25.7459	72.2903
NIV8	104.768	430	37.93	1108.951	73.41939	27.94111	26.5806	72.0589
NIV9	119.006	367.075	22.317	655.725	84.20852	35.88923	15.7915	64.1108

- **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges horizontale est justifiée puisque le taux de l'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25% et celui repris par les voiles est inférieur à 75%.

IV.5.4.Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normale de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.6

Tableau IV.6.Vérification de l'effort normale réduit

NIVEAU	Poteau (cm)	B (m ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	70×65	0.455	3352.014	0.2946	Vérifier
1 ^{er} étages	70×65	0.455	2719.033	0.2390	Vérifier
2 ^{eme} étages	65×60	0.39	2380.613	0.2441	Vérifier
3 ^{eme} étages	65×60	0.39	2056.636	0.2109	Vérifier
4 ^{eme} étage	60×55	0.33	1733.469	0.2101	Vérifier
5 ^{eme} étage	60×55	0.33	1410.215	0.1709	Vérifier
6 ^{eme} étage	55×50	0.275	1098.274	0.1597	Vérifier
7 ^{eme} étage	55×50	0.275	794.933	0.1156	Vérifier
8 ^{eme} étage	50×45	0.225	492.882	0.0876	Vérifier
9 ^{eme} étage	50×45	0.225	193.353	0.0343	Vérifier

IV.5.5.Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au étage qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k -1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K - 1$$

Avec : $\delta K = R \times \delta e K$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δeK : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements

NIVEAU	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hk (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0.07	0.35	0	0.35	442	0.079	0.005	0.025	0	0.025	0.00005
NIV 01	0.06	0.3	0.35	0.05	357	0.014	0.0047	0.023	0.025	0.0015	0.000004
NIV 02	0.07	0.35	0.3	0.05	306	0.016	0.0056	0.028	0.023	0.0045	0.000014
NIV 03	0.24	1.2	0.35	0.85	306	0.27	0.01	0.05	0.028	0.022	0.00001
NIV 04	0.48	2.4	1.2	1.2	306	0.39	0.03	0.15	0.05	0.1	0.00032
NIV 05	0.74	3.7	2.4	1.3	306	0.42	0.04	0.2	0.15	0.05	0.00016
NIV 06	1.01	5.05	3.7	1.35	306	0.44	0.05	0.025	0.2	0.05	0.00016
NIV 07	1.26	6.3	5.05	1.25	306	0.4	0.07	0.035	0.25	0.1	0.00032
NIV 08	1.48	7.4	6.3	1.1	306	0.35	0.08	0.4	0.35	0.05	0.00016
NIV 09	1.69	8.45	7.4	1.05	306	0.34	0.09	0.45	0.4	0.05	0.00016

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au Centième de la hauteur d'étage.

IV.5.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_K = \sum_{i=K} n(W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif d u niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k".

□□ Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - qK)$.

□□ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk	Vk (KN)	Θ_k	Δk	Vk(KN)	Θ_k
RDC	442	8009.254	0.0035	230.4	0.028	0.025	2810.79	0
NIV 01	357	6553.274	0.0005	118.52	0.008	0.0015	3686.8	0
NIV 02	306	4899.28	0.0005	147.20	0.005	0.0045	45930.89	0
NIV 03	306	4905.145	0.0085	202.140	0.067	0.022	4642.92	0
NIV 04	306	4774.517	0.012	205.68	0.091	0.1	2405.05	0.001
NIV 05	306	5405.177	0.013	245.35	0.094	0.05	1689.4	0.001
NIV 06	306	3898.988	0.0135	241.78	0.071	0.05	1173.69	0.001
NIV 07	306	4543.148	0.0125	243.5	0.076	0.1	1178.11	0.001
NIV 08	306	4402.026	0.011	242.56	0.065	0.05	1538.95	0
NIV 09	306	3916.56	0.0105	141.32	0.095	0.05	1022.8	0.001

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6.conclusion

Le choix de la disposition des voiles pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences, selon le RPA99/2003 à savoir :

L'interaction voile-portique, horizontale et verticale, la vérification de la période, la vérification de l'effort normale réduit, la vérification de la résultante des forces sismiques, justification vis-à-vis les déformations et effet P- Δ .

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

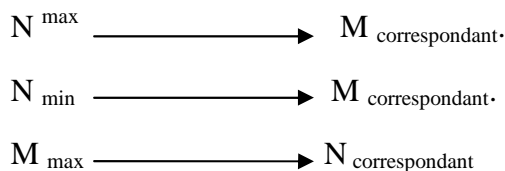
V.1 : Etude des poteaux :

La transmission des charges de la superstructure vers la fondation, ces biens le rôle des poteaux dans une structure, ces poteaux sont sollicités en flexion composés, leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitation suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

RPA99(Article 5.2)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :



V.1.1 : Recommandations du RPA99 :

❖ Les armatures longitudinales : RPA99 /2003(Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

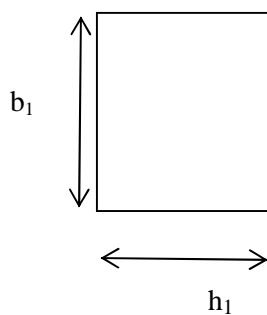
- $A_{\min}=0.8 \%$ de la section du poteau en zone IIa
- $A_{\max}=4 \%$ de la section du poteau en zone courante.
- $A_{\max}=6 \%$ de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

La zone nodale est définie par l' et h' tel que : $l' = 2h$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

h_e = hauteur d'étage.



Coupe 1-1

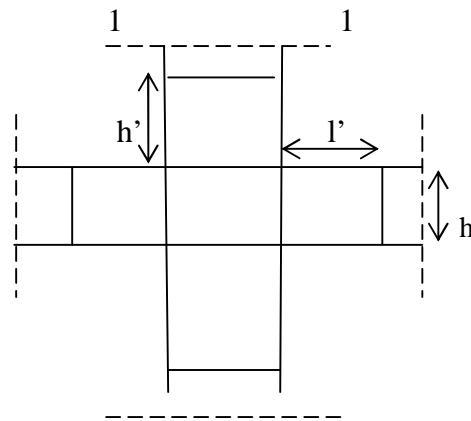


Figure. V.1.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99version 2003** sont apportées dans le tableau suivant :

❖ **Exemple de calcul pour le RDC:**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 70 \times 65 = 36.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 70 \times 65 = 182 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 70 \times 65 = 273 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone recouvrement).}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.1. armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
RDC 1 ^{er} étage	70*65	36.4	182	273
2, 3 ^{eme} étage	65*60	31.2	156	234
4,5 ^{eme} étage	60*55	26.4	132	198
6,7 ^{eme} étage	55*50	22	110	165
8,9 ^{eme} étage	50*45	18	90	135

❖ **Les armatures transversales :**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$. RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).
- $\rho_a = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g : élancement géométrique).

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{b_1}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{h_1}$ RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).

l_f : longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$ RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_t$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :
 - $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$ **RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).**
 - $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10 Ø.

V.1.2 .Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 utilisé dans la modélisation.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.2 : sollicitations dans les poteaux.

RDC , 1 ^{eret} étage (70×65 cm ²)					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
-210.87	-2575.81	-3352.01	5.71	-70.76	86.64
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage (65×60 cm ²)					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
-211.06	-1713.71	1251.01	38.39	-0.76	131.53
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage (60 ×55 cm ² cm ²)					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
211.25	-835.92	-1850.13	-81.14	-4.57	46.13
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage (55×50 cm ²)					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
-202.00	-884.78	-1151.42	-42.65	-4.32	12.78
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage(50*45 cm ²)					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
-152.71	-396.06	-557.23	10.55	-7.37	43.33

V.1.3. Ferrailage des poteaux

V.1.3.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.1.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section Cm ²	A _{min} (RPA) Cm ²	A _{inf} cm ²	A _{sup} cm ²	A _{adoptée} et nombres des barres cm ²
RDC et 1 ^{er} étage	70*65	36.4	48.44	47.93	16T20=50.24
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65*60	31.2	19.84	16.10	16T16=32.16
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60*55	26.4	30.92	22.28	16T16=32.16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55*50	22	19.05	14.05	16T14=24.64
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	50*45	18	8.70	7.32	12T14=18.48

V.1.3.2 : Section des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau V.1.4 : Les armatures transversales adopté pour les poteaux.

