

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+9+S-SOL) à usage
D'habitation contreventé par voile e-portique.

Réalisé par :

- **MEDHOUS FAKIR**
- **OUCHENE FAOUZI**

Promotrice :

M^{me} : BOUSSA. L

Soutenu le 14 septembre devant le jury:

M^r BEN YESSAD

M^{me} BOUICHE

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} L.Boussa. Pour avoir accepte de nous guider sur le bon chemine de travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Fakir et faouzi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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 côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mes très chères sœurs.

A mes très chères frères .

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A ma chère MANAL

A ma promotrice bien sur : " Mme L.BOUSSA" qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2019/2020.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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 côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon chère frère KHOUTHIR

A mes très chères sœurs FOUZIA , LOUBNA et SELMA

A toute la famille " **OUCHENE** " .

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A ma promotrice bien sur : " Mme L. BOUSSA" qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2019/2020.



Sommaire

Symboles et notations

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	01
I.2. Caractéristiques de la structure	01
I.2.a. Caractéristiques géométriques	01
I.2.b. Caractéristiques du sol d'assise	01
I.3. Etats limites de calculs	02
I.4. Caractéristique des matériaux	03
I.5. Action et sollicitations de calcul	05
I.6. Combinaisons de calcul	06
I.7. Conclusion	06

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.	08
II.2. Les planchers	08
II.3. Les escaliers	11
II.4. L'Ascenseur	12
II.5. Les poutres	13
II.6. Étude d'acrotère	14
II.7. Les voiles	14
II.8. Les poteaux	15
II.9. Evaluation des charges et surcharges	15
II.10. Descente de charge	19
II.11. Vérifications pour le poteau	23
II.12 Conclusion	26

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	27
III.2 Etude des planchers	27
III.3. Etude des planchers dalles pleines	42
III.4. Etude des escaliers	48

Sommaire

III.5. Étude d'acrotère	52
III.6 Etude de la poutre brisée	56
III.7 Etude des poutres de chainages	59
III.8 Conclusion	61
Chapitre IV Etude dynamique	
IV.1 Introduction.	62
IV.2 Méthode de calcul.	62
IV.3 Méthode choisit	62
IV.4 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant a la base)	62
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale	65
IV.6 Conclusion	72
Chapitre V Etude des éléments principaux	
V.1 Introduction.	73
V.2 Etude des poteaux	73
V.3 Etude des poutres	80
V.4 Etude des voiles	88
V.5 Conclusion	95
Chapitre VI Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction.	98
VI.2 Etude des fondations	98
VI.3 Les voiles périphériques	104
VI.4 Conclusion	107
Conclusion générale	
Bibliographie.	
Annexes.	

Symboles et notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

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 : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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.

Symboles et notations

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : 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.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W: poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : 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.

Symboles et notations

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_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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.

Les listes des figures

Figure. II.1	Plan de disposition des poutrelles du RDC et l'étage courant.....	8
Figure. II.2	Plancher à corps creux	9
Figure. II.3	Coupe transversale d'une poutrelle.....	9
Figure. II.4	dalle sur deux appuis	10
Figure. II.5	dalle sur quatre appuis	10
Figure. II.6	dalle sur trois appuis	10
Figure. II.7	Schéma d'un escalier	11
Figure.II.8	Vue en plan de l'escalier	11
Figure.II.9	Schéma de 1 ^{er} et 3 ^{ème} volées.....	12
Figure.II.10	La cage d'ascenseur.....	12
Figure.II.11	1 ^{er} type : Acrotère de la terrasse inaccessible	14
Figure.II.12	2 ^{ème} type : Acrotère de la terrasse accessible	14
Figure. II.13	Coupe verticale d'un voile	14
Figure. II.14	surface qui revient au poteau C7.....	19
Figure. II.15	surface qui revient au poteau D4.....	20
Figure.III.1	Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	28
Figure.III.2	Moments sur une poutre à deux travées	28
Figure.III.3	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	28
Figure.III.4	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	28
Figure.III.5	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	41
Figure.III.6	Section de la dalle pleine à ferrailé.....	43
Figure.III.7	ferrailage de panneau dalle sur 2appuis (balcon).....	46
Figure.III.8	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis D7.....	47
Figure.III.9	ferrailage de la dalle sur 4 appuis (TA).....	48
Figure.III.10	Schéma de ferrailage de l'escalier (la partie AB).....	48

Figure.III.11	Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1 et 3	51
Figure.III.12	Schéma d'une volée 2.....	51
Figure.III.13	Schéma de ferrailage de la volée 2.....	52
Figure.III.14	1 ^{ere} type : Acrotère de la terrasse accessible.....	53
Figure.III.15	Schéma statique de l'acrotère.....	54
Figure.III.16	2 ^{ème} type : Acrotère de la toiture.....	56
Figure.III.17	Schéma de ferrailage de l'acrotère type 1 et 2.....	56
Figure.III.18	Schéma statique de la poutre brisée.....	56
Figure.III.19	schémas de ferrailage de la poutre brisé.....	59
Figure.III.20	Schéma de ferrailage de la Poutre chainage.....	61
Figure. IV.1	spectre de réponse sens X et Y.....	65
Figure. IV.2	la disposition des voiles.....	66
Figure. IV.3	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant y-y).....	67
Figure. IV.4	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x).....	67
Figure IV.5	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	68
Figure. V.1	Zone nodale.....	73
Figure. V.2	Section d'un poteau	78
Figure. V.3	Les moments dans la zone nodale	85
Figure. V.4	Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.....	86
Figure. V.5	Disposition des armatures verticales	89
Figure. V.6	Schéma d'un voile pleine.	90
Figure. V.7	Schéma de ferrailage du voile $V_y = 2m$ (RDC+ etage1)	95
Figure. VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	97
Figure.VI.2	Semelle filante.....	97
Figure.VI.3	Zone de contact poteau- semelle.....	99
Figure.VI.4	Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.....	102

Figure.VI.5	Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	103
Figure.VI.6	Voile périphérique.....	104
Figure.VI.7	Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	107

Listes des tableaux

Tableau. I.1	modules de déformation longitudinale du béton.....	4
Tableau. II.1	Dimensionnement des types de dalles pleines.....	11
Tableau. II.2	Pré dimensionnement de l'escalier volées 1et 3	12
Tableau. II.3	Pré dimensionnement de l'escalier volée 2.....	13
Tableau. II.4	Pré dimensionnement de différentes poutres	14
Tableau. II.5	Évaluation des charges de l'acrotère	15
Tableau. II.6	Le pré dimensionnement des voiles.	15
Tableau. II.7	Évaluation des charges de la toiture	16
Tableau. II.8	Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	16
Tableau. II.9	Évaluation des charges du plancher étage courant.....	17
Tableau. II.10	Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	17
Tableau. II.11	Evaluation des charges du plancher courant.....	18
Tableau. II.12	Evaluation des charges du balcon.....	18
Tableau. II.13	Evaluation des charges sur la volée.....	19
Tableau. II.14	Evaluation des charges du palier.....	19
Tableau. II.15	Evaluation des charges dans les murs extérieurs	21
Tableau. II.16	Poids propre des poteaux.....	22
Tableau. II.17	Evaluation de la descente de charge de poteau (C7).....	23
Tableau. II.18	Récapitulation des résultats dans le tableau suivant	23
Tableau. II.19	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (C7).....	24
Tableau. II.20	Vérification au flambement des poteaux.....	25
Tableau. II.21	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (C7).....	26
Tableau. III.1	Les Types de poutrelles.	29
Tableau. III.2	Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles	29
Tableau. III.3	Chargements sur les poutrelles	29
Tableau. III.4	les résultats des sollicitations pour le terrasse accessible	34
Tableau. III.5	les résultats des sollicitations pour le RDC et étage courant.	34
Tableau. III.6	les résultats des sollicitations pour la toiture.....	35
Tableau. III.7	les sollicitations maximales des poutrelles dans des déférentes plancher.....	35
Tableau. III.8	Evaluation de la flèche	40
Tableau. III.9	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	40
Tableau. III.10	Vérification au cisaillement	40
Tableau. III.11	Vérification des états limites de compression du béton	41
Tableau. III.12	Vérification des états limites de déformation.....	41
Tableau. III.13	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	42
Tableau. III.14	Vérification des états limites de compression du béton	45

Tableau. III.15	Calcul des sollicitations	46
Tableau. III.16	Calcul des ferrailages des dalles pleins	46
Tableau. III.17	Vérifications nécessaires	47
Tableau. III.18	vérification de la flèche	47
Tableau. III.19	Résultats des ferrailages des volées 1 et 3	49
Tableau. III.20	Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier	51
Tableau. III.21	Résultats des ferrailages des volée 2	51
Tableau. III.22	Evaluation des charges et surcharges	52
Tableau. III.23	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	53
Tableau. III.24	Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère2.....	56
Tableau. III.25	Ferrailage de la poutre brisée.....	57
Tableau. III.26	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.....	59
Tableau. III.27	Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage	60
Tableau. III.28	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.....	61
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités dans le sens (X-X) et le sens (Y-Y).....	64
Tableau. IV.2	Périodes et taux de participation massique de la structure.....	68
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	69
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	69
Tableau. IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	70
Tableau. IV.6	Vérification des déplacements de niveaux.....	71
Tableau. IV.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	71
Tableau. IV.8	Vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau. IV.9	Dimensions finales des éléments structuraux.....	72
Tableau V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	74
Tableau V.2	Sollicitations dans les différents poteaux.....	74
Tableau V.3	Armatures longitudinale dans les poteaux.....	75
Tableau V.4	Armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	76
Tableau V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	77
Tableau V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	78
Tableau V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	79
Tableau V.8	Ferrailage des sections des poteaux.....	80
Tableau V.9	Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.....	81
Tableau V.10	Les sollicitations les plus défavorables.....	81
Tableau V.11	Armatures longitudinales dans les poutres.....	82
Tableau V.12	Vérification de l'effort tranchant.....	84
Tableau V.13	Vérification au cisaillement.....	84

Tableau V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	84
Tableau V.15	Moment résistant dans les poteaux.....	85
Tableau V.16	Moments résistants dans les poutres.....	86
Tableau V.17	Vérification de la zone nodale.....	86
Tableau V.18	Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	88
Tableau V.19	Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3}=1,7\text{m}$ à tous les niveaux.....	91
Tableau V.20	Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=2\text{m}$ à tous les niveaux.....	91
Tableau V.21	Ferrailage du voile $V_{x3}=1,7\text{m}$	93
Tableau V.22	Ferrailage du voile $V_{y2}=2\text{m}$	94
Tableau VI.1	ferrailage de la poutre de rigidité	103
Tableau VI.2	Ferrailage des voiles périphérique.....	105
Tableau VI.3	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	106
Tableau VI.4	Ferrailage à l'ELS.....	106

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que la résistance, l'économie et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et leur apparition sont aléatoire. 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 donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9+s-sol) à usage d'habitation, Il est contreventé par un système (voiles portiques), il est situé en zone IIa et il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique en optimisant la disposition 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 ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre Cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre.

I.1. Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

✓ Présentation de projet :

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9 + un sous-sol) . Ce projet est un ouvrage courant implanté à kherrata wilaya de Bejaia classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003[Article 3.2] comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage **2B**. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètre

• I.2. Caractéristiques de la structure :

• I.2.a. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- Longueur en plan..... $L_x=26,60\text{m}$
- Largeur en plan $L_y=18,50\text{m}$
- La hauteur du RDC $h_{\text{RDC}}=3,06\text{m}$
- la hauteur de sous-sol $h_{\text{s sol}}=3,06\text{m}$,
- La hauteur des étages courants $h_{\text{ec}}=3,06\text{ m}$
- La hauteur totale $H_t= 33,66\text{ m}$

• I.2.b. Caractéristiques du sol d'assise :

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «100 logements promotion SARL EL TOUFIK à kherrata » permettent de conclure que :

- D'après les résultats des analyses chimiques, le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations.
- Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **$D \geq 3,50\text{ m}$** de profondeur par rapport à la côte du terrain (bas talus) et de prendre une contrainte admissible **$Q_{\text{adm}}=2,50\text{bars}$** .

- La nature de ce terrain est constituée essentiellement par des marnes schisteuses a marne calcaire.
- Au vu de l'analyse des(PDL) nous constatons la présence d'un sol très dense de nature schisteuse à des faibles profondeurs par rapport à la côte du terrain terrassé.
- Nous pouvons classer le sol en catégorie S2 (sol ferme) selon sa nature géotechnique.
- D'après le RPA99 version 2003, l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

- **Présentation de la structure**

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier, cette dernière est constituée de trois volées et de quatre paliers réalisés en béton armé coulé sur place.

- **Eléments de l'ouvrage**

Ossature de l'ouvrage : Selon le RPA99/2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité il est indispensable d'introduire des voiles.

Remarque : Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

I.3. Etats limites de calculs :

- **Définition :**

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, cette structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU)**

C'est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portant de l'ouvrage, Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, il existe 3 états qui sont :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- ✓ Etat limite la stabilité de forme.

- **Etat limite de service (ELS)**

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et durabilité soient assurés son dépassement, ce dernier conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

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

I.4. Caractéristiques des matériaux

- **Caractéristiques du béton :**

Le béton : le rôle fondamental du béton dans une structure et de reprendre les efforts de compression.

- **: Résistance caractéristique à la compression**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = j \geq 28$ jours

Pour notre projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

$f_{c28} = 25$ MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30$ MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

- **Résistance caractéristique à la traction** (Art A-2 12 BAEL91) La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1, 12) par la relation :

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

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jour et $f_{c28}=25$ MPa donc $f_{t28}=2,1$ MPa.

- **Contrainte limite**

- **Contrainte limite à la compression** (Art 4 – 3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad .$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraine la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on prend ; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\theta = 1$

- **Contraintes de service à la compression** (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{MPa}$$

Notre cas ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; Donc $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

- **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)** (Art 5.1, 211 BAEL91)

Elle est donnée suivant le cas comme suit :

Fissuration peu nuisible F.P.N : $\tau_{adm} = \min(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa)$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : $\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa)$

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

✓ Module de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation	Formules	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$
Instantanée	$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{i28} = 32164.20MPa$
Différée	$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{v28} = 10818.86MPa$

Tableau I.1 modules de déformation longitudinale du béton

- **Acier :**

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, formant un matériau homogène et caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité.