Niveau	RDC	1, 2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5, 6 ^{eme} étage	7, 8 ^{eme} étage
Section (cm)	70*65	65*60	60*55	55*50	50*45
ϕ_1^{max} (cm)	2	2	2	2	1.8
l_f (cm)	309.4	249.9	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.42	3.84	3.57	3.89	4.28
V_u (KN)	226.038	234.22	273.82	257.57	195.99
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	4.89	4.42	4.33	3.23	2.16
A_{min}^t (cm ²)	3.25	2.92	2.7	2.47	2.25
A_{adopt}^t (cm ²)	5.17	5.17	5.17	5.17	3.01
Nbre de barres	4T10+4T8	4T8+4T10	4T10+4T8	4T10+4T8	6T8

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4.Vérifications :

✓ Vérification à l'état limite de stabilité de forme :

Selon le **BAEL(Art 4.4.1)** les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normale ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : longueur du flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0 = 4.42\text{m}$ et un effort normal égal à : 3352.014 KN.

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.42 = 3.09 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.202$ (Rayon de giration)

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3.09}{0.187} = 15.29 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.818$

$B_r = (65-2) \times (70-2) = 4284 \text{ cm}^2$ (Section réduite)

$N_u = 0.818 \left(\frac{0.4284 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 51.84 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7964.427 \text{ KN}$.

On a $N_{\max} = 3352.014 \text{ KN} < N_u = 7964.42 \text{ KN}$. Condition vérifiée (Donc pas de risque de flambement).

Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués :

Tableau V.1.5. : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	l_0 cm	l_f cm	i cm	λ	α	A_s cm ²	B_r cm ²	N_{max} KN	N_{ultime} KN
RDC,1 étage	4.42	3.09	0.20	15.3	0.81	50.24	4284	3352.40	7964.42
2, 3 ^{eme} étage (65*60)	3.06	2.14	0.18	11.4	0.83	32.16	3654	2380.61	6564.0
4,5 ^{eme} étage (60*55)	3.06	2.14	0.17	12.3	0.82	32.16	3074	1733.46	5649.6
6, 7 ^{eme} étage (55*50)	3.06	2.14	0.15	13.4	0.82	24.64	2544	1098.27	4610.1
8,9 ^{eme} étage (50*45)	3.06	2.14	0.14	14.8	0.82	18.48	2064	492.882	3595.0

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$, donc pas de risque de flambement.

✓ Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v < 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = (b/3) \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

et $v' = h - v$; $d = 0.9 \times h$

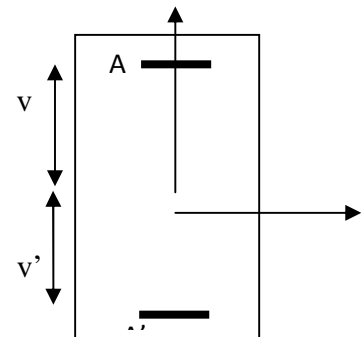


Fig. V.1.2: Section d'un Poteau

On a: $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = (b/3) \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous:

Tableau V.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	RDC et 1 ^{eme} étage	2, 3 ^{eme} Etage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} Etage	8,9 ^{eme} étage
Section cm ²	70*65	65*60	60*55	55*50	50*45
d cm	63	58.5	54	49.5	45
A cm ²	50.24	32.16	32.16	24.64	18.48
V Cm	39.08	35.36	33.06	30.15	27.17
V' Cm	30.91	29.63	26.93	24.84	22.82
I _{gg'} cm ⁴	1.93×10 ⁶	1.41×10 ⁶	1.02×10 ⁶	7.13×10 ⁵	4.79×10 ⁵
N _{ser} KN	2437.74	1738.78	1278.77	835.67	405.86
M _{ser} KN.m	87.29	40.09	32.35	32.53	38.57
σ _{bc} Mpa	7.12	5.47	4.92	4.42	3.99
σ _{bc} Mpa	15	15	15	15	15
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

❖ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \text{RPA99(article 7.43.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section cm ²	λ_g	ρ_d	d cm	V_u KN	τ Mpa	$\overline{\tau}_{adm}$ Mpa	observa- tion
RDC 1^{er} Étage	70*65	4.42	0.04	63	226.03	0.65	1	vérifiée
2, 3^{eme} étage	65*60	3.84	0.04	58.5	234.22	0.72	1	vérifiée
4,5^{eme} étage	60*55	3.57	0.04	54	273.82	0.92	1	vérifiée
6,7^{eme} étage	55*50	3.89	0.04	49.5	257.57	0.94	1	vérifiée
8,9^{eme} étage	50*45	4.28	0.04	45	195.99	0.79	1	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les contraintes tangentielles sont vérifiées pour tous les étages.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article 7.1.3.3)** il faut vérifier :

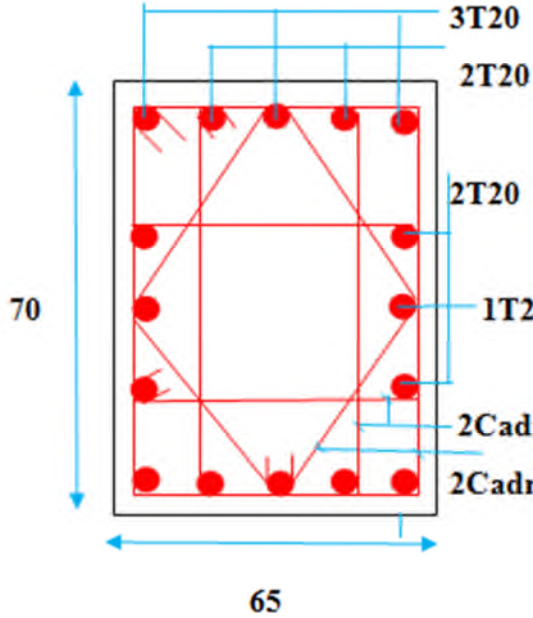
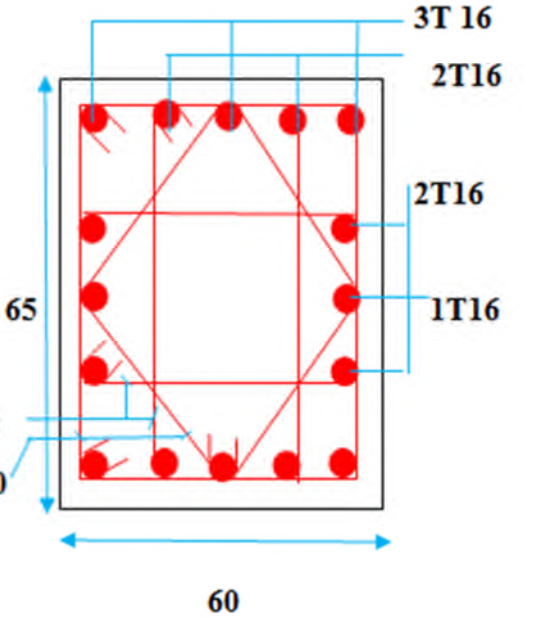
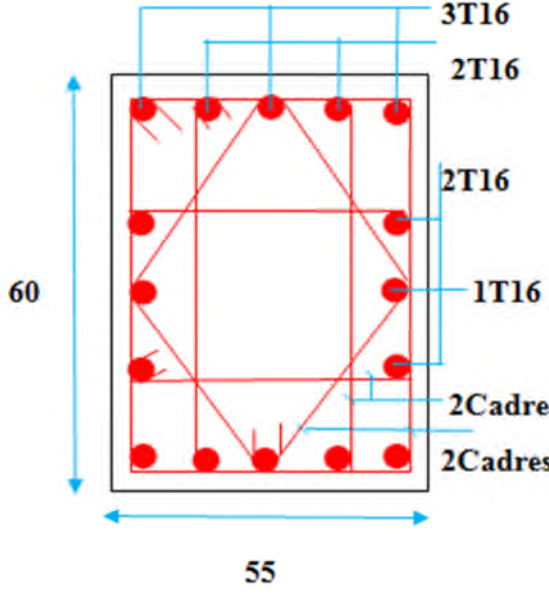
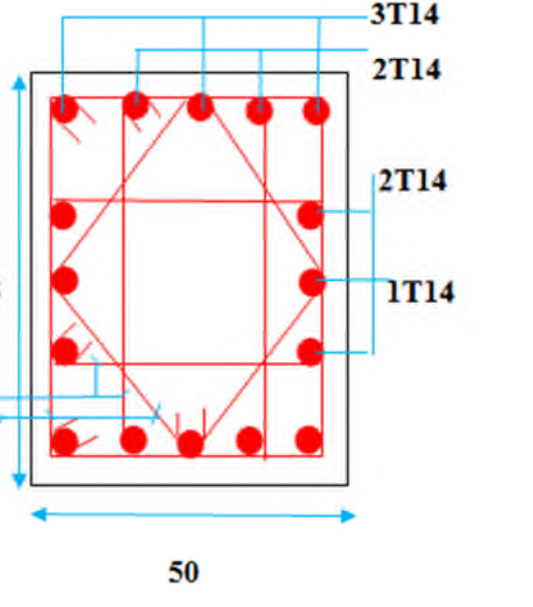
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

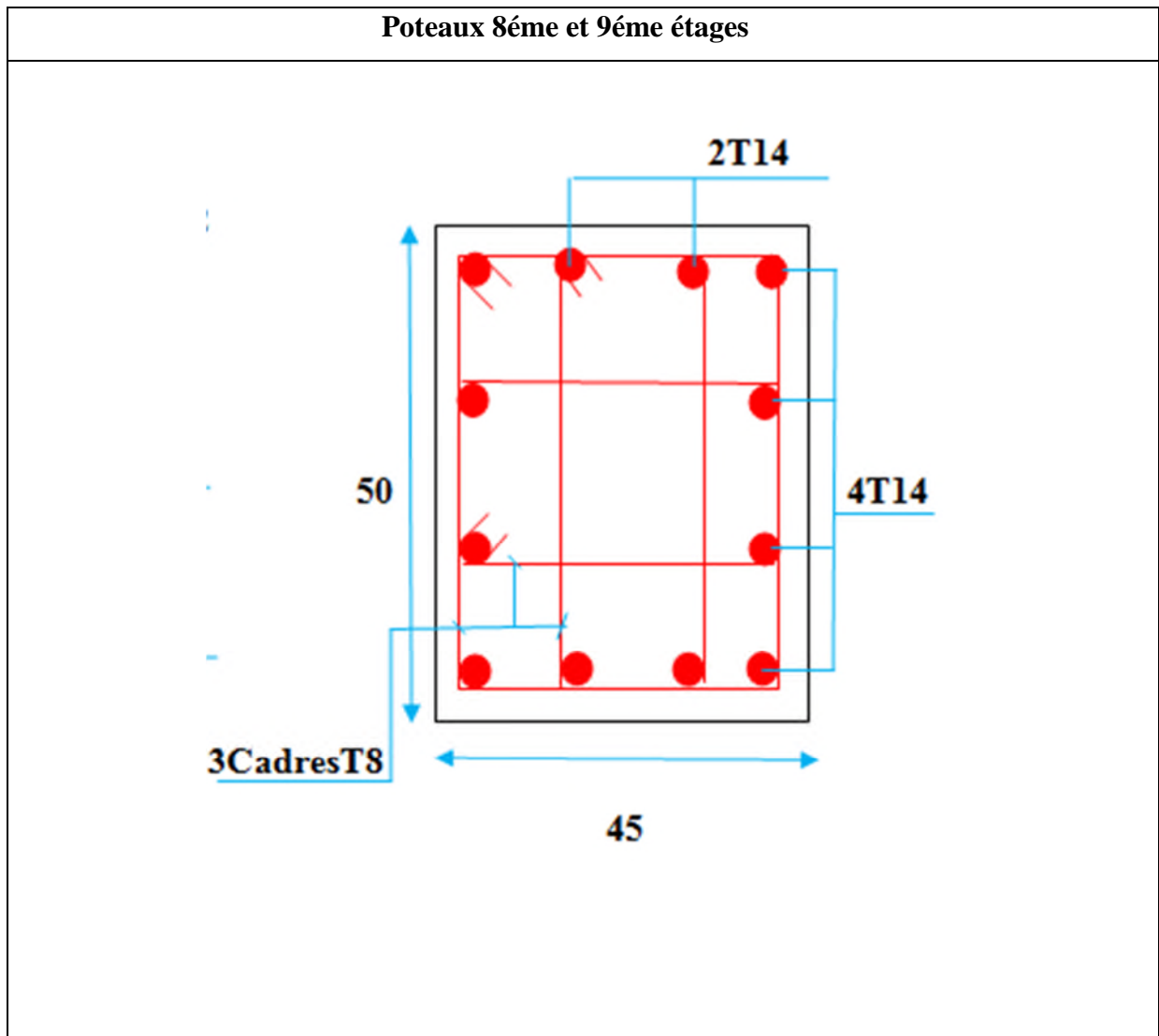
Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau. V.1.8 : vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N_d (KN)	B (cm ²)	V (KN)	$V \leq 0.3$
RDC 1^{er} et Étage	3352.401	4550	0.29	vérifiée
2, 3^{eme} étage	2380.613	3900	0.24	vérifiée
4,5^{eme} étage	1733.469	3300	0.21	vérifiée
6,7^{eme} étage	1098.27	2750	0.15	vérifiée
8,9^{eme} étage	492.882	2250	0.08	vérifiée

Tableau. V.1.9: Schéma de ferrailage des poteaux

RDC et 1 ^{ère} étage	Poteaux 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages
 <p>70</p> <p>65</p> <p>3T20</p> <p>2T20</p> <p>2T20</p> <p>1T20</p> <p>2CadresT8</p> <p>2CadresT10</p>	 <p>65</p> <p>60</p> <p>3T16</p> <p>2T16</p> <p>2T16</p> <p>1T16</p> <p>2CadresT8</p> <p>2CadresT10</p>
Poteaux 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	Poteaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages
 <p>60</p> <p>55</p> <p>3T16</p> <p>2T16</p> <p>2T16</p> <p>1T16</p> <p>2CadresT8</p> <p>2CadresT10</p>	 <p>55</p> <p>50</p> <p>3T14</p> <p>2T14</p> <p>2T14</p> <p>1T14</p> <p>2CadresT8</p> <p>2CadresT10</p>



V.2 : Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/version2003 qui sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E$
- 4) $0.8G \pm E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissent et des efforts tranchant.

Pour notre projet on a deux types de poutre à étudier :

- Poutres principales (40*30).
- Poutres secondaires (35*30).

V.2.1. Recommandation de RPA99/version2003

V.2.1.1 Ferrailage

A) Les armatures longitudinales : RPA 99 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % $b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$. En zone courante.
 - 6 % $b \times h$. En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements set de : 40ϕ En zone II_a

Avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

B) Armatures transversales minimale est donnée par : RPA99 (Art 7.5.2.2)

- $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec : b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_1^{\min} \right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

\varnothing_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus d'appuis ou de l'encastrement.