- **Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{ est le coefficient de sécurité d'acier.}$$

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

- ✓ **ELS :** **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable: $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Cas2 : fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ [MPa]

Cas 3 : fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ [MPa]

- η : Coefficient de fissuration avec :
 - $\eta=1$: pour les rends lisses (RL)
 - $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences (HA)
- f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

I.5. Action et combinaisons de calcul

- **Les actions :**

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc.)
Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

a) Les actions permanentes (G) : Leurs intensités sont constantes, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

c) Les actions accidentelles (FA) : Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.6. Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$	Avec : G : charge permanente. Q : charge d'exploitation. E : l'action du séisme.
----------------------------	--	--

Situations- accidentelles	$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (Pour les portiques auto-stables)} \\ 0.8 \times G \pm E. \end{array} \right.$
----------------------------------	---

I.7. Conclusion :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = 14, 20 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa (FN)}$$

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer l'étape suivante, c'est-à-dire (le pré-dimensionnement des éléments) c'est l'objectif du chapitre suivant.

❖ II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

✓ Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les critères suivants :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité



Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles de RDC et l'étage courant

❖ II.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, **il existe deux types :**

✓ Planchers à corps creux

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots(\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

$$h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16,88\text{cm} \text{ soit } h_t=20\text{cm} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 410-30 = 380 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

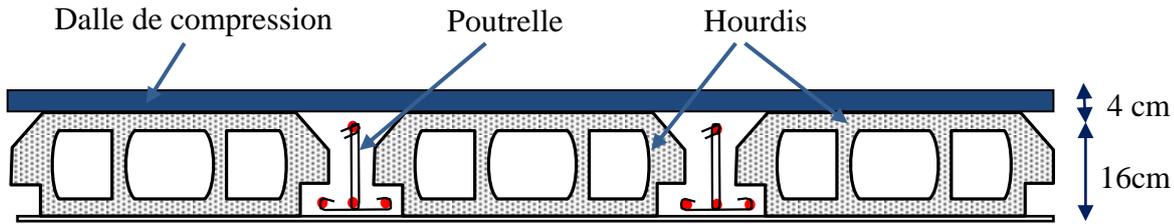


Figure II.2. Plancher à corps creux

• **a. Les poutrelles**

Sont calculées comme des sections en T, solidaires avec la dalle de compressions

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$
 $b_0 = (0,8 \text{ à } 1,2) \text{ cm} \leftrightarrow$ Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $l_0 = 65 \text{ cm}$.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 20 \text{ cm}$ hauteur totale de la poutrelle
- L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.
- L_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- $l_x = l_0 - b_0 \leftrightarrow L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$
- $l_y = 345 - 30 = 315 \text{ cm}$

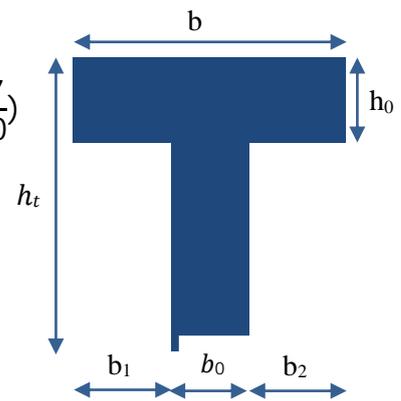


Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 ; 23)$$

Ce qui donne $b = 55 \text{ cm}$

✓ **Les plancher en dalle pleine**

Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu ; Avec : $e =$ épaisseur de la dalle

b. Résistance à la flexion

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

➤ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.

➤ Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

➤ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Notre projet comporte 7 types de dalles pleines qui sont :

▪ **Dalle sur 2 appuis (balcon)**

Exemple de calcul

On a : $L_x = 1,95m$; $L_y = 2,1m$

$\rho = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$\Rightarrow \frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40} \Rightarrow 4,33 \text{ cm} \leq e \leq 4,875 \text{ cm}$

D'où on prend : $e = 4,6 \text{ cm}$

▪ **Dalle sur 4 appuis** On a : $L_x = 3,35 \text{ m}$; $L_y = 4,00 \text{ m}$

$\rho = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow$

$\frac{335}{45} \leq e \leq \frac{335}{40} \Rightarrow 7,44 \text{ cm} \leq e \leq 8,375 \text{ cm}$

D'où on prend : $e = 7,9 \text{ cm}$

• **Dalle sur 3 appuis**

On a : $L_x = 1,20m$; $L_y = 5,0m$

$\rho = 0,24 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$\Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3,43 \text{ cm} \leq e \leq 4,0 \text{ cm}$

D'où on prend : $e = 3,5 \text{ cm}$

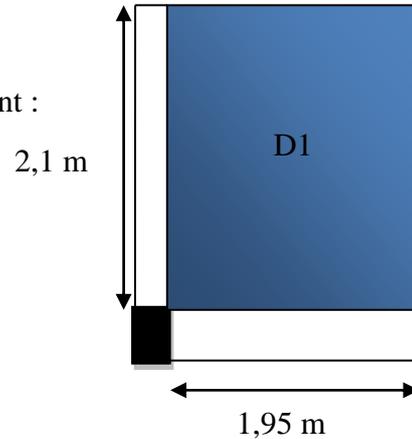


Figure II.4 Dalle sur deux appuis

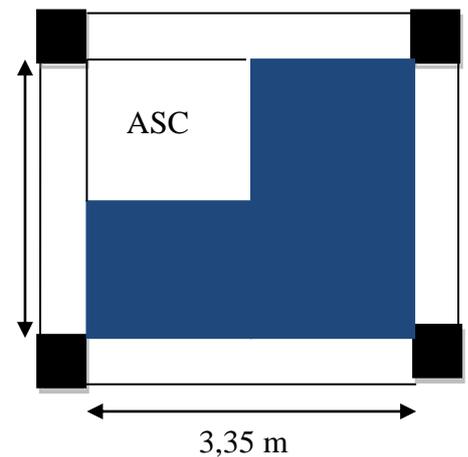


Figure II.5. Dalle sur quatre appuis

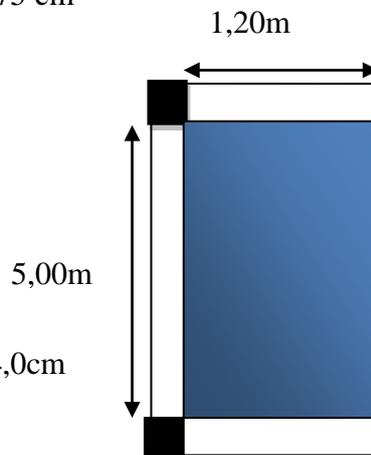


Figure II.6. Dalle sur trois appuis

Panneaux	Appui	Lx (m)	Ly (m)	$\rho=L_x/L_y$	e cal (cm)	e cal (cm)
D1	2	1,95	2,1	0,93	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	4,6
D2	2	1,19	1,2	0,99	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,8
D3	2	1,5	1,5	1,0	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,5
D4	2	1,05	1,85	0,56	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,45

D5	2	1,0	1,85	0,54	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,3
D6	4	3,35	4,0	0,84	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	7,9
D7	3	1,2	5,0	0,24	$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$	3,5

Tableau II.1. Dimensionnement des types des dalles pleines.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le Pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu
 D'où on adopte pour une épaisseur des dalles **e = 12cm**.

❖ **II.3. Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

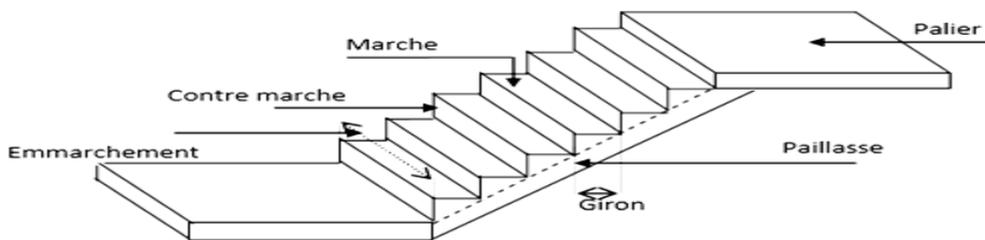


Figure II.7. Schéma d'un escalier

• **Pré dimensionnement des escaliers**

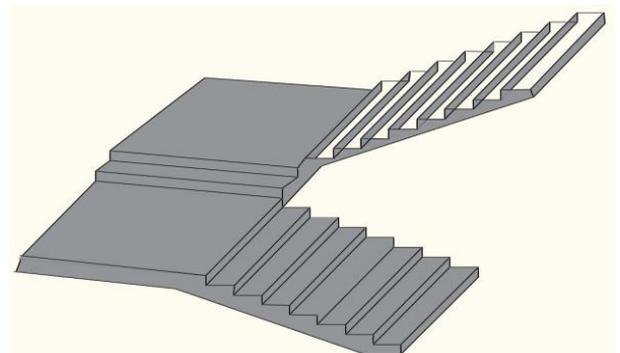
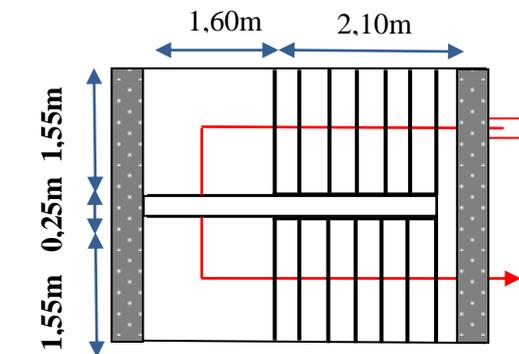
Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : **59cm ≤ g + 2h ≤ 64cm**..... (1).

On a :
$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \text{ avec } (\mathbf{H}: \text{ la hauteur de la volée } \mathbf{n}: \text{ nombre de contre marche}). \\ L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1) \end{cases}$$

En remplaçant h et g dans (1) : $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm} \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$ (n: c'est la solution de l'équation)

✓ Notre cas on a un seul type d'escalier, c'est un escalier à trois volées pour tous les étages.



✓ **1^{er} et 3^{ème} Volée**

Figure II.8. Vue en plan de l'escalier

H=1,36 m ; L₀=2,10 m

AN: $64 n^2 - 544 n + 270 = 0$; Après la résolution, on trouve $\begin{cases} n = 8 & \text{nombre de contre marche} \\ n-1 = 7 & \text{nombre de marche} \end{cases}$

D'ou: $h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.}$ et $g = \frac{l_0}{n-1} = 30 \text{ cm.}$

• **Inclinaison de la paillasse 1^{er} et 3^{ème}**

Calcul de α :

$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(136/210) \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$

• **Calcul de la longueur de la paillasse**

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2,10^2 + 1,36^2)^{1/2} = 2,50 \text{ m}$

• **Épaisseur de la paillasse**

Elle est calculée par la relation suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_v + L_p$ avec $L_v = 2,50 \text{ m}$; $L_p = 1,60 \text{ m}$ D'ou: $L = 4,10 \text{ m.}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 13,66 \text{ cm} \leq e \leq 20,5 \text{ cm}$

On prend: $e = 17 \text{ cm.}$

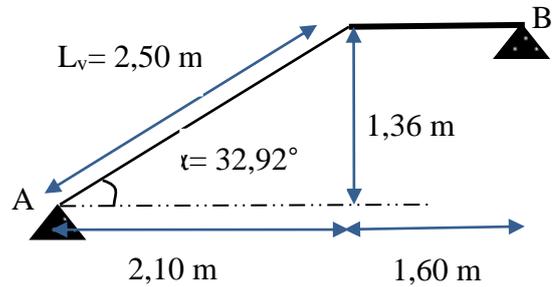


Figure II.9. Schéma de 1^{er} et 3^{ème} volées.

	L ₀ (m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	α(°)	L _v (m)	e(cm)
1^{er} et 3^{ème} volées	2,10	1,36	8	17	30	32,92	2,50	17

Tableau II.2. Pré dimensionnement de l'escalier volées 1 et 3.

H(m)	L ₀ (m)	N	h(m)	g(m)	A	L _v (m)	2 ^{ème} volée
0,34	0,30	2	17	30	48,58	0,45	
e=17cm							

Tableau II.3. Pré dimensionnement de l'escalier volée 2.

II.4. L'Ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur à une surface nette de $(2,30 \times 1,95) \text{ m}^2$ le système de levage de l'ascenseur, selon le B.E.T. est assuré par un système de levage mécanique, ce système de levage sera installé au niveau de s- sol.

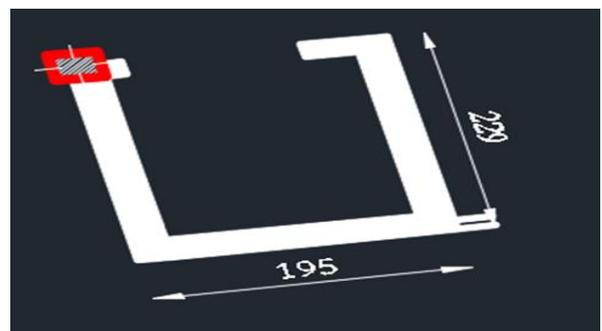


Figure II.10. La cage d'ascenseur

❖ II.5. Les poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies, on distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

- a) **Les poutres principales** : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- b) **Les poutres secondaires** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

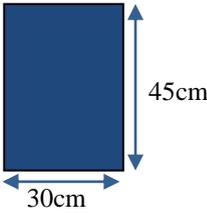
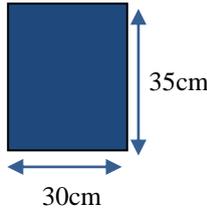
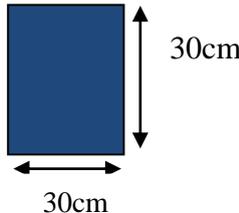
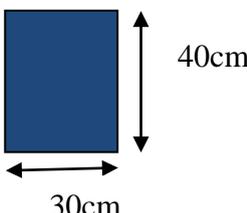
	Pré dimensionnement	Schémas
Poutres principales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max}=550-40= 510cm \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51 cm$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h = 45cm. b = 30cm.</p>	
Poutres secondaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max}=380-30= 350cm \Rightarrow 23cm \leq h \leq 35 cm$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h =35cm. b = 30cm.</p>	
Poutres brisé	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: $L_{max} = 380cm \Rightarrow 25,33cm \leq h \leq 38 cm$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h = 35cm. b = 30cm</p>	
Poutres de chaînage	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max}=500 - 30 = 470cm \Rightarrow 31,33cm \leq h \leq 47 cm$</p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte: h = 40cm. b = 30cm</p>	

Tableau II.4. Pré dimensionnement de différentes poutres

Vérifications

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

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$;condition vérifiée.
- $h/b < 4$ condition vérifiée

❖ **II.6. Étude d'acrotère**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux d'entretien des bâtiments.