V.2.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

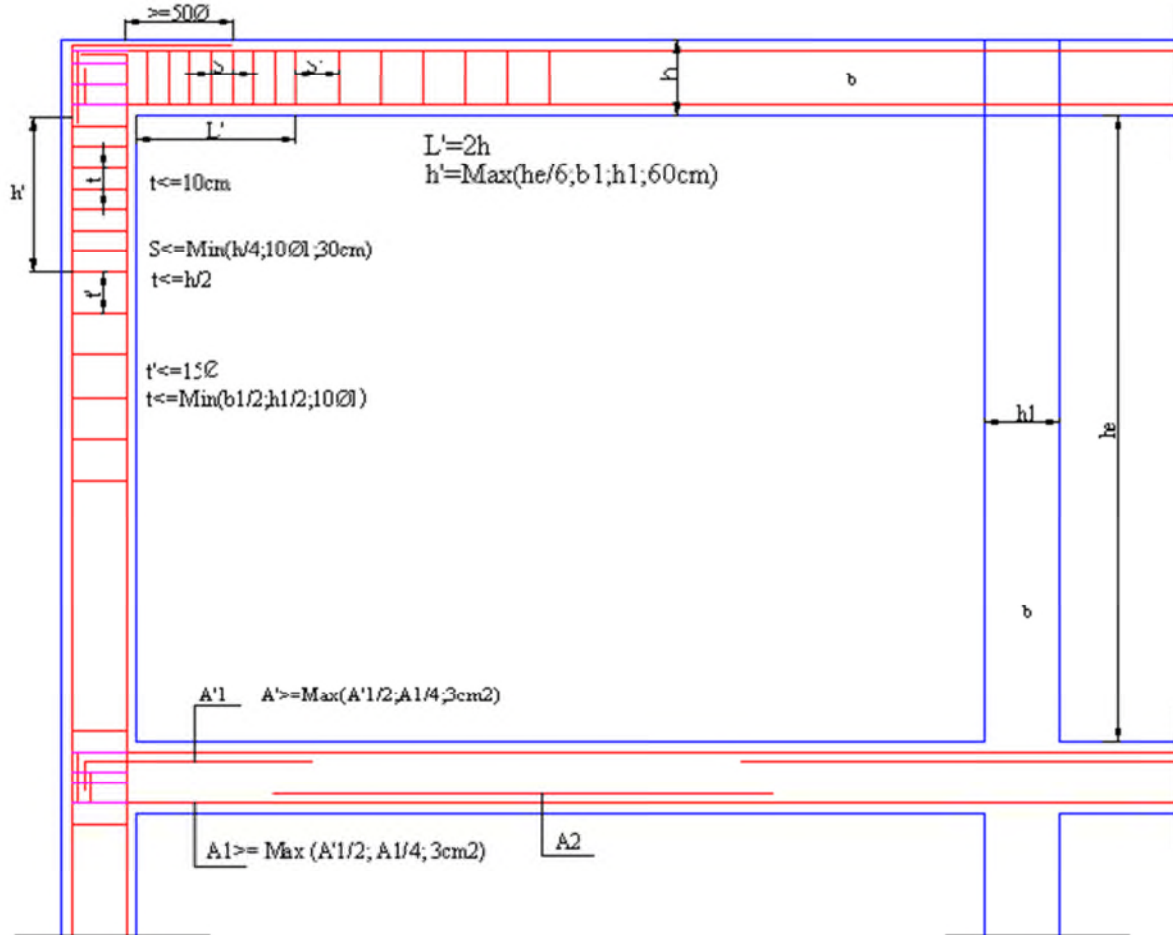


Figure V.2.1. Dispositions constructives des portiques

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) } \quad \text{(ArtF.IV.2)[BAEL]}$$

V.2.3. ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci- dessous :

Tableau V.2.1. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(K)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(KN)
Sous-sol et RDC	89.27	177.09	288.77	39.10	50.08	36.62
Etage courant	102.70	120.35	197.23	56.89	59.60	44.52
terrasse	100.76	105.76	78.28	51.08	98.6	114.36

A) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit à partir de la modélisation par logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

Les résultats des sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2.2. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type	Section	Localisation	A_{SAP} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
RDC	P.P	30×40	Travée	7.32	6.00	3T14+3T12=8.01
			Appuis	16.23		6T20=18.84
	P.S	30×35	Travée	3.56	5.25	3T16=6.03
			Appuis	4.62		3T16=6.03
Etage courant	P.P	30×40	Travée	8.55	6.00	6T14=9.24
			Appuis	10.23		3T14+3T16=10.65
	P.S	30×35	Travée	5.30	5.25	3T16=6.05
			Appuis	5.57		3T16=6.05
Terrasse	P.P	30×40	Travée	8.37	6.00	6T14=9.24
			Appuis	8.83		6T14=9.24
	P.S	30×35	Travée	4.71	5.25	3T16=6.03
			Appuis	9.77		3T16+3T14=10.65

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

➤ **Pour les poutres principales :**

-En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.

-En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

➤ **Pour les poutres secondaires**

-En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

-En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

✓ **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \emptyset$.

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 48 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 56 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 64 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\emptyset = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 80 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

✓ **Les armatures transversales**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Art H.III.3)

➤ **Poutre principale :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{40}{35}, \frac{30}{10} \right) = \min (1.2, 1.28, 3).$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Poutre secondaire :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{35}{35}, \frac{30}{10} \right) = \min (1.2, 1, 3).$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

➤ **Poutre principale :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}.$$

$S_{t2} \leq \min (0.9.d, 40 \text{ cm})$; $d' = 5 \text{ cm}$. $\Rightarrow d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$.

$$S_{t2} \leq 35 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_o \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 2.01 \times 10^4}{0.30 \times (2.53 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_{t3} \leq -45.61 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre secondaire**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9.d, 40 \text{ cm}) ; d' = 5 \text{ cm.} \Rightarrow d = h - d' = 35 - 5 = 30 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq 30 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_o \times (\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 2.01 \times 10^4}{0.30 \times (1.15 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_{t3} \leq -11.58 \text{ cm.}$$

✓ **Selon le RPA**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right)$$

➤ **Poutres principales :** $S_t \leq \min((40/4), 12 \times 1.2, 30 \text{ cm})$ soit : $S_t \leq 10 \text{ cm.}$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale sur une longueur de: $l = 2 \times h = 80 \text{ cm.}$

➤ **Poutres secondaires :** $S_t \leq \min((35/4), 12 \times 1.2, 30 \text{ cm})$ soit : $S_t \leq 8.75 \text{ cm.}$

On adopte un espacement de 8 cm en zone nodale sur une longueur de : $l = 2 \times h = 70 \text{ cm.}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

➤ **Poutre principale:** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

➤ **Poutre secondaire:** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 10 cm en zone courante.

✓ **Vérification des armatures transversales :**

➤ **Poutres principales :** $A_t^{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 3 = 0.135 \text{ cm}^2.$

➤ **Poutres secondaires :** $A_t^{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 3 = 0.09 \text{ cm}^2.$

V.2.4 : Vérifications

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\min} < A_{\min} \Rightarrow$ Donc on ferraille avec A_{\min} .

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivant :

$$\tau = \frac{V}{b_o \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.1).}$$

La fissuration est peu nuisible: $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\text{Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$.

Tableau V.2.3: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	V(MN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Remarque
Principales	0.288	2.53	3.33	Vérifiée
Secondaires	0.114	1.15	3.33	Vérifiée

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$.
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.4 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	18.84	0.288	0.177	8.28	- 6.59	Vérifiée
Secondaires	10.65	0.114	0.098	3.27	-6.20	Vérifiée

❖ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est d'une exigence du **RPA99/version 2003**

(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moment résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 |M_w + M_e|.$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

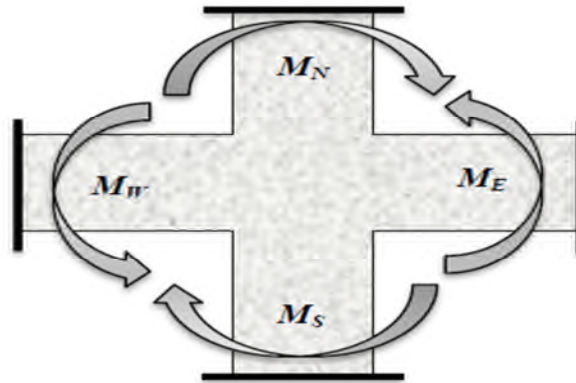


Figure. V.2.2. Schéma de la zone nodale.

✓ Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1- Des dimensions de la section du béton.
- 2- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telque : $M_r = Z \times A_s \times f_{st}$

Avec : $Z = 0.85h$ (h : la hauteur totale de la section du béton). $f_{st} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Tableau V.2.5 . Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC1 ^{er} , étage	70*65	X-X	55.25	50.24	996.73
		Y-Y	59.5		1073.40
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage	65*60	X-X	51	32.16	571.49
		Y-Y	55.25		619.11
4 ^{ème} ,5 ^{ème} étage	60*55	X-X	46.75	32.16	523.86
		Y-Y	51		571.49
6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage	55*50	X-X	42.50	24.64	371.52
		Y-Y	46.75		408.68
8 ^{ème} ,9 ^{ème} étage	50*45	X-X	38.25	18.48	244.12
		Y-Y	42.5		271.25

Tableau V.2.6. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	40*30	X-X	25.5	26.85	238.27
		Y-Y	34		317.69
Etage coutant	40*30	X-X	25.5	19.89	176.50
		Y-Y	34		235.34
Terrasse	40*30	X-X	25.5	18.48	163.99
		Y-Y	34		218.66

Tableau V.2.7. Les moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	35*30	X-X	25.50	12.06	107.02
		Y-Y	29.75		124.86
Etage coutant	35*30	X-X	25.5	12.06	107.02
		Y-Y	29.75		124.86
Terrasse	35*30	X-X	25.50	16.68	142.69
		Y-Y	29.75		172.69

❖ Pour les poutres principales

La vérification de la zone nodale dans les poutres principales est resumée dans le tableau si dessous :

Tableau V.2.8. Vérification de la zone nodale dans les poutres principales.

Niveau	Sens	M _n	M _s	M _n + M _s	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Observation
RDC et1	XX	996.73	996.73	317.69	238.27	1993.4	694.95	Vérifiée
	YY	1073.4	1073.4	317.69	238.27	2146.8	694.95	Vérifiée
2et3	XX	571.49	571.49	235.34	176.50	1142.9	514.80	Vérifiée
	YY	619.11	619.11	235.34	176.50	1238.2	514.80	Vérifiée
4et5	XX	523.86	523.86	235.34	176.50	1047.7	514.80	Vérifiée
	YY	571.49	571.49	235.34	176.50	1142.9	514.80	Vérifiée
6et7	XX	371.52	371.52	235.34	176.50	743.05	514.80	Vérifiée
	YY	408.68	408.68	235.34	176.50	817.35	514.80	Vérifiée
8et9	XX	244.12	244.12	218.66	163.99	488.25	478.31	N. V
	YY	271.25	271.25	218.66	163.99	542.50	478.31	Vérifiée

❖ Pour les poutres secondaires

La vérification de la zone nodale dans les poutres principales est resumée dans le tableau si dessous

Tableau V.2.9. Vérification de la zone nodale dans les poutres secondaires.

Niveau	S _{ens}	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25(M _W +M _E)	Observation
RDC et 1	XX	996.73	996.73	124.86	107.02	1993.46	289.85	Vérifiée
	YY	1073.4	1073.4	124.86	107.02	2146.8	289.85	Vérifiée
2et3	XX	571.49	571.49	124.86	107.02	1142.97	289.85	Vérifiée
	YY	619.11	619.11	124.86	107.02	1238.22	289.85	Vérifiée
4et5	XX	523.86	523.86	124.86	107.02	1047.72	289.85	Vérifiée
	YY	571.49	571.49	124.86	107.02	1142.97	289.85	Vérifiée
6et7	XX	371.52	371.52	124.86	107.02	743.05	289.85	Vérifiée
	YY	408.68	408.68	124.86	107.02	817.35	289.85	Vérifiée
8et9	XX	244.12	244.12	172.69	142.69	488.25	394.23	Vérifiée
	YY	271.25	271.25	172.69	142.69	542.50	394.23	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

➤ Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{40}{570} = 0.070 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{40}{570} = 0.070 \geq \frac{102.70 \times 10^{-3}}{10 \times 240.72 \times 10^{-3}} = 0.0426 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10.67}{30 \times 38} = 0.0093 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

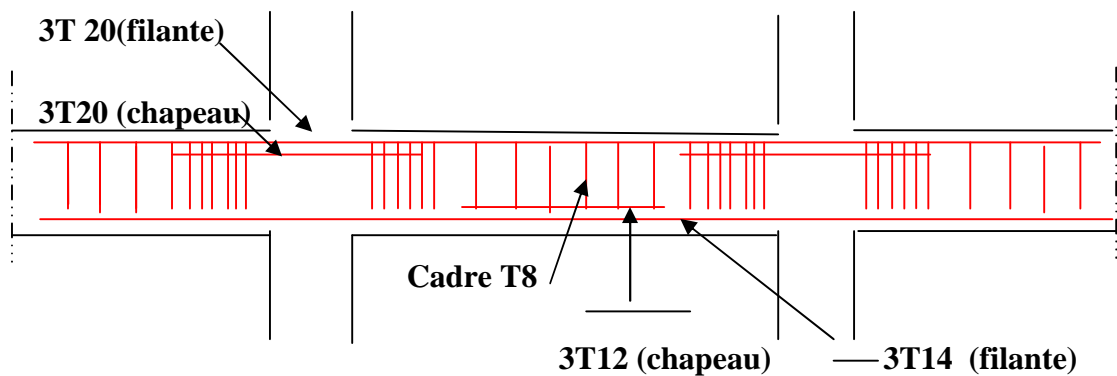
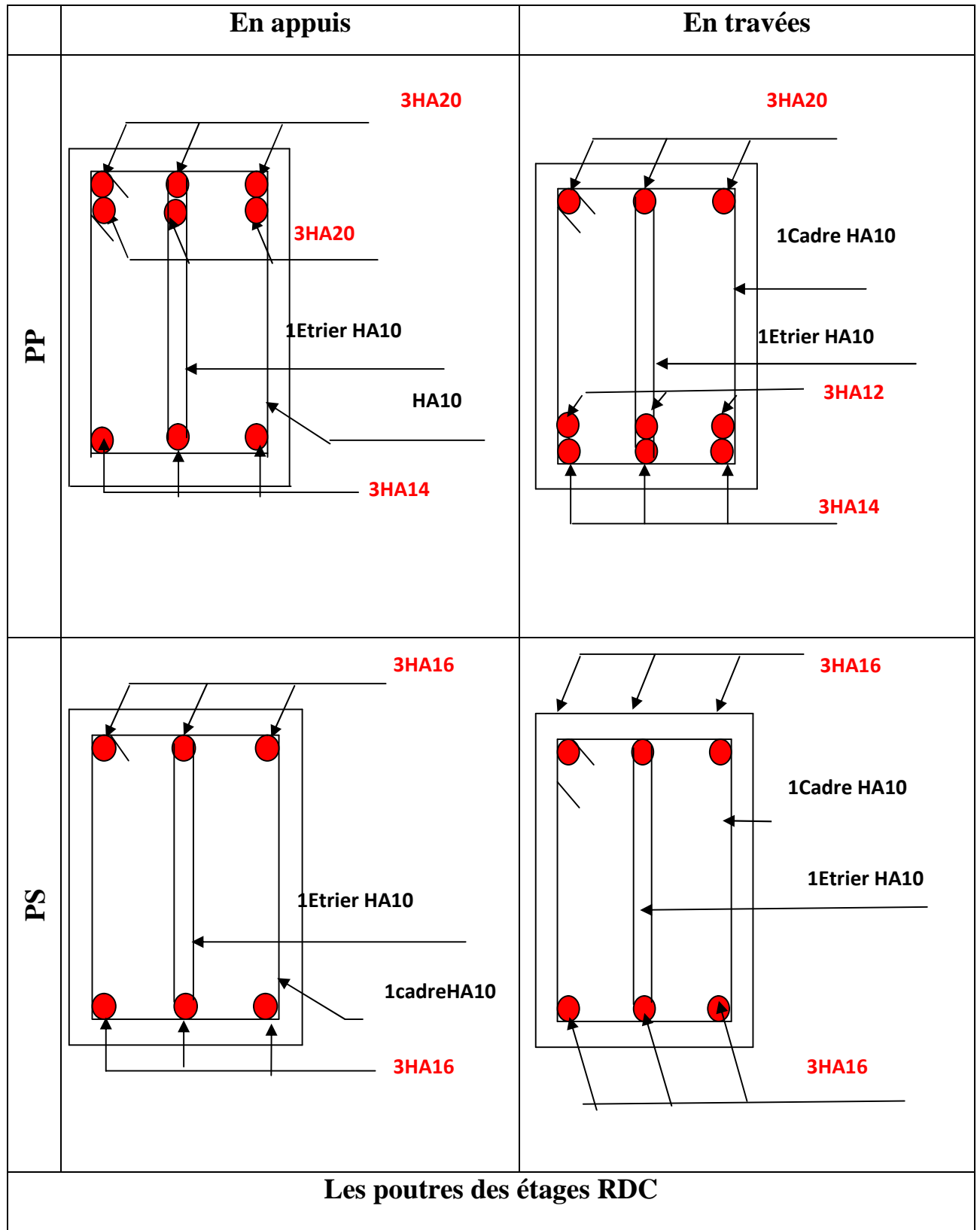


Figure .V.2.3. Schéma constructif de la poutre du RDC.

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans les schémas ci-après :



	En appuis	En travées
PP	<p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1Etrier HA1 1Cadre HA10</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA16</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>3HA16</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadreHA10</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA1</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1étrierHA10</p> <p>3HA16</p>
<p>Les poutres des étages courants</p>		

	En travée	En appuis
PP	<p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1cadre HA10</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1Etrier HA10</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA16</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>1Cadre HA10</p> <p>3HA16</p>
Les poutres du plancher Terrasse		

V.3.Ferraillage des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charge permanentes et surcharges avec un pourcentage ≤ 25 %).
- 2-des forces horizontales (séisme).