Dans notre cas nous avons deux (02) types d'acrotère :

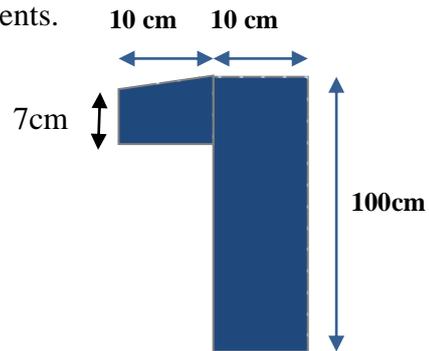
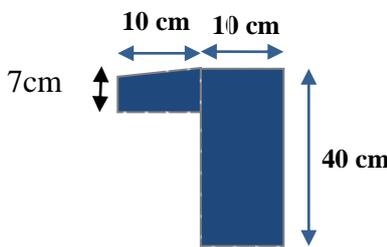


Figure II.11.1^{er} type : Acrotère de la toiture

Figure II.12. 2^{eme} type : Acrotère de la terrasse

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface cm ²	Enduit de ciment	Poids propre	Total G(KN/ml)	Q(KN/ml)
1	40	10	485	0,27	1,21	1,48	1
2	100	10	1085	0,27	2,5	2,77	

Tableau II.5. Évaluation des charges de l'acrotère

- ❖ **II.7. Les voiles** : Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur «e».

• **Pré dimensionnement des voiles** :

le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivante :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simples.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc $e \geq \max(h_e/20; 15\text{cm})$; avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – hauteur libre de la poutre principale)

- e : épaisseur du voile.

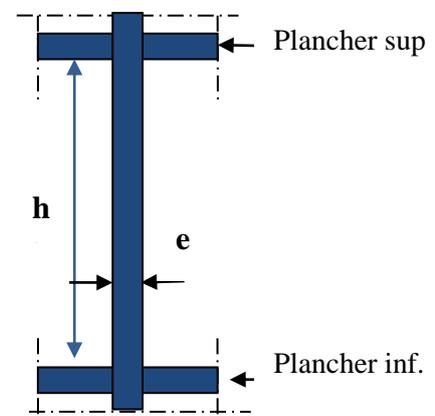


Figure II.13. Coupe verticale d'un voile

Etage	h étage (m)	h _e libre (m)	h _e /20 (m)	«e» adopte (cm)
Sous-sol	3,06	2,61	13,05	15
RDC + E courant	3,06	2,61	13,05	15

Tableau II.6. Le pré dimensionnement des voiles.

❖ II.8. les poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du RPA99V2003.

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- Le RDC et sous-sol est de section (50x45) cm².
- 1^{ère} aux 5^{ème} étage est de section (45x45) cm².
- 6^{ème} aux 9^{ème} étage est de section (40x30) cm².
- Le 10^{ème} étage est de section (30x30) cm².

• II.9. Evaluation des charges et surcharges

➤ Plancher corps creux :

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	20	0.05	1
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2,2
4	Corps creux	14	0,2	2,8
5	Isolation thermique	0.04	0,25	0.01
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
Charge permanent G				6,33
charge exploitation Q				1

Tableau II.7. Évaluation des charges de la terrasse inaccessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Èpaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Corps creux	14	0,2	2,8
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
Charge permanent G				6,36
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.8. Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Èpaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Corps creux	14	0,2	2,8
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
Charge permanent G				5,16
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.9. Évaluation des charges du plancher étage courant.

➤ Dalle pleine :

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Èpaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36

4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
Charge permanent G				6,56
charge exploitation Q				1,5

Tableau II.10. Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,43
charge exploitation Q				1,5

Tableau II.11. Evaluation des charges du plancher courant.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				4,43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.12. Evaluation des charges du balcon.

N°	Couches		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	
					Volée 1 et 3 : $\alpha=32,73^\circ$	Volée 2 : $\theta=48,58^\circ$
1	Carrelage	H	20	0,02	0,4	
		V		0,02×0,17/0,30	0,23	
2	Mortier de pose	H	20	0,02	0,4	
		V		0,02×0,17/0,30	0,23	
3	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,22	0,18
4	poids des marches		22	h/2	1,87	
5	dalle pleine		25	0,16/cos(α)	4,75	6,05
6	Garde de corps		/	/	0,6	
Charge permanent G					8,70	9,96
charge d'exploitation Q					2,5	

Tableau II.13. Evaluation des charges sur la volée.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Dallepleine	25	0,16	4
5	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.14. Evaluation des charges du palier.

	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Èpaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	18	0.015	0,27

2	Brique creuse de 15cm	/	0.015	1,3
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Brique creuse de 10 cm	/	0.01	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	10	0,02	0,2
Charge permanent G				2,67

Tableau II.15. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

➤ Poids propre des poteaux

Etages	Sous- sol	RDC	Etage 1-5	Etage 6-9	Toiture
Surface (m ²)	0,225	0,225	0,20251	0,12	0,09
Hauteur d'étage h	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	17,21	17,21	15,49	9,18	6,885

Tableau II.16. Poids propre des poteaux.

❖ II.10. Descente de charges

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux C4 et D7, qui nous semblent être les plus chargés, comme le bâtiment a usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

Remarque : La descente de charge sera détaillée pour le poteau (C7) et nous donnerons le résultat final pour le poteau (D4).

A. Descente de charge pour le poteau (C7)

1. Surface afférant de la terrasse inaccessible

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 3,099 \text{ m}^2$$

$$S_t = 12,395 \text{ m}^2$$

➤ Poids de la terrasse inaccessible

$$G_{T.ina} = G_{T.ina} \times S_t$$

$$\Rightarrow 6,33 \times 12,395 \Rightarrow G_{T.ina} = 78,46 \text{ KN.}$$

$$Q_{T.ina} = Q_{T.ina} \times S$$

$$\Rightarrow 1 \times 12,395 \Rightarrow Q_{T.ina} = 12,395 \text{ KN.}$$

➤ Poids de l'acrotère

$$\Rightarrow G_{acrotère} = 1,48 \times (4) = 5,92 \text{ KN}$$

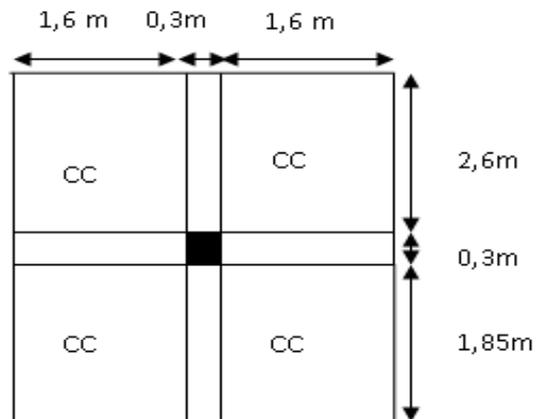


Figure II.14. surface qui revient au poteau C7

Surface afférents de RDC Etage courant et terrasse accessible :

$S_1 = S_2 = 3,099m^2$

$S_3 = S_{volée} = 3,87m^2$

$S_4 = S_{dp} = 2,345m^2 \cdot 1,4m$

Poids de plancher

1. Plancher RDC et étage courant

$G = G_{cc} * (S_1 + S_2) + G_{volée} * S_3 + G_{dp} * S_4$

$5,16 * 6,198 + 8,7 * 3,87 + 5,43 * 2,345 = 78,38 KN \cdot 1,85m$

$Q = Q_{cc} * (S_1 + S_2) + Q_{volée} * S_3 + Q_{dp} * S_4$

$1,5 * 6,198 + 2,5 * 3,87 + 1,5 * 2,345 = 22,49KN$

1. Plancher terrasse accessible

$G = G_{cc} * (S_1 + S_2) + G_{volée} * S_3 + G_{dp} * S_4$

$6,36 * 6,198 + 8,7 * 3,87 + 6,56 * 2,345 = 88,47 KN$

$Q = 22,49 KN$

➤ **Poids des poutres :**

$G_p = L_p * S * 25$

$L_{pp} = 3,7 m \Rightarrow G_{pp} = 12,49KN.$

$L_{ps} = 3,35 m \Rightarrow G_{ps} = 8,794KN.$

} $G_{poutres} = 21,28 KN.$

➤ **Poids des murs extérieur RDC et étages courant**

➤ $G_{mur} = 2,67 * h * l$

$G_{mur} = 2,67 * 2,61 * (1,85 + 1,4) = 22,65 KN.$

Poids des murs extérieur sous-sol

$H_m = 3,06 - 0,45 = 2,61 m$

$G_{mur} = 2,67 * 2,61 * (1,85 + 1,4) = 21,26 KN$

❖ **Application de la loi de dégression :**

- Sous la terrasse:

$Q_0.$

- Sous le premier étage à partir du sommet :

$Q_0 + Q_1.$

- Sous le deuxième étage:

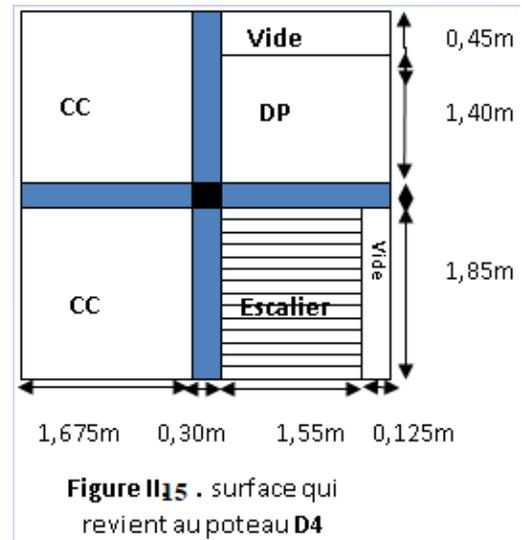
$Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2).$

- Sous le troisième étage:

$Q_0 + 0,90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3).$

- Pour n étage (n≥5):

$Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$



Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N1	Terrasse inaccessible	78,46	16,395
	Poutres	21,28	
	Poteaux	8,03	
	Murs	22,65	
	Acrotère	5,92	
La SOMME		136,34	16,395
N2	venant de N1	136,34	38,885
	Plancher terrasse	88,47	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	9,18	
	Murs	22,65	
la SOMME		277,92	38,885
N3	venant de N2	277,92	59,126
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	9,18	
	Murs	22,65	
la SOMME		409,41	59,126
N4	venant de N3	409,41	77,118
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	9,18	
	Murs	22,65	
la SOMME		540,9	77,118
N5	venant de N4	540,9	92,861
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	9,18	
	Murs	22,65	
la SOMME		672,39	92,861

N6	venant de N5	672,39	106,355
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	15,49	
	Murs	22,65	
la SOMME		810,19	106,355
N7	venant de N6	810,19	117,6
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	15,49	
	Murs	22,65	
la SOMME		947,99	117,6
N8	venant de N7	947,99	128,845
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	15,49	
	Murs	22,65	
la SOMME		1085,79	128,845
N9	venant de N8	1085,79	140,09
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	15,49	
	Murs	22,65	
la SOMME		1223,59	140,09
N10	venant de N9	1223,59	151,335
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	15,49	
	Murs	22,65	
la SOMME		1361,39	151,335
N11	venant de N10	1361,39	162,58
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	17,21	

	Murs	22,65	
la SOMME		1500,91	162,58
N12	venant de N11	1500,91	173,825
	Plancher	78,38	
	Poutres	21,28	
	Poteaux	16,31	
	Murs	21,26	
la SOMME		1638,14	173,825
		Nu=1,35G+1,5Q = 1,35×1638,14+1,5×173,825 = 2472,23KN	

Tableau II.17. Evaluation de la descente de charge de poteau C7.

Poteaux	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	Ns(KN)
Poteau C7	1638,14	173,825	2472,23	1811,965
Poteau D4	1536,38	174,11	2335,278	1710,49

Tableau II.18. Récapitulation des résultats dans le tableau suivant .

NB : Pour le poteau **D4**, nous avons trouvé les résultats de manière analogue, Donc le poteau le plus sollicité est le **poteau C7**.

II.11. Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2472,23KN$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 2719,453 KN$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance : On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que } : \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_c}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Exemple de calcul :** $B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2719,453}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0,192m^2$

A la base(Sous-sol et RDC) $B=0,45 \times 0,50 = 0,225 m^2 > 0,192 m^2 \rightarrow c'est\ vérifiée.$

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition B > B _{calculé}		Observation
				B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
10	136,34	16,395	229,52	0,105	0,016	Vérifiée
9	277,92	38,885	476,71	0,12	0,033	Vérifiée
8	409,41	59,126	705,53	0,12	0,0496	Vérifiée
7	540,9	77,118	930,48	0,12	0,0655	Vérifiée
6	672,39	92,861	1151,72	0,12	0,081	Vérifiée
5	810,19	106,355	1378,62	0,2025	0,097	Vérifiée
4	947,99	117,6	1601,81	0,2025	0,112	Vérifiée
3	1085,79	128,845	1824,99	0,2025	0,128	Vérifiée
2	1223,59	140,09	2048,18	0,2025	0,144	Vérifiée
1	1361,39	151,335	2271,37	0,2025	0,159	Vérifiée
RDC	1500,91	162,58	2497,11	0,225	0,176	Vérifiée
sous-sol	1638,14	173,825	2719,45	0,225	0,192	Vérifiée

Tableau II.19 Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (C7)

On remarque que la condition $B > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux .

a. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec:

Br: section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31) et $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \text{ Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Vérification du poteau de RDC

$$l_f = 0,7 \times (3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m} \quad \text{poteau (45*50)}$$

$$I = \frac{0,45 \times 0,50^3}{12} = 4,688 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ D'ou } = 0,144 \text{ m}$$

Ce qui donne $\lambda = 12,66 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,828$

On doit vérifier que $B_r > B_{calculé}$

$$B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{A.N : } B_{calculé} \geq \frac{2497,11 \times 10^{-3}}{0,828 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,137 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,45-0,02) \times (0,50-0,02) \Rightarrow B_r = 0,206 \text{ m}^2 > B_{calculé} = 0,137 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Etages	Nu*	I	λ	α	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					B_r	$B_{calculé}$	
10	229,52	0,101	18,08	0,806	0,092	0,013	Vérifiée
9	476,71	0,115	15,88	0,816	0,106	0,027	Vérifiée
8	705,53	0,115	15,88	0,816	0,106	0,039	Vérifiée
7	930,48	0,115	15,88	0,816	0,106	0,051	Vérifiée
6	1151,72	0,115	15,88	0,816	0,106	0,064	Vérifiée
5	1378,62	0,129	14,16	0,823	0,185	0,076	Vérifiée
4	1601,81	0,129	14,16	0,823	0,185	0,088	Vérifiée
3	1824,99	0,129	14,16	0,823	0,185	0,10	Vérifiée
2	2048,18	0,129	14,16	0,823	0,185	0,113	Vérifiée
1	2271,37	0,129	14,16	0,823	0,185	0,125	Vérifiée
RDC	2497,11	0,144	12,66	0,828	0,206	0,137	Vérifiée
sous-sol	2719,45	0,144	11,91	0,830	0,206	0,149	Vérifiée

Tableau II.20 Vérification au flambement des poteaux

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

b. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Poteau	(45×50)	(45×45)	(30×40)	(30×35)	Observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	45	45	30	40	<i>vérifiée</i>
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15,3	15,3	15,3	15,3	<i>vérifiée</i>
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,9	1,00	0,75	0,857	<i>vérifiée</i>

Tableau II.21 Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau (C7).