V.3.1.Recommandations du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Les armatures verticales

-Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2 \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing_1$. En plus des épingles sont prévus 4 par 1 m².

c) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coupures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

-Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = 0.15 \% .e. h.....\text{dans la section globale du voile.}$$

$$A_{min} = 0.10 \% .e. h.....\text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_1 \leq \frac{l}{10} .e$ (Exception faite pour les zones d'about)

-L'espacement : $S_t = \min (1.5e ; 30) \text{ cm}$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Longueur de recouvrement :

40 ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2.Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$N_{max} \rightarrow M \text{ correspondant.}$$

$$N_{min} \rightarrow M \text{ correspondant.}$$

$$M_{max} \rightarrow N \text{ correspondant}$$

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

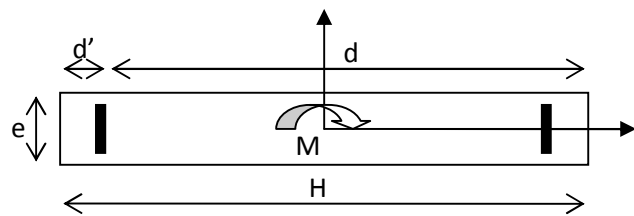


Figure. V.3.1 : Schéma d'un voile plein

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA})$$

- **Armatures horizontales**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage)} ; \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N^{bre} /face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

➤ **Calcul de ferrailage du voile**

Le ferrailage des voiles V_y et V_x sont représentés dans les tableaux suivants :

Avec : **P.C** : Section partiellement comprimé.

E.C : Section entièrement comprimé.

Tableau V.3.1 : Ferrailage du voile Vy.

V _x , L=2.5 m	e=20cm					
	Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	2152.1	1453.5	1237.2	965.9	617.2	258.1
M(KN.m)	2024.8	195.9	1871.6	1995	1262.1	236.6
V(KN)	758.09	564.9	484	369.5	228.9	96.8
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	2.35	1.75	1.50	1.15	0.71	0.30
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{\min}/voile (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{\min} (RPA) (cm ²)	5	5	5	5	5	5
A_v^{Calcul} (cm ²)	1.56	5.65	7.12	11.61	7.27	0.25
A_v^{Adopter} (cm ²)/face	11.31	11.31	11.31	11.63	7.85	7.85
N ^{barres} /face	10T12	10T12	10T12	5T10 +5T14	10T10	10T10
St (cm)	25	25	25	25	25	25
A^h_{Calcul} (cm ²)	2.93	2.18	1.87	1.43	0.88	0.37
A^h_{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A^h_{adopt} (cm ²)/face/ ml	3.93	3.93	3.93	2.51	2.51	2.51
N ^{barres} (cm ²) /face/ml	5T10	5T10	5T10	5T8	5T8	5T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile Vx.

Vy, L=2.5m	e=20cm					
	Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
N (KN)	1403.4	832.9	654.9	468.9	268.6	258.1
M(KN.m)	1390.5	510.49	373.2	223.5	118.8	236.6
V(KN)	446	298.4	274.6	238.1	171.5	96.8
Section	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC	SPC
τ (MPa)	1.15	0.77	0.71	0.61	0.44	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{\min}/voile (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_v^{\min}(\text{RPA})$ (cm ²)	6	6	5.99	12	12	6
$A_{v\text{Calculu}}$ (cm ²)	-2.83	-4.64	-3.917	8.65	4.84	-0.70
A_v Adopter (c m ²)/face	11.31	11.31	11.31	11.31	9.58	9.58
N ^{barres} /face	10T12	10T12	10T12	10T12	5T10 +5T12	5T10 +5T12
St (cm)	25	25	25	25	25	25
A^h_{Calcul} (cm ²)	1.79	1.2	1.1	0.95	0.68	0.39
A^h_{min} (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A^h_{adopt} (cm ²)/face/ ml	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N ^{barres} (cm ²)/face/ ml	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

V.3.4. Schéma de ferrailage :

Le schéma ci-dessous présente Le ferrailage du voile (Vy) avec $L = 2.5\text{m}$ de RDC jusqu'au 6^{ème} étage comme exemple :

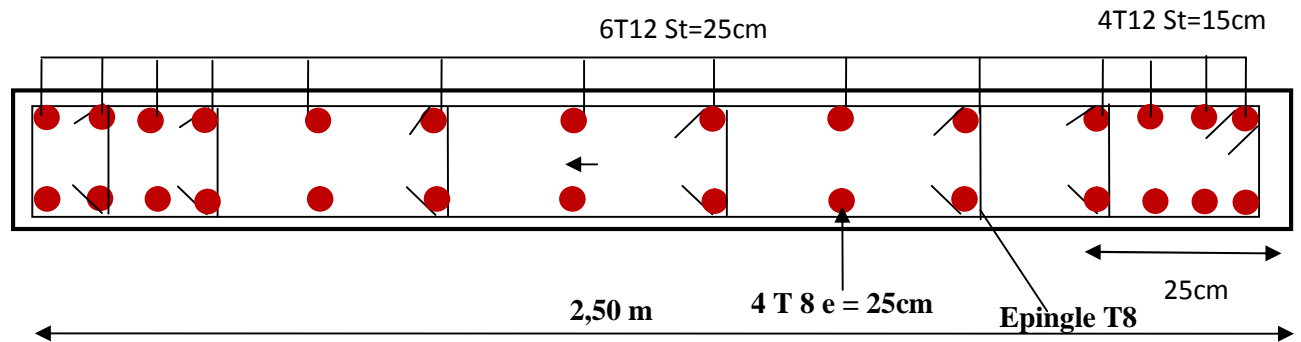


Figure. V.3.2. Schéma de ferrailage du voile Vy de RDC jusqu'au 6^{ème} étage.

V.3.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (**SAP2000 version 14.2**) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le **RPA99 / version 2003** sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles **RPA** favorisent la sécurité avant l'économie.

VI .1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2,00 bar à une profondeur de 1,5 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations

VI.4.1. Le choix de fondation.

VI.4.1.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

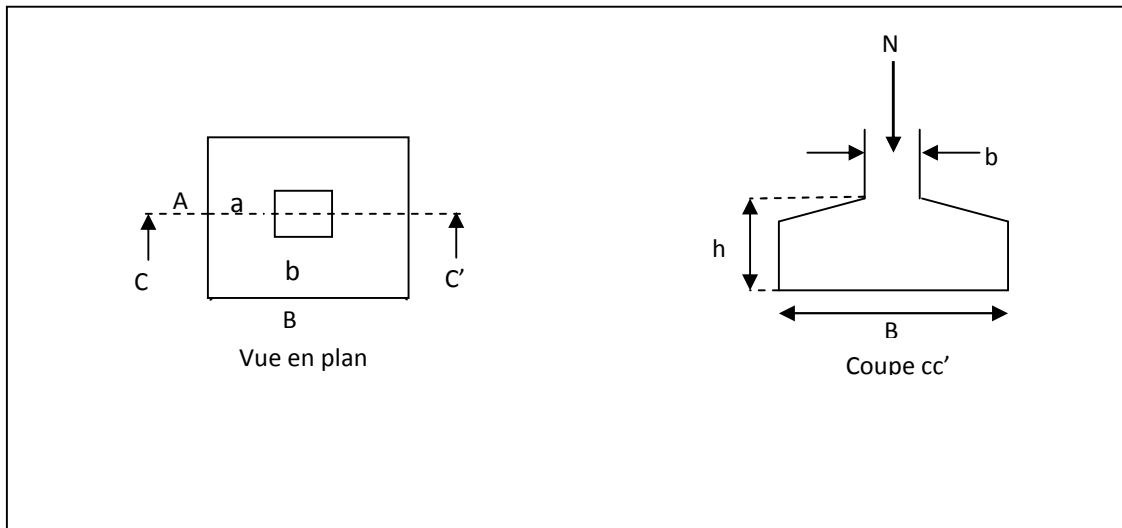


Figure.VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,7}{0,65} \times \frac{3.352}{0,20}} = 4.24m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entres les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IV.4.1.2.Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

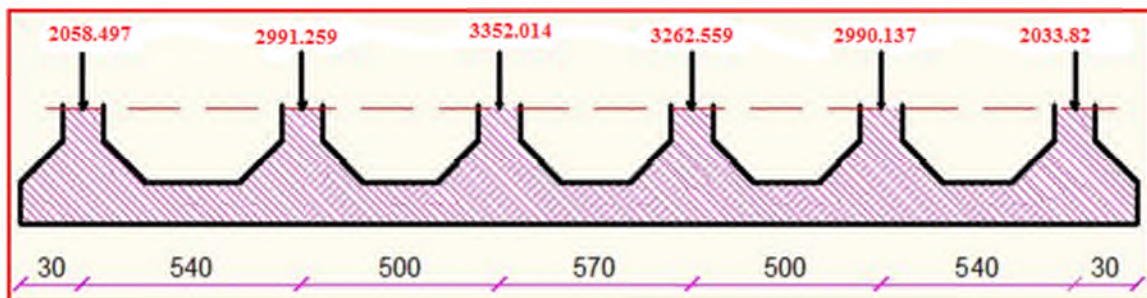


Figure. VI.2. Vue d'une semelle

doit vérifier : $\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$.

Avec : $N = \sum N_i$

Avec : $N = \sum N_i + 6 * N_s$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : L'effort normal provenant de la semelle estimé à 20 KN

$$\sum N_i = 16688.286.$$

$$B \geq \frac{16708.286 \times 10^{-3}}{26.5 \times 0.20} = 3.21m \quad \text{on opte pour } B=3.5m$$

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela est dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général

VI.4.1.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel

A - Pré dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle de radier.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$(L_{max} = 5,70 - 0.7m) = 5 \text{ cm}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I: Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[4]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.28 \text{ m.}$$

Donc : $h_t \geq 0.28m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.55m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.30m$ Pour le radier.

▪ La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{60779.409 \times 10^{-3}}{0.20} = 303.89m.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 594.50m^2$.

$S_{rad} < S_{bâtiment}$; Donc on prend : $S_{rad} = S_{bâtiment}$

B - Les vérifications

▪ Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (art.A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

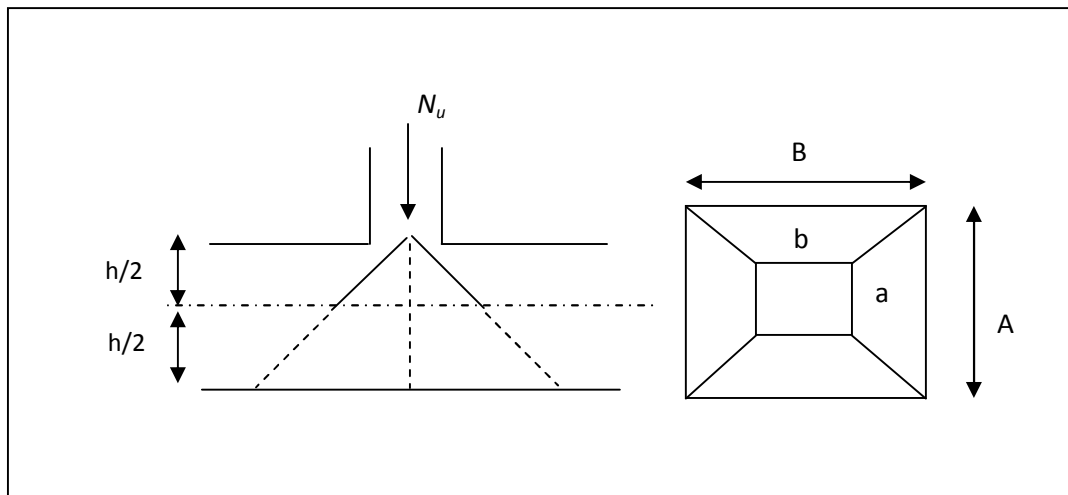


Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge.

• **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (70×65) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.55 = 1.20 \\ B = b + h = 0.70 + 0.55 = 1.25 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 4.90$$

$$\Rightarrow N_d = 3.098 \text{ MN} > Q_u = 0.045 \times 4.9 \times 0.55 \times \frac{25}{1.5} = 2.02 \text{ Condition non vérifié}$$

Donc on doit augmenter la hauteur du radier. Soit $h = 0.40\text{m}$

$$\text{Pour } h_t = 0.80 \Rightarrow N_d = 2.591 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.9 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} = 3.54$$

..... Condition vérifiée

Donc la hanteur totale $H_t=80\text{cm}$ et la hauteur de radier est : $h_r=40 \text{ cm}$.

▪ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$I_x = 25848.52m^4$, et $x_G = 14.89$ m.

$I_y = 36552.60m^4$, et $y_G = 11.14$ m.

Avec : σ_{max} et σ_{min} contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

• **Sens x-x :**

$N = 63996.10KN$ et $M_x = 78448.1137KN.m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 141.45KPa.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 73.83KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 124.54kpa < \bar{\sigma}_{sol} = 200KPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$N = 63996.103KN$ et $M_y = -86003.513KN.m$.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 111.15KPa.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 104.14KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 109.39KPa < \bar{\sigma}_{sol} = 200KPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{78448.113}{63993.1} = 1.22m < \frac{27.00}{4} = 6.75m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

Dans le sens y-y : $e = \frac{86003.51}{63993.1} = 1.34m < \frac{24}{4} = 6.25m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = KN$ (poids propre du bâtiment + poids du radier + poids des terres)

$H = 1.50m$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 594.50m^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

- On trouve : $N_{structure} = 57031.103 \text{ KN} > 13376.25 \text{ KN}$.condition vérifiée.
- $P_{radier} = 0.4 * 594.5 * 25 = 5945 \text{ KN}$.
- $P_{nervure} = 1020 \text{ KN}$.

$N = 63996.103 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 368.2 \times 10 = 6351.45 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifié.

VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier

VI.4.1.3.2. La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{90456.643}{594.50} = 152.15 \text{ KN} / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{63996.103}{594.50} = 107.64 \text{ KN} / m^2.$$

N_u : Effort ultime plus le poids propre du radier = 6965 KN.

$l_x = 4,95 \text{ m}$, et $l_y = 5,7 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 184.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 103.5 \text{ KN.m}$$

• En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 157.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 110.8 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 92.452 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 65.17 \text{ KN.m}$$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$h_r = e = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.86$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 6.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 6.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que: $A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^x}{4} \Rightarrow 6.4 \text{ cm}^2 > 1,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.70 \text{ m}^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau .VI.1. Résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	$A_{\text{calc}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{optée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Sens x-x	Travée	157.17	12.38	5.60	7HA16=14.07	14
	Appui	92.45	7.15	6.38	7HA12=7.91	14
Sens y-y	Travée	90.52	8.62	6.38	6HA14=9.24	16
	Appui	53.25	5.01	5.60	5HA12=5.65	20

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 443.14 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{0.4431}{1 \times 0,75} = 0,59 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 250,96 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.250}{1 \times 0,75} = 0,334 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. VI.2. Vérification des contraintes.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
x-x	M_t	125.49	6.79	100.01	15	201.63
	M_a	73.82	5.002	85	15	201.63
y-y	M_t	99.14	6.31	79	15	201.63
	M_a	58.31	4.53	64	15	201.63