II.12. Conclusion :

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

✚ Plancher :

- Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles pleine $e = 12\text{cm}$

✚ Poutres :

- Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poutres brisée : $35 \times 45 \text{ cm}^2$
- poutre de chaînage $30 \times 40 \text{ cm}^2$

✚ Escalier + palier

- Nous avons adopté une épaisseur $e = 17\text{cm}$.

✚ voiles :

- $e_p = 15 \text{ cm}$ pour tous les étages .
- Poteaux :
- Sous-sol et RDC est de section $(50 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Etages 1 au 5 est de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Etage 6 au 9 est de section $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Le 10^{ème} étage est de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre

❖ III.2. Plancher à corps creux :

• Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode Caquot.

❖ Domaine d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91/99 art B.6.2, 210)

Il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (Poutrelle ancrée dans le plancher)

• Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0,15M_0$,

Tel que $M_0 = \max(M^1_0, M^n_0)$, M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

1. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0,6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0,5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0,4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

2. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$ degré de surcharge.

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

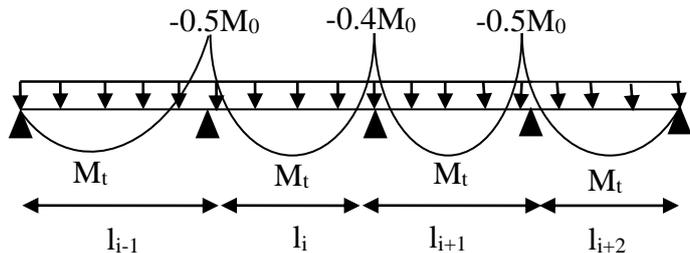


Figure III.1. Moments sur une poutre à plus de trois travées

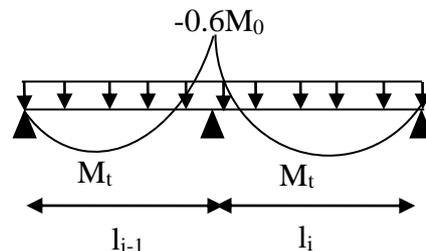


Figure III.2. Moments sur une poutre à deux travées

❖ 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 appuis voisins 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 : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

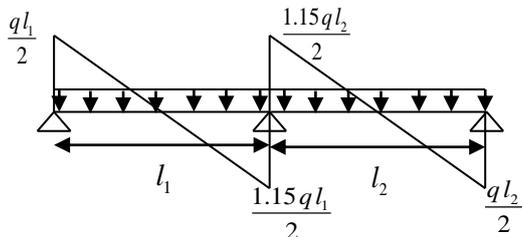


Figure III.3. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

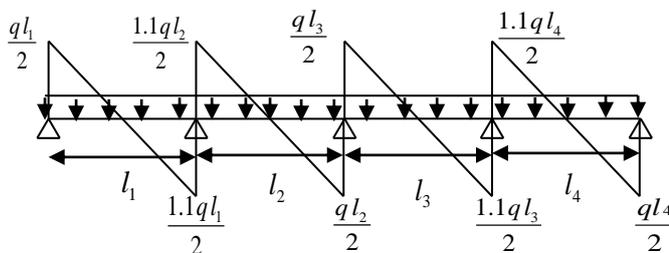


Figure III.4. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

❖ III.2.1. Les Différents types de poutrelles :

On a 09 types de poutrelles.

Type	Schémas statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

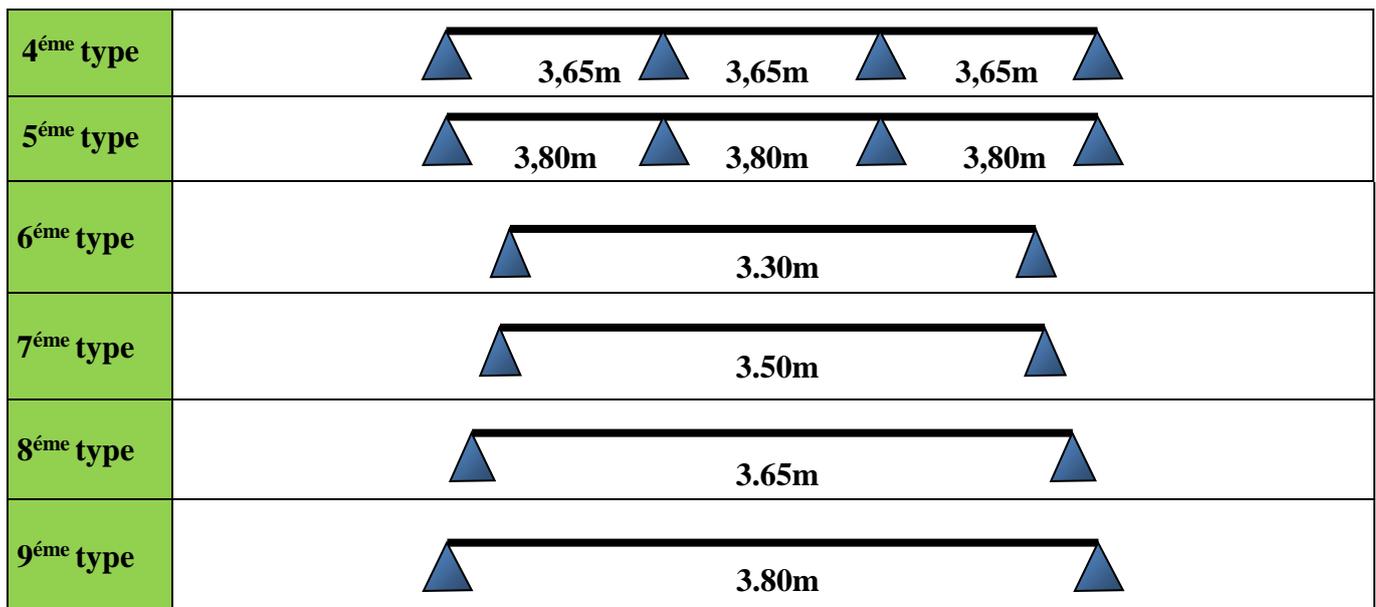


Tableau III.1. : Les Types de poutrelles.

❖ III.2.2. Choix de la méthode de calcul de sollicitations :

dans notre projet on dispose de deux nature de poutrelles :

- ✓ **poutrelles isostatique** : la détermination des sollicitation se fait par l'application de la méthode du la RDM .
- ✓ **poutrelles hyper statique (continue)** : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot

Désignation	Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adopté
P.T. accessible	T1,T2,T3,T4,T5	vérifier	✓	Forfaitaire
P. Etage courant	T1,T2,T3,T4,T5	vérifier	✓	Forfaitaire
P. La T.inaccessible	T6, T7, T8, T9	✓	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Tableau III.2. Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

❖ III.2.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/ml)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)	P _s (KN/ml)
T. accessible	6,36	1,5	10,84	7,04	7,86	5,11
Etage courant	5,16	1,5	9,22	5,99	6,66	4,33
T. inaccessible	6,33	1	10,04	6,53	7,33	4,77

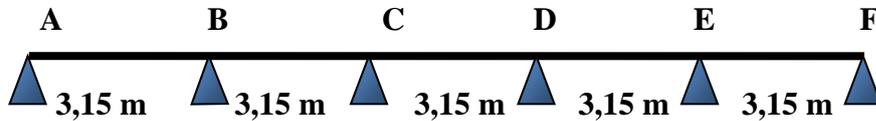
Tableau III.3. Chargements sur les poutrelles

❖ III.2.4. calcul des sollicitations

✓ Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

poutrelle type 01 :

- Plancher terrasse accessible : $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$



Evaluation des moments

- Moments isostatique :

$p_u = 7,04 \text{ KN/m}^2$ $p_s = 5,11 \text{ KN/m}^2$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Travée AB : $M_{0u} = 8,74 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 6,34 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{0u} = 8,74 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 6,34 \text{ KN.m}$

Travée CD : $M_{0u} = 8,74 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 6,34 \text{ KN.m}$

Travée DE : $M_{0u} = 8,74 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 6,34 \text{ KN.m}$

Travée EF : $M_{0u} = 8,74 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 6,34 \text{ KN.m}$

- moments aux appuis :

❖ appuis de rive :

$M_A = M_F = 0$ (le BAEL préconise de mettre des aciers de fissurations équilibrant un moment fictif égale a $0,15M_0$)

A l'ELU : $M_A = M_F = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{EF})$

$$AN: = -0,15 \times \frac{8,74 \times 3,15^2}{8} = -1,62 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $M_A = M_F = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{EF})$

$$AN: = -0,15 \times \frac{6,34 \times 3,15^2}{8} = -1,18 \text{ KN.m}$$

❖ Appuis intermédiaires

cas de plus de 03 travée :

A l'ELU :

$M_B = -0,5 \text{ Max } (M^{0AB} ; M^{0BC})$

$M_B = -4,37 \text{ KN.m}$

$M_C = -0,4 \text{ Max } (M^{0BC} ; M^{0CD})$

$M_C = -3,49 \text{ KN.m}$

$M_D = -0,4 \text{ Max } (M^{0CD} ; M^{0DE})$

$M_D = -3,49 \text{ KN.m}$

$M_E = -0,5 \text{ Max } (M^{0DE} ; M^{0EF})$

$M_E = -4,37 \text{ KN.m}$

A l'ELS:

$M_B = -0,5 \text{ Max } (M^{0AB} ; M^{0BC})$

$M_B = -3,17 \text{ KN.m}$

$M_C = -0,4 \text{ Max } (M^{0BC} ; M^{0CD})$

$M_C = -2,54 \text{ KN.m}$

$M_D = -0,4 \text{ Max } (M^{0CD} ; M^{0DE})$

$M_D = -2,54 \text{ KN.m}$

$M_E = -0,5 \text{ Max } (M^{0DE} ; M^{0EF})$

$M_E = -3,17 \text{ KN.m}$

❖ Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,191$$

▪ **A P'ELU :**

1. Travée AB : C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $M_A = 0 \text{ KN.m}$ $M_B = - 4,37 \text{ KN/m}$ $M_0 = 8,74 \text{ KN/ m}$

(1) $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,057 M_0 - 2,185 \end{array} \right.$

(2) $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,6286 M_0 \end{array} \right.$

$M_t = 7,05 \text{ KN.m}$

2. Travée BC : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots(2)$$

avec : $M_g = M_B = - 4,37 \text{ KN.m}$; $M_d = M_C = - 3,49 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8,74 \text{ KN.m}$

(1) : $M_t \geq 1,057 M_0 - 3,93$

(2) : $M_t \geq 0,5286 M_0$

$M_t = 5,31 \text{ KN.m}$

3. Travée CD : C'est une travée intermédiaire :

$M_g = M_C = - 3,49 \text{ KN.m}$; $M_d = M_D = - 3,49 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8,74 \text{ KN.m}$

(1) : $M_t \geq 1,057 M_0 - 3,49$

(2) : $M_t \geq 0,5286 M_0$

$M_t = 5,75 \text{ KN.m}$

4. Travée DE : C'est une travée intermédiaire

$M_g = M_D = - 3,49 \text{ KN.m}$; $M_d = M_E = - 4,37 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8,74 \text{ KN.m}$

(1) : $M_t \geq 1,057 M_0 - 3,93$

(2) : $M_t \geq 0,5286 M_0$

$M_t = 5,31 \text{ KN.m}$

5. Travée EF : C'est une travée de rive :

$M_g = M_E = - 4,37 \text{ KN.m}$; $M_d = M_F = 0 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8,74 \text{ KN.m}$

(1) : $M_t \geq 1,057 M_0 - 2,185$

(2) : $M_t \geq 0,6286 M_0$

$M_t = 7,05 \text{ KN.m}$

▪ **A L'ELS :**

1. Travée AB : travée de rive :

$$M_A = 0 \text{ KN.m} \quad M_B = - 3,17 \text{ KN/m} \quad M_0 = 6,34 \text{ KN/ m}$$

$$(1) : \int M_t \geq 1,057 M_0 - 1,585$$

$$(2) : \int M_t \geq 0,6286 M_0$$

$$M_t = 5,12 \text{ KN.m}$$

2. Travée BC : travée intermédiaire :

$$M_g = M_B = - 3,17 \text{ KN.m} ; M_d = M_C = - 2,53 \text{ KN.m} ; M_0 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$(1) : \int M_t \geq 1,057 M_0 - 2,85$$

$$(2) : \int M_t \geq 0,5286 M_0$$

$$M_t = 3,85 \text{ KN.m}$$

3. Travée CD : C'est une travée intermédiaire :

$$M_g = M_C = - 2,53 \text{ KN.m} ; M_d = M_D = - 2,53 \text{ KN.m} ; M_0 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$(1) : \int M_t \geq 1,057 M_0 - 2,53$$

$$(2) : \int M_t \geq 0,5286 M_0$$

$$M_t = 4,17 \text{ KN.m}$$

4. Travée DE : C'est une travée intermédiaire

$$M_g = M_D = - 2,53 \text{ KN.m} ; M_d = M_E = - 3,17 \text{ KN.m} ; M_0 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$(1) : \int M_t \geq 1,057 M_0 - 2,85$$

$$(2) : \int M_t \geq 0,5286 M_0$$

$$M_t = 3,85 \text{ KN.m}$$

5. Travée EF : C'est une travée de rive :

$$M_g = M_E = - 3,17 \text{ KN.m} ; M_d = M_F = 0 \text{ KN.m} ; M_0 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$(1) : \int M_t \geq 1,057 M_0 - 1,585$$

$$(2) : \int M_t \geq 0,6286 M_0$$

$$M_t = 5,12 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$q_u = 7,04 \text{ KN/m} ; q_s = 5,11 \text{ KN/m}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u L}{2} = 11,09 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -12,20 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 12,20 \text{ KN}$$

$$V_C = 1,1 \frac{q_u L}{2} = - 11,09 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 11,09 \text{ KN}$$

$$V_D = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -11,09 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_D = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 11,01 \text{ KN}$$

$$V_E = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -12,20 \text{ KN}$$

Travée EF

$$V_D = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 12,20 \text{ KN}$$

$$V_E = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -11,01 \text{ KN}$$

Remarque : les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau, étage courant terrasse accessible, sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ les résultats pour les autres différents types de poutrelles :

a. pour le terrasse accessible :

$p_u = 7,04 \text{ KN/m}^2$ $p_s = 5,11 \text{ KN/m}^2$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M_a rive(max) (KNm)	M_a inter (max) (KNm)	$M_{travée}$ (max) (KNm)	V_{max} (KN)	M_a rive (max) (KNm)	M_a inter (max) (KNm)	$M_{travée}$ (max) (KNm)
Type 2							
	- 1,44	- 4,79	7,74	12,78	- 1,04	-3,48	5,62
Type 3							
	- 1,76	-5,86	9,47	14,14	- 1,28	-4,25	6,87

Type 5							
	- 1,91	-6,36	10,26	14,72	1,38	-4,61	7,44

Tableau III.4. les résultats des sollicitations pour le terrasse accessible

b. pour le RDC et l'étage courant :

$p_u = 5,99 \text{ KN/m}^2$ $p_s = 4,33 \text{ KN/m}^2$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a \text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ rive}}$ (max) (KNm)	M_{appui} (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)
Type 1							
	- 1,11	- 3,72	6,07	10,38	- 0,81	-2,68	4,39
Type 2							
	- 1,22	-4,07	6,67	10,87	- 0,88	-2,95	4,82
Type 3							
	- 1,38	-4,59	7,49	11,53	- 0,99	-2,32	5,42
Type 4							
	- 1,49	-4,99	8,15	10,93	- 1,08	-3,61	5,89
Type 5							
	-1,62	- 5,41	8,84	12,52	- 1,17	- 3,91	6,39

Tableau III.5. les résultats des sollicitations pour le RDC et étage courant.

c. pour la terrasse inaccessible :

$p_u = 6,53 \text{ KN/m}^2$ $p_s = 4,77 \text{ KN/m}^2$

Type de poutrelles	Etat limite				
	ELU			ELS	
	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$	$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$	$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$
Type 2					
	- 1,33	8,89	10,78	- 0,97	6,49
Type 3					
	-1,50	9,99	11,43	-1,09	7,29
Type 4					
	-1,63	10,87	11,91	-1,19	7,93
Type 5					
	-1,77	11,79	12,41	- 1,29	8,60

Tableau III.6. les résultats des sollicitations pour la toiture .