- **Schéma de ferrailage :**

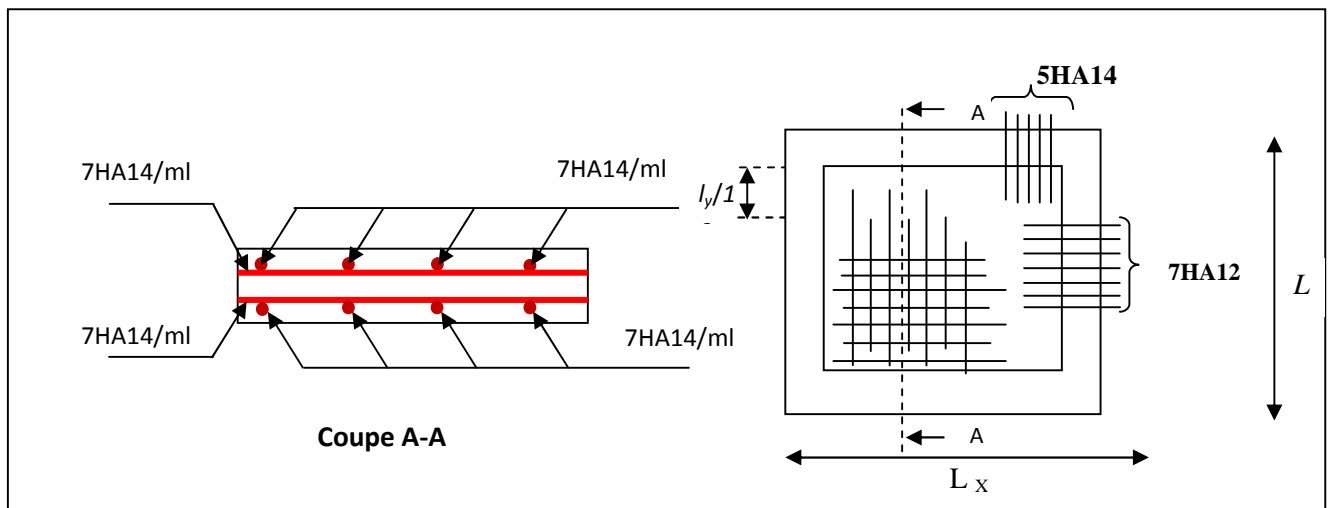


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 152.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 107.64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• Calcul des sollicitations**1. Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal (x-x)

- Charge triangulaire

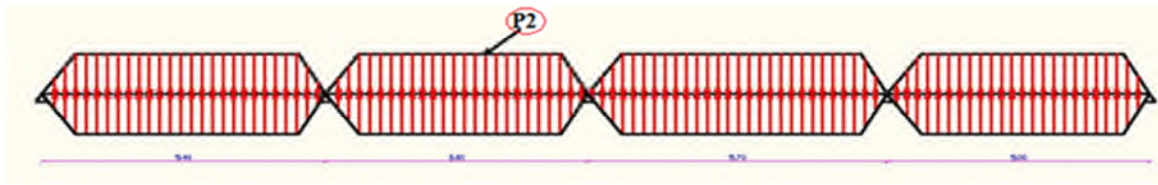


Figure VI.5. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale et triangulaire:

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5,4	5,4	319,51	-174,69	-873,78	2,19	768,66
B-C	5,00	4,00	304,86	-873,78	-696,30	2,61	169,67
C-D	5,70	4,56	328,84	-696,30	-696,30	2,85	637,78
D-E	5,00	4,00	304,86	-696,30	-873,872	2,38	169,67
E-F	5,4	5,4	319,51	-873,872	-174,69	3,20	768,66

- Sens transversal (y-y):

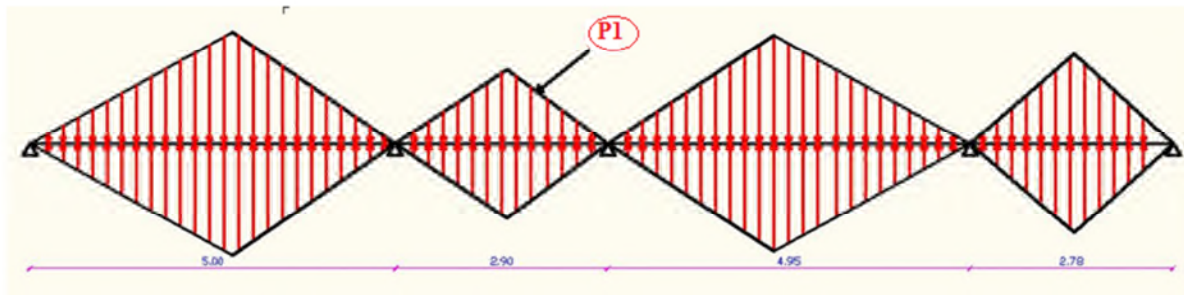


Figure.VI.6. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales

- Charge triangulaire : $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5	5	551,56	-241,875	-1096,78	2,075	1110,765
B-C	2,9	2,32	635,81	-1096,78	-589,593	2,034	477,446
C-D	4,95	3,96	418,94	-589,593	-640,122	2,45	753,203
D-E	3,86	3,088	418,94	-640,122	-336,354	2,14	191,618
E-F	2,78	2,78	418,94	-336,354	-41,44	1,82	134,47

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0,80$ m (on augmente la hauteur de la nervure pour avoir un ferraillage économique)

$h_0=0,40$ m

$b_0=0,65$ m

$d=0,75$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5,7}{10}; \frac{4,95}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,57; 2,47)$$

soit : $b_1 = 0,5$ m

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,65$ m

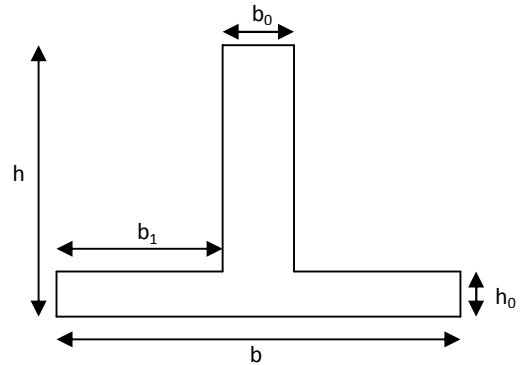


Figure .VI.7. Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Résultats de ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	768,66	30,27	16,75	8HA20+2HA25 = 34,94
	Appui	873,66	36,92	5,88	10HA25=49,10
y-y	Travée	1110,765	44,31	18,98	2HA20+8HA25=45,56
	Appui	1096,78	47,79	5,88	10HA25=49,10

➤ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	Travée	606,382	5,00	15	200,4	201.63
	Appui	533,379	4,6	15	200.51	201.63
y-y	Travée	641,612	4,9	15	192	201.63
	Appui	677,98	5,3	15	200	201.63

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0,214MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,153MPa < 2,5MPa.$$

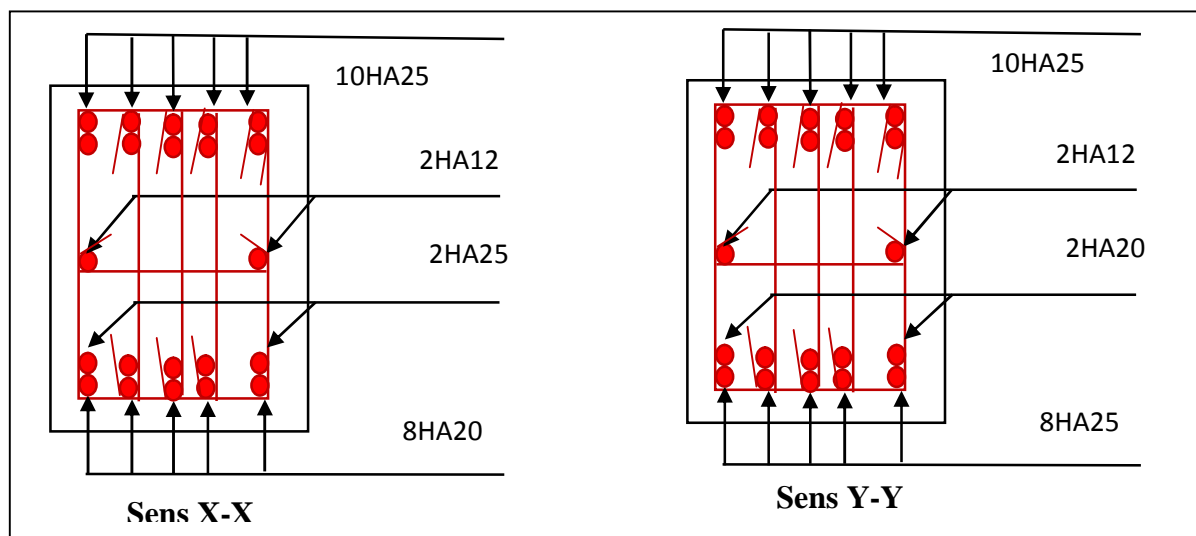
- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l\right) = \min(22,85 ; 65 ; 20) = 16mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(22,5 ; 12 ; 20) = 12cm \quad \text{Soit : } S_t = 10cm.$$

- **Schéma de ferrailage**

**Figure .VI.8.** Schéma de ferrailage des longrines.

L' étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre prédimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structureaux
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux ,on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales .
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et la surface de l'ensemble des fondations .

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R) [DTR.BC 2.2, DTR BC 2.33.1 et DTR BC 2.41]

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

NOTATIONS

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v: épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.