• **Sollicitations maximales dans les poutrelles**

Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU-	ELU+
T accessible	-1,91	- 1,38	- 6,36	- 4,61	10,26	7,44	14,72	- 14,72
Etage courant	-1,62	-1,17	-5,41	-3,91	8,84	6,39	12,52	-12,52
La toiture	-1,77	-1,29			11,79	8,60	12,41	-12,41

Tableau III.7. Les sollicitations maximales des poutrelles dans des différents plancher

❖ **Ferraillage des poutrelles**

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferraillage des poutrelles type (T5) du plancher étage courant qui est sollicité par les sollicitations suivantes :

ELU

$M_t = 8,84 \text{ KN.m}$
 $M_a^{inter} = -5,41 \text{ KN.m}$
 $M_a^{rive} = -1,62 \text{ KN.m}$

ELS

$M_t = 6,39 \text{ KN.m}$
 $M_a^{inter} = -3,91 \text{ KN.m}$
 $M_a^{rive} = -1,17 \text{ KN.m}$

$V = 12,52 \text{ KN} ; L = 3,80 \text{ m.}$

❖ **les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:**

- $b = 55 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = b_2 = 22.5 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

❖ **Calcul à ELU:**

A- Armature longitudinales :

❖ **En travée** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

• **Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :**

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,55 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 49,984 \text{ KN.m.}$

$M_t = 8,84 \text{ KN.m} < M_{tu} = 49,984 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{8,84 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,032 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A : $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} .$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,045 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m.}$

$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{8,84 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2 .$ Soit $A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1,195 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ **Aux appuis:**

a) **Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2 ;$ avec $M_u = - 5,41 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,41 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,117 ; \mu_{bu} = 0,117 < 0,186 \Rightarrow$$
 Pivot A:

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,292 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,159 \text{ m.}$

$$A_{a..int} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{5,41 \times 10^{-3}}{0,159 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,98 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Appuis rives:

$$M_a^{rive} = M_u = 1,62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,62 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,035 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,035 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,045 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m.}$$

$$A_{a..rives} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{1,62 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } A_s = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Vérifications à ELU**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 12,52 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{12,52 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,69 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Armatures transversales :**

Donné par : $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$

On adopte à un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : **$A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$** .

❖ **Espacement S_t**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,69 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 79,65 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$St \leq \frac{f_e \times A_r}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

St = min (1; 2; 3); on adopt **St = 15cm.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 22.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0.225 \times 12,52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$ (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 12,52 \times 10 / 400 = 0,36 \text{ cm}^2$

$A_l = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_l = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$.

$A_l \geq 1,15 / 400 (12,52 - 5,41 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = - 0,137 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5, 313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min [0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}] \leftrightarrow a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$V_u = 12,52 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

• **En travée**

$M_{t ser} = 6,39 \text{ KN.m}$

❖ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0 \quad H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0,056 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

❖ **Calcul de y :**

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

$5y^2 + 215,4y - 997,2 = 0 \quad \text{d'où } y = 4,22\text{cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8099,67\text{cm}^4$$

✓ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{6,39 \times 4,22 \times 10^{-5}}{8099,22 \times 10^{-8}} = 3,33\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$M_{a \text{ ser}} = -3,91 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0; \quad 5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \quad \text{d'où } y = 7,15\text{cm}$$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3990,78\text{cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,91 \times 7,15 \times 10^{-5}}{3990,78 \times 10^{-8}} = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

3-Etat limite de déformation

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.

❖ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

Données :

$L = 3,8 \text{ m} ; M_0 = 7,81 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 6,39 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,75 M_{0s}$

$h \geq \frac{M_{s_t} \times l}{15 \times M_0} = \frac{6,39 \times 3,8 \times 10^2}{15 \times 7,81} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} < 20,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

$A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{ cm} \Rightarrow 2,36 \text{ cm} > 1,62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la flèche**

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
J	3,8	Mj	2,83	σstj	72,24	fji	1,43
G	5,16	Mg	3,84	σstg	98,09	fgi	2,27
						fgv	4,32
P	6,66	Mp	4,96	σstp	126,61	fpi	3,24

Tableau III.8. Evaluation de la flèche

$f = 3,87 \text{ mm} < f_{adm} = 7,6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la condition de la flèche est vérifiée.}$

Donc le ferrailage est satisfait.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
T inaccessible	Travée	11,79	0,047	0,060	0,176	1,928	1,195	3HA10= 2,36
	Appuis rive	-1,77	0,038	0,049	0,176	0,288	0,217	1HA10= 0,79
T Accessible	Travée	10,26	0,041	0,052	0,176	1,672	1,195	3HA10=2,36
	Appuis rive	-1,91	0,138	0,187	0,167	1,097	0,217	1HA12= 1,13
	Appuis int	-6,36	0,042	0,053	0,176	0,311	0,217	1HA12= 1,13

Tableau III.9. Ferrailage des différents types de poutrelles.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267 a b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	$\frac{V_u b_1}{0,9 \times d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Toiture	12,41 < 108,13	0,689 < 3,33	3,15 > 0,356		1,01 < 3,33
T accessible	14,72 < 108,13	0,817 < 3,33	3,49 > 0,423	3,15 > -1,55	1,146 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.10. Vérification au cisaillement.

- Vérifications des contraintes à ELS
- Etat limite de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	A _s cm ²	Y cm	I _{cm} ⁴	σ _b ≤ σ̄ _b		Observation
						σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	
Toiture	Travée	8,60	2,36	4,22	8099,67	4,48	15	vérifiée
	Ap rive	-1,29	0,79	5,45	2406,00	2,31	15	vérifiée
T. Accessible	Travée	10,26	3,05	4,74	9990,47	4,78	15	vérifiée
	Ap rive	-1,38	0,79	5,45	2406,00	2,99	15	vérifiée
	Ap intr	-4,61	1,92	7,7	4577,17	11,55	15	vérifiée

Tableau III.11. Vérification des états limites de compression du béton

- Etat limite de déformation : Δf ≤ f_{adm}

Plancher	Toiture	T accessible
Δf (mm)	7,45	5,76
f _{adm} (mm)	7,6	7,6

Tableau III.12. Vérification des états limites de déformation.

pour la toiture M_{ts} = 1 M_{0s}

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

❖ **Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance f_e = 235 MPa

1. **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

on a 50 ≤ L₀ ≤ 80 avec : L₀ = 65cm distance entre axe des poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

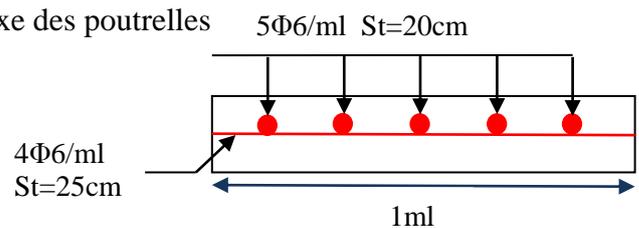


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2. **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\Phi6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 20\text{cm} (St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \\ A_{//} = 4\Phi6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 25\text{cm} (St=25\text{cm} \leq 30\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

❖ Ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Toiture			
Terrasse accessible			
Étage courant			

Tableau III.13. Les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.3. Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui que on a trouvé.

Remarque pour la localisation et le calcul de ρ des différentes dalles pleines sont déjà faites dans le pré dimensionnement

❖ Exemple de calcul

• Dalle sur 2 appuis :

Calcul des sollicitations

$\rho = l_x/l_y = 0,93$: la dalle travaille dans les deux sens.

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1ml = 11,23 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment:

$$L_x=1,95m \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_{0x} = \mu \times P u l_x^2 = 1,83 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu \times y M_{0x} = 1,546 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moment corrigés (réel):

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 1,56 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appui : $\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_{0x} = -0,55 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_{0y} = -0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$

8.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

▪ Calcul ferrailage en travée :

F.N → c ≥ 3cm soit
c=3cm ce qui donne
d=e-c=12-3=9cm



Figure III.6. Section de la dalle pleine à ferrillé

Sens X-X

$$\mu_{bu} = \frac{1,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,016 ; z = 0,089 \text{ m} \quad A_t = \frac{1,56 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sence Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{1,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0143 ; z = 0,089 \text{ m} \quad A_t = \frac{1,31 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

Pour $\rho = 0,93 > 0,4$ $e=12\text{cm} \geq 12\text{cm}$ $\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \text{FeE400}$

Senc X : $A_X^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 0,993 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Senc Y : $A_Y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^t < A_y^{\min} \\ A_x^t < A_x^{\min} \end{array} \right. \quad \text{donc en ferraille avec } A_{\min}$$

Donc on choisit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

▪ **Calcul du ferrailage en appuis : c=3cm**

Sence X-X

$$\mu_{bu} = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0047 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0006 ; z = 0,089 \text{ m} \quad A_a = \frac{0,55 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sence Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{0,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,005 ; z = 0,089 \text{ m} \quad A_a = \frac{0,46 \times 10^{-3}}{0,09 \times 348} = 0,146 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (ELU)**

Sens X-X

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 6,28 \text{ KN} \quad ;$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{6,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)} \quad ; \quad \tau_u = 0,069 \text{ MPa} \\ \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Sens Y-Y

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 5,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{5,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)} \quad ; \quad \tau_u = 0,055 \text{ MPa} \\ \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment:**

$$L_x=1,95\text{m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{0x} = \mu \times P s l_x^2 = 1,50 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu \times y M_x^0 = 1,34 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moment corrigés (réel):**

$$\text{Moments en travées :} \quad \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 1,275 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 1,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui :} \quad M_x^a = M_y^a = -0,3 M_{0x} = -0,45 \text{KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 ; \quad \text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2.$$

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc} : \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	1,275	2,05	1743,5	1,50	15	Vérifiée
	Selon y	1,15	2,05	1743,5	1,35	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-0,45	2,05	1743,5	0,53	15	Vérifiée

Tableau III.14. Vérification des états limites de compression du béton

• **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{195} = 0,061 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 9} = 0,0022 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{210} = 0,057 > 0,043 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 9} = 0,0022 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y)

➤ Schéma de ferrailage :

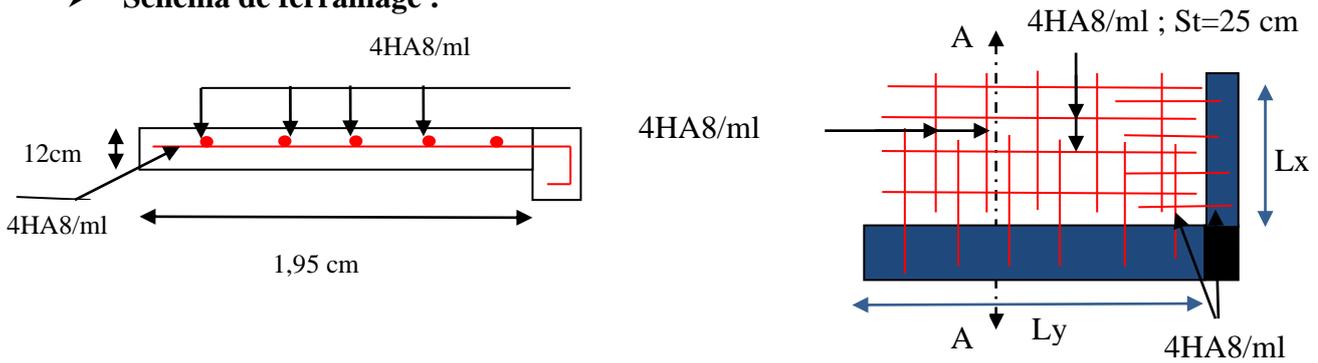


Figure. III.7. Ferrailage de panneau dalle sur 2 appuis (balcon)

Calcul Des Dalles D6, D7 ; pour terrasse accessible et étage courant :

Dalle	Chargement				Les moments				
	Sens	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	P(KN)		Mt _x (KN.m)		Max(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D6 T A	x-x	6,56	1,5	11,10	8,06	4,83	3,97	-3,22	-2,65
	y-y					3,22	3,04	-2,15	-2,02
D6 E C	x-x	5,43	1,5	9,58	6,93	4,17	3,42	-2,78	-2,28
	y-y					2,78	2,62	-1,85	-1,75
D7 T A	x-x	6,56	1,5	11,10	8,06	23,09	16,77	-8,15	-5,91
	y-y					2,71	1,97	-0,95	-0,69
D7 E C	x-x	5,43	1,5	9,58	6,93	19,43	14,41	-7,03	-5,08
	y-y					2,34	1,69	-0,82	-0,59

Tableau III.15. Calcul des sollicitations

Dalle	Sens	A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Trav	Appu
D6 T A	x-x	1,41	0,94	1,04	1,04	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
	y-y	0,938	0,62	0,96	0,96	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
D6 E C	x-x	1,22	0,81	1,04	1,04	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
	y-y	0,806	0,54	0,96	0,96	3HA8=1,51	4HA8=2,01	33	25
D7 T A	x-x	8,32	2,70	0,96	0,96	8HA12=9,05	4HA10=3,14	10	25
	y-y	0,88	0,31	/	/	4HA8=2,01	4HA10=3,14	25	25
D7 E C	x-x	7,04	2,32	0,96	0,96	7HA12=7,70	4HA10=3,14	15	25
	y-y	0,75	0,26	/	/	4HA8=2,01	4HA10=3,14	25	25

Tableau III.16. Calcul des ferrillages des dalles pleines

Dalle	Effort tranchant(ELU)				Contrainte de béton (ELS)			Obs
	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	τ _u ^{adm} (Mpa)	sens	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	
					Appui	Travé		
D6 T A	12,47	0,12	1.17	x-x	2,62	3.93	15	Vérifiée
				y-y	2,0	3,01		Vérifiée
D6 E C	10,76	0,11	1.17	x-x	2,26	3,39	15	Vérifiée
				y-y	1,73	2,59		Vérifiée
D7 T A	6,66	0,074	1,17	x-x	2,45	2,46	15	Vérifiée
				y-y	0,034	0,036		Vérifiée
D7 E C	5,74	0,036	1,17	x-x	2,10	2,11	15	Vérifiée
				y-y	0,029	0,031		Vérifiée

Tableau III.17. Vérifications nécessaires

Dalle	sens	$h/L_x > \text{Max}$ ($3/80; M_x^t/2$ $0M_0$)	A_t $/b \times d < 2/F_e$	Observation	f _{cal} (mm)	f ^{adm} (mm)	observation
D6 T A	x-x	$0.035 < 0.037$	$0,002 < 0,005$	Non vérifié	2,37	7,6	Vérifiée
	y-y	$0,03 < 0,0375$	$0,002 < 0,005$	Non vérifié	2,23	8	Vérifiée
D6 E C	x-x	$0.035 < 0.0375$	$0,002 < 0,005$	Non Vérifié	1,38	6,7	Vérifiée
	y-y	$0.03 < 0.0375$	$0,002 < 0,005$	Non vérifié	1,51	8	Vérifiée
D7 T A	x-x	$0.1 > 0.0425$	$0,01 > 0,005$	Non vérifié	1,76	2,4	Vérifiée
	y-y	$0.024 < 0.0425$	$0,0022 < 0,005$	Non vérifié	2,29	10	Vérifiée
D7 E C	x-x	$0.1 > 0.0425$	$0,0088 > 0,005$	Non vérifié	1,43	2,4	Vérifiée
	y-y	$0.024 < 0.0425$	$0,0022 < 0,005$	Non vérifié	1,90	10	Vérifiée

Tableau III.18. Vérification de la flèche

➤ Schéma de ferrailage :

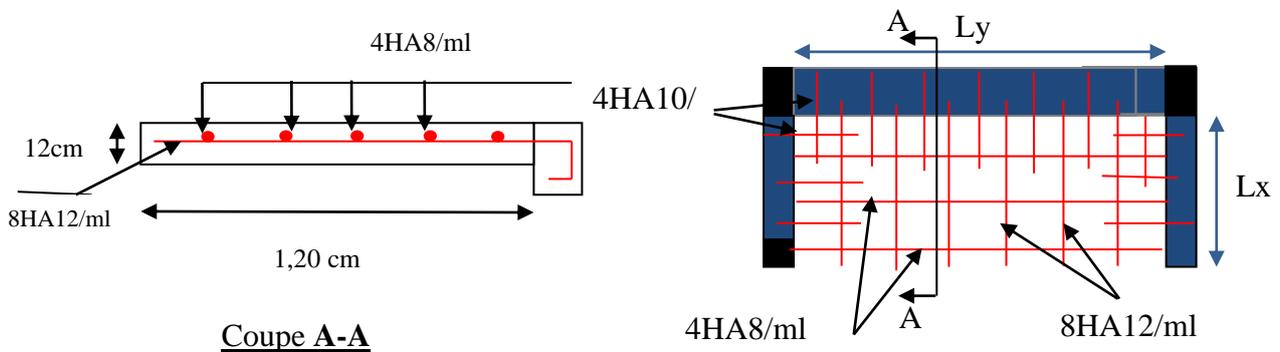


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis D7

Dalle sur 4 appuis:

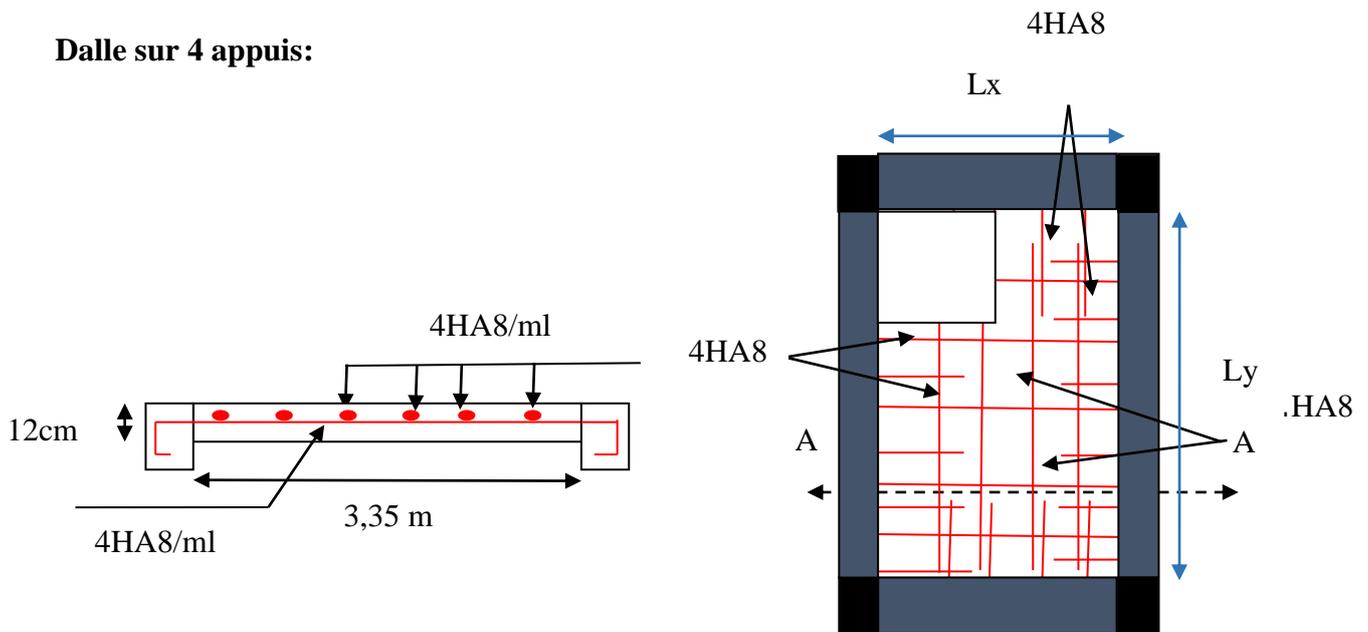


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 04 appuis D6

III.4. Etude des escaliers :

A. Etude des volées 1 et 3 :

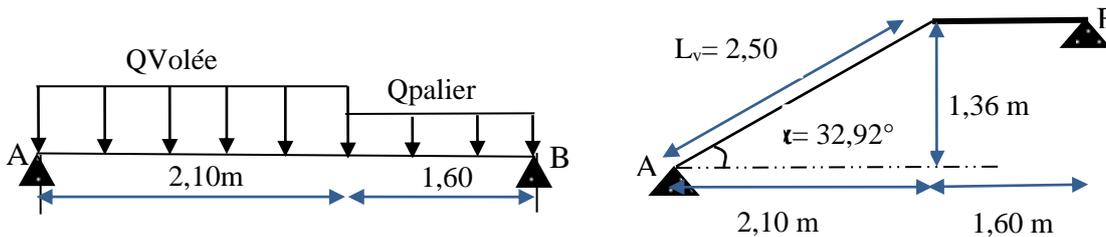


Figure III.10 Schéma de ferrailage de l'escalier (la partie AB).

❖ **Les charges**

Volée: $\begin{cases} G_v = 8,70\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$ **Palier:** $\begin{cases} G_p = 5,43\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$

❖ **Combinaison de charges**

❖ Sur la volée 1 et 3 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 15,495/\text{ml}$; **ELS :** $q_v^s = G + Q = 11,20\text{KN/ml}$.

❖ Sur la palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,08\text{KN/ml}$; **ELS :** $q_p^s = G + Q = 7,93\text{KN/ml}$.

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = 50,27 \text{ KN}$. $\sum M/A = 0$; $R_B^u = 23,13 \text{ KN}$. ; $R_A^u = 27,14 \text{ KN}$.

➤ **A ELS:** de la même manière que à l'ELU on trouve:

$R_B^s = 16,62\text{KN}$. ; $R_A^s = 36,208 - R_B^s = 19,59 \text{ KN}$.

• Effort tranchant et moment fléchissant:

✓ Tronçon 1 :

$0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

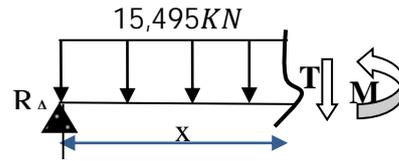
$T(x) = R_A - 15,495x = 27,14 - 15,495x$

$T(0) = 27,14 \text{ KN} ; T(1,62) = -5,40 \text{ KN}$

$M(x) = 27,14x - 15,495 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\text{max}) = 27,14 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 22,82 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1,62) = 22,82 \text{ KN.m}$



✓ Tronçon 2 :

$2,10 \leq x \leq 3,70\text{m}$

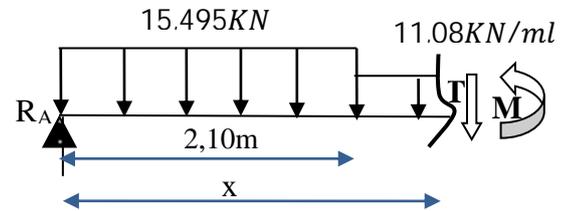
$T(x) = 27,14 - 15,495 \times 2,10 - 11,08(x - 2,10)$

$T(2,10) = -5,39 \text{ KN} ; T(3,70) = -23,13 \text{ KN}$

$M(x) = -5,54x^2 + 17,87x + 9,74$

$M(2,10) = 22,83 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\text{max}) = -23,13 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 22,83 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(3,70) = 0 \text{ KN.m}$



$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,61\text{m}$

On trouve : $M^{\text{max}}(1,22) = 24,20 \text{ KN.m} ; V^{\text{max}} = R_A = 27,14 \text{ KN}$.

• Calcul des moments réels

$M_t^{\text{max}} = 0,85 \times 24,2 = 20,57 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 24,2 = -12,10 \text{ KN.m}$

• Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$.

Soit FPN ; $e = 17 \text{ cm} ; C = 2 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm}$.

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	20,57	0,064	0,083	0,145	4,07	1,81	4HA12=4,52	25
En appui	12,10	0,037	0,048	0,147	2,37	1,81	4HA10=3,14	25

Tableau III.19. Résultats des ferrillages des volées 1 et 3

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ **Vérifications**

❖ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 27,14 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{27,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,18 \text{MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Calcul des armatures de répartition :** on a une charge répartie donc :

Entravée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml ; st = 25cm

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,875$; on choisit : 4HA8/ml = 2,01; st = 25cm.

➤ **Vérification des espacements :** on a FPN donc :

a) **Sens principale :**

En travée : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

b) **Sens secondaire :**

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(1,61) = 17,43 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$A_S = 4,52 \text{ cm}^2 ; M_{t ser}^{max} = 0,85 \times 17,43 = 14,82 \text{ KN.m} ; Y = 3,88 \text{ cm} ; I = 10330,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,82 \times 3,88}{10330,8} \times 10^3 = 5,56 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

- **En appui**

$$A_S = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_{a ser}^{max} = -0,5 \times 17,43 = -8,72 \text{ KN.m} ; Y = 3,317 \text{ cm} ; I = 7645,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,72 \times 3,317}{7645,3} \times 10^3 = 3,78 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{292} = 0,051 < 0,075 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}.$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 > 0,0105 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}.$$

✓ Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}.$

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(M Pa)		Flèches(mm)		
	Volée	Palier						
J	6,62	4	Mj	8,25	σstj	133,27	Fji	0,137
G	8,7	5,43	Mg	10,93	σstg	176,56	fgi	0,329
							fgv	0,704
P	11,2	7,93	Mp	14,56	σstp	235,04	fpi	0,636

Tableau III.20. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

Après le calcul, on trouve : $f = 0,874mm < f^{adm} = 7,4 mm$ c'est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage:

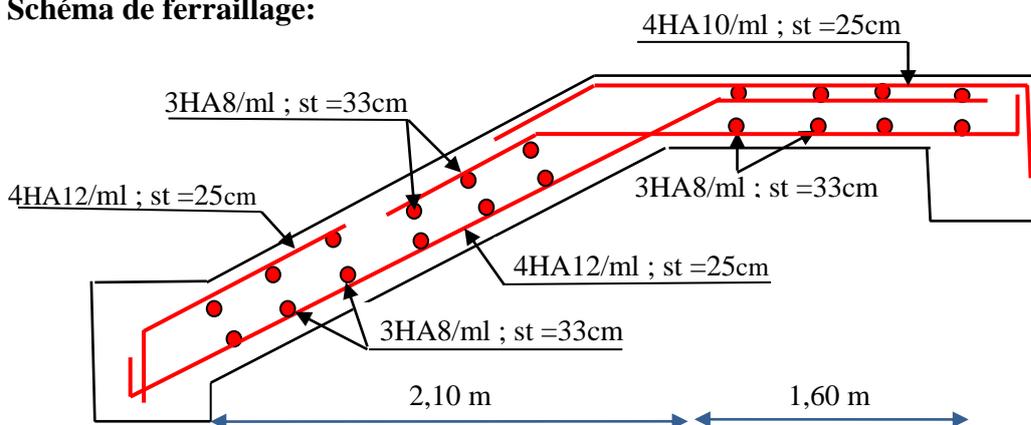


Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1 et 3

B. Etude des volées 2

a) Les charges

$G_v = 9,96KN/m^2; Q_v = 2,5 KN/m^2$.

b) Combinaison de charges

$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 17,196 KN/ml$

$q_s = G_v + Q_v = 12,46 KN/ml$

Par la méthode de RDM on trouve :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = -\left[\frac{17,196 \times 1,60^2}{2} \right] = -22,01KN.m \quad M_s = -\left[\frac{12,46 \times 1,60^2}{2} \right] = -10,52KN.m$$

2. Calcul l'effort tranchant

$V_u = R_C^U = 17,196 \times 1,60 = 27,51KN$; $V_s = R_C^S = 12,46 \times 1,60 = 16,83KN$

c) Ferrailage

➤ Ferrailage longitudinale

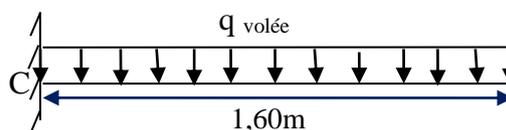


Figure III. 12 Schéma d'une volée 2

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	-22,01	0,069	0,089	0,144	4,37	1,81	4HA12=4,52	25

Tableau III.21. Résultats des ferrillages des volée 2

Armatures de répartition

$$A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; st = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant** (T=27,51KN)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,183 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

d) Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 10,52 \text{ KN.m}$; $y = 3,88 \text{ cm}$; $I = 10330,8 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{10,52 \times 3,88}{10330,8} \times 10^3 = 3,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 17 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4,52 < 15,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

3) $L = 1,6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

e) Schéma de ferrailage

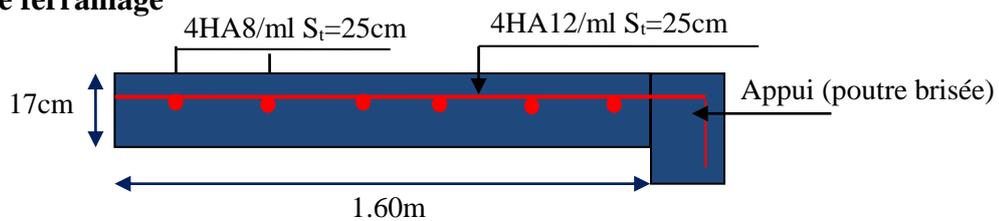


Figure . III 13 Schéma de ferrailage de la volée 2

III.5. Étude d'acrotère

Dans notre cas nous avons deux (02) types d'acrotère :

T y pe	Haute ur (cm)	Epaisse ur (cm)	Surfa ce cm ²	Enduit de ciment	Poids propre	Total G(KN/ ml)	Q(KN/ ml)
2	100	10	1085	0,27	2,5	2,77	1
1	40	10	485	0,27	1,21	1,48	

Tableau III.22. Evaluation des charges et surcharges

Type 1 :

a) La force sismique

Donnée par la loi suivante :

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

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$A = 0,15$ Coefficient de l'accélération de la zone

$C_p = 0,8$ Facteur de la force horizontale.

$W_p = 2,77 \text{ KN/ml}$. Poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,77 = 1,33 \text{ KN}$$

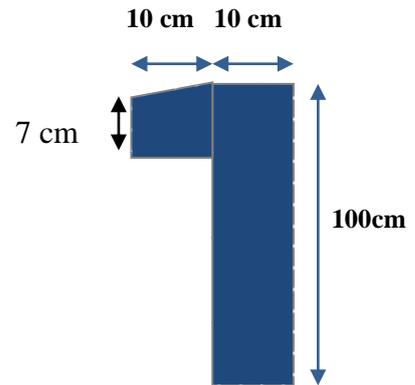


Figure III.14. 1^{ère} type : Acrotère de la terrasse accessible

a) Calcul de centre de gravité de la section G ($X_G; Y_G$) :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,76 \text{ cm} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 53,47 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2,77 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m} \quad M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,33 \times 0,5347 = 0,68 \text{ KN.m.}$$

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,77	3,7395	2,77
M (KN .m)	1,68	1,5	1

Tableau III.23. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{1,68}{2,77} \Rightarrow e_1 = 0,61 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,16 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

$$e = \frac{M}{N}$$

On remplace l'excentricité réelle (e) par une excentricité totale de calcul = $e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = 100 \text{ cm} \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{100}{250}) = 2 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

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

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

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$;

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,0024 \quad m = 0,24 \text{ cm}$$

D'où : $e = 61 + 0,24 + 2 = 63,24cm$.

a) Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 3,7395 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 3,7395 \times 0,6324 = 2,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

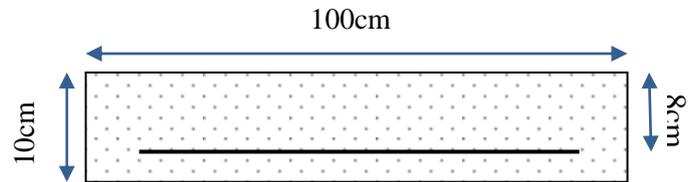


Figure III.15 Schéma statique de l'acrotère.

• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 2,36 + 3,7395 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 2,47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,027 \quad ; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,034 \quad ; \quad z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079m.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{0,843 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{flexion composée } A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,9 \times 10^{-4} - \frac{3,7395 \times 10^{-3}}{348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s$$

On adapte : $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Espacement**

Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

▪ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,33 + 1 \Rightarrow V_u = 2,33 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{2,33}{1 \times 0,08} = 0,029 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié.}$$

c) **Vérification à l'ELS**

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

❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d=0,08\text{m}; N_{ser}=2,77 \text{ KN}; M_{ser}=1 \text{ KN.m}; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6\text{Mpa}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{1}{2,77} = 0,36\text{m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.}$$

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y = y_c + c; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31 \text{ On a N (compression) donc } c = -0,31\text{m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad \leftrightarrow \quad P = -0,28\text{m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad \leftrightarrow \quad q = 0,057\text{m}^2$$

$$y_c^3 - 0,14 \times y_c + 0,016 = 0. \quad \text{Tel que : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -4,83 \times 10^{-3}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

On a : $c \leq y_c \leq h + c \Rightarrow -0,31 \leq y_c \leq 0,689$ On opte pour $y_c = 0,30\text{m} \Rightarrow y = y_c + c = -0,01\text{m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = -2,14 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,051\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \sigma_{sc} = 6,378\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6\text{MPa}$$

➤ 2^{ème} type : Acrotère de la toiture :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W = 0,5808 \text{ KN}$$

$$X_G = 6,70 \text{ cm}$$

$$Y_G = 22,5 \text{ cm}$$

$$e = 39,184 \text{ cm}$$

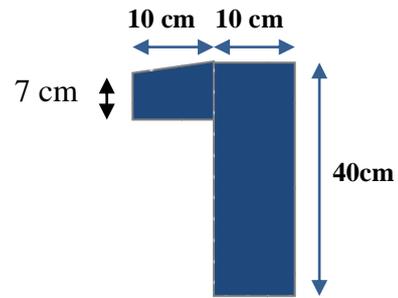


Figure III.16. 2^{ème} type : Acrotère de la toiture

Sections	M (KN.m)	N (KN.)	M _f (KN.m)	F _{bu}	α	Z (m)	A _T (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Type 2	0,783	1,998	0,145	0,0093	0,012	0,08	0,87	0,24	0,966

Tableau III.24. Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère 2.

➤ Schéma de ferrailage Type 1,2:

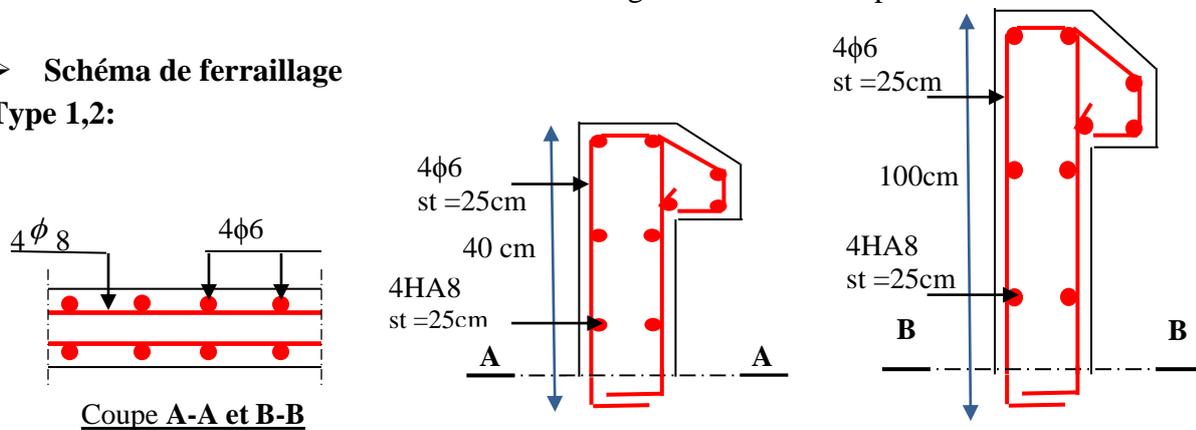


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère type 1 et 2

III.6. Etude de la poutre brisée (35×30).

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

1. Calcul des sollicitations :

- ✓ Partie horizontale : $P_h = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ Kn/m}$
- ✓ Partie inclinée : $P_{incl} = \frac{2,625}{\cos(48,58)} = 3,96 \text{ kn/m}$
- ✓ Poids du mur sur la poutre : $P_m = 2,67 \times \frac{2,61}{2} = 3,48 \text{ Kn/m}$.

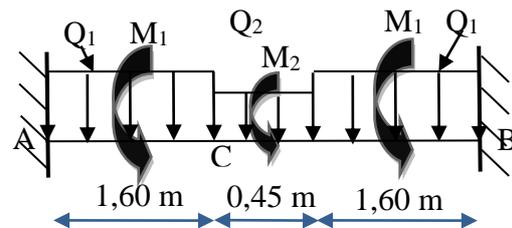


Figure III.18 Schéma statique de la poutre brisée.

ELU :

$$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_B^U$$

$$Q_2 = 1,35(P_{incl} + P_m) + R_C^U$$

ELS:

$$Q_1 = (P_h + P_m) + R_B^S$$

$$Q_2 = (P_{incl} + P_m) + R_C^S$$

$$\text{Avec } \begin{cases} R_B^U = 23,13\text{KN/ml} & ; R_C^U = 27,51\text{KN/ml} \\ R_B^S = 16,62\text{KN/ml} & ; R_C^S = 16,83\text{KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_1^U = 31,37\text{KN/m} \\ Q_2^U = 37,55\text{KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_1^S = 22,72\text{KN/m} \\ Q_2^S = 24,27\text{KN/m} \end{cases}$$

2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,60 + Q_2^U \times \frac{0,45}{2} = 58,64\text{KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,60 + Q_2^S \times \frac{0,45}{2} = 41,81\text{KN}$$

$$\text{ELU : } Q_{eq}^U = 31,58 \text{ Kn/m.} \quad ; \quad \text{ELS : } Q_{eq}^S = 22,52\text{Kn/m.}$$

3. Calcul des sollicitations

$$M_0^U = \frac{Q_{eq}^U \times l^2}{8} = 52,59\text{Kn.m} \quad ; \quad M_0^S = \frac{Q_{eq}^S \times l^2}{8} = 37,50\text{Kn.m}$$

ELU :

En travée : $M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 44,70\text{KN.m}$

En appuis : $M_a^U = -0,5M_0^U = -26,29\text{KN.m}$

ELS :

En travée : $M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 31,87\text{KN.m}$

En appuis : $M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -18,75\text{KN.m}$

4. Le ferrailage.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	44,70	0,133	0,179	0,259	4,94	1,01
Appui	26,29	0,078	0,10	0,268	2,81	1,01

Tableau III.25. Ferrailage de la poutre brisée

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{44,7 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,532\text{MPa} < \overline{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à la torsion :**

• Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Ω = (b - e) × (h - e) ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 5)(30 - 5) = 750\text{cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : $M_{tor}^a = \max(M1 ; M2) = \max(12,10 ; 22,01) = 22,01 \text{ KN.m}$

M_1 : le moment de torsion en appui de la volée (1ou3).

M_2 : le moment de torsion en appui de par la volée 2.

$$M_{tor}^{max} = \frac{22,01 \times 3,65}{2} = 40,17 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40,17 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 5,35 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée, on prend : $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

En recalcul : e et Ω .

$$e = \frac{45}{6} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 7,5) \times (45 - 7,5) = 1031,25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40,17 \times 10^{-3}}{2 \times 1031,25 \times 10^{-4} \times 7,5 \times 10^{-2}} = 2,60 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{40,17 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,43} = 0,27 \text{ MPa} \quad \tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,60)^2 + (0,27)^2} = 2,61 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre} \quad \mu = 2 \times [b + h] = 160 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{40,17 \times 10^{-3} \times 1,6 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,103125} = 8,96 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

▪ **Condition de non fragilité** : sachant que $b = 40 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée : $A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 4,94 + 8,96 / 2 = 9,42 \text{ cm}^2$ Soit : 3HA14 + 3HA16 = 10,65 cm²

En appuis : $A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2,81 + 8,96 / 2 = 7,29 \text{ cm}^2$ Soit : 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²

❖ Section d'armature transversale à prendre

$A = 1,12 + 0,56 = 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit: $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS :

Zone	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
En travée	31,87	10,15	79967,15	4,05	15
En appuis	18,75	7,95	49996,05	2,98	15

Tableau III.26. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{45}{365} = 0,123 > 0,085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10,65}{35 \times 43} = 0,00707 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. $L = 3,65 \text{ m} < 8 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ Le schéma de ferrailage

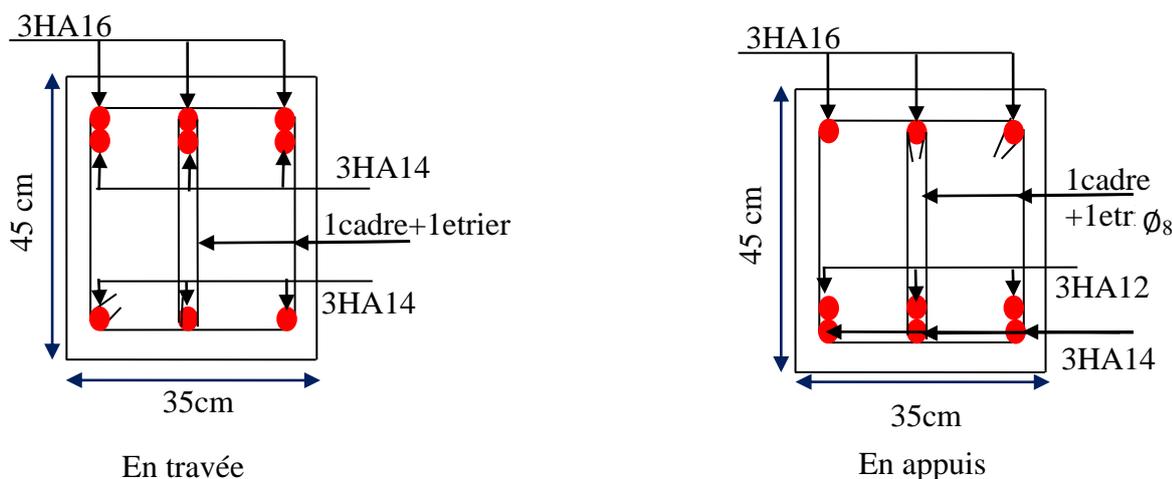


Figure III.19 schémas de ferrailage de la poutre brisée

III.7. Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres des chaînages, a calculer dans notre projet sont des poutres horizontales en béton arme, qui servent a reprendre les poids des doubles cloisons et l'acrotère.

(30x40).



III.7.1. Calcul des sollicitations :

La poutre de Chainage est considérée comme Etat simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/ml}$.

➤ Poids du mur : $G_{mur} = 3 \times (3,06 - 0,40) = 7,98 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (3 + 7,98) = 14,823 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (3 + 7,98) = 10,98 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{8} = 40,09 \text{ KN.m} ; M_t^u = 40,09 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,15 \times M_u = -6,14 \text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 33,11 \text{ KN}$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 30,31 \text{ KN.m} ; M_t^s = 30,31 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,15 \times M_s = -4,55 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple ; on a FPN on adopte $d=37\text{cm}$.

Position	M _u KN .m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	40,09	0,069	0,089	0,357	3,71	1,54	4HA12=4,52
En appuis	6,14	0,0105	0,0132	0,37	0,55	1,54	3HA12=3,39

Tableau III.27. : Ferraillage longitudinales de la poutre de chaînage.

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{33,11 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 0,30 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm} \leftrightarrow (1\text{cadre} + 1\text{étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33,33\text{cm}$.

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0\text{cm}$.

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67\text{cm}$. D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement

$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$. on prend $S_t = 15\text{cm}$.

➤ Vérification à l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	30,31	8,23	34875,4	7,11	15
En appuis	4,55	6,81	24212,4	1,28	15

Tableau III.28. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{470} = 0,085 > 0,0625 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{30 \times 37} = 0,0040 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
3. L = 4,7m < 8m la condition est vérifiée.

➤ Le schéma de ferrailage

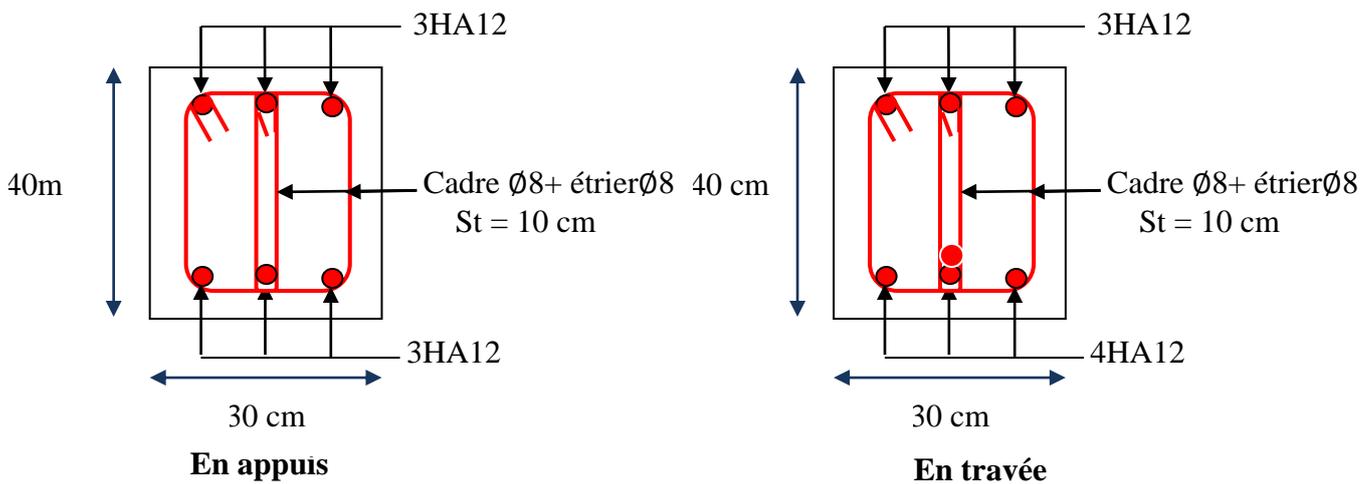


Figure III. 20 Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

Remarque : on prend le cas le plus défavorable et on ferraille les autres types.

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le **ETABS. V.16** qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par accélérogrammes

Structure est régulière en élévation ainsi :

IV .3. Méthode choisie :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre cas la Structure est régulière en élévation ainsi les conditions complémentaires de

RPA99/Version 2003 art(4.1.2) $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalents ne sont pas satisfait ; c'est pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyenne importance)
- zone sismique :IIa $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donnée par le Tableau 4.2 de}$$

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol Tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site ferme (S2) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure $h_N = 33,66m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, (tableau 4.6 du RPA99/2003).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (33,66)^{\frac{3}{4}} = 0.6990s \dots \dots \dots (I)$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad L_{x,y} : \text{Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.}$$

$L_x=26,60m ; L_y= 18,5 m$.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 33,66}{\sqrt{26,60}} = 0,587s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,587s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 33,66}{\sqrt{18,5}} = 0,7040s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,699s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.4}{0.587}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.477$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.4}{0.699}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.314$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée de 30% soit :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.587 = 0.7631s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.699 = 0.908s \end{cases}$$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad Avec : P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait ou non". Sa}$$

valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Critère Q	PqSelon x-x		PqSelon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0	oui	0
2) Redondance en plan	oui	0	oui	0
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05	non	0,05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités dans le sens (X-X) et le sens (Y-Y).

Ce qui donne : $Q_x = 1,05$
 $Q_y = 1.05$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003).

Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad Avec \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$: Coefficient de pondération, usage d'habitationTableau4.5 du RPA99/ V2003

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé : $W_{tot} = 50128,9342KN$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

sens X : $V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2332,273 KN$

sens Y : $V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 2074,89KN$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

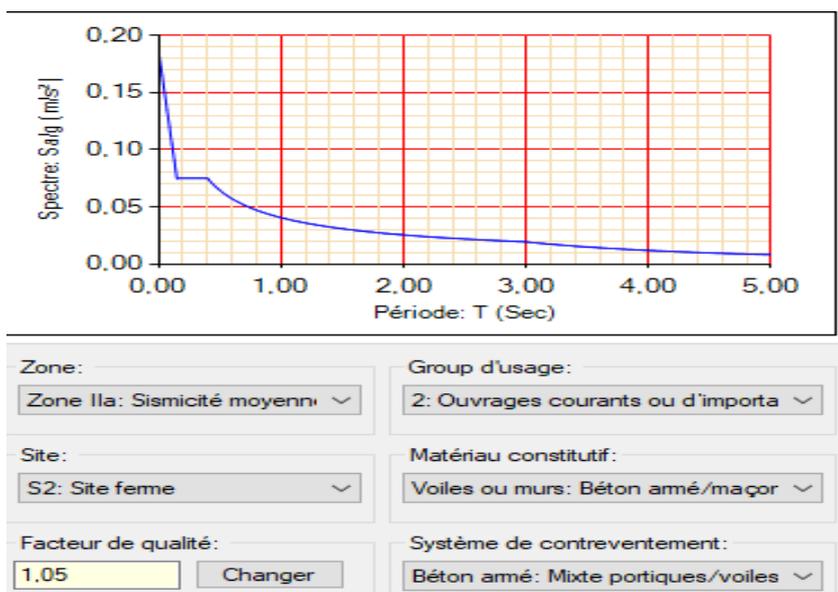


Figure IV.1. Spectre de réponse sens X et Y

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16

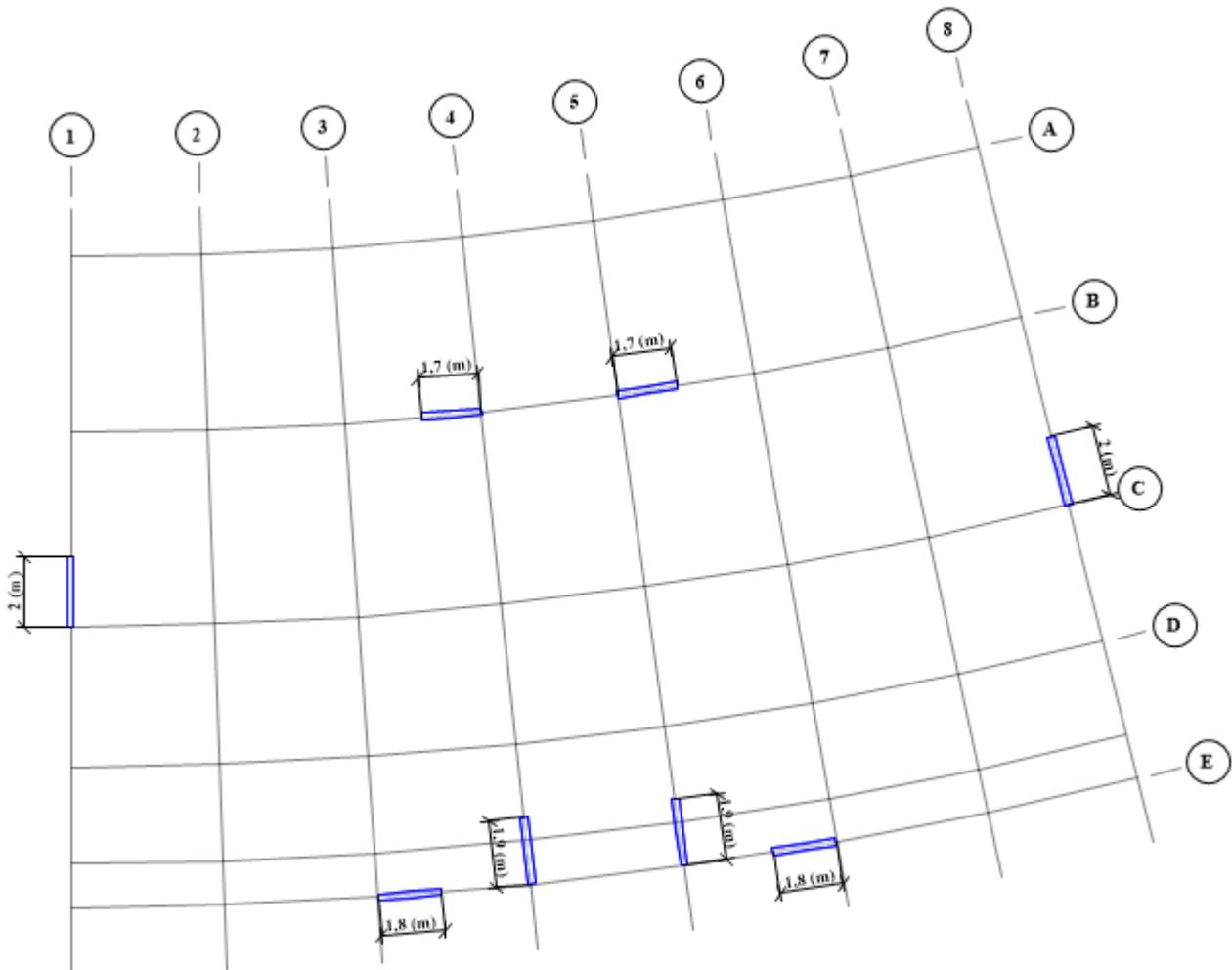


Figure IV.2. la disposition des voiles

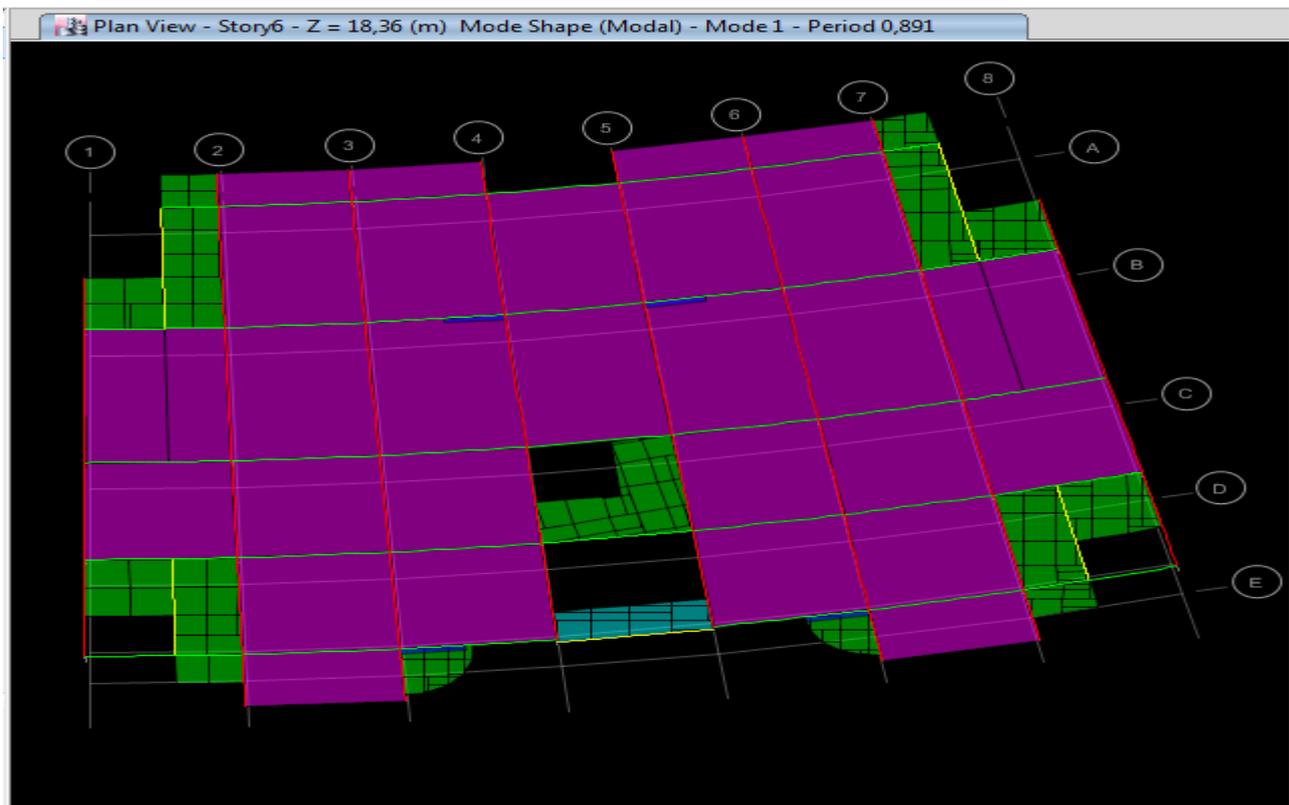


Figure IV.3 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)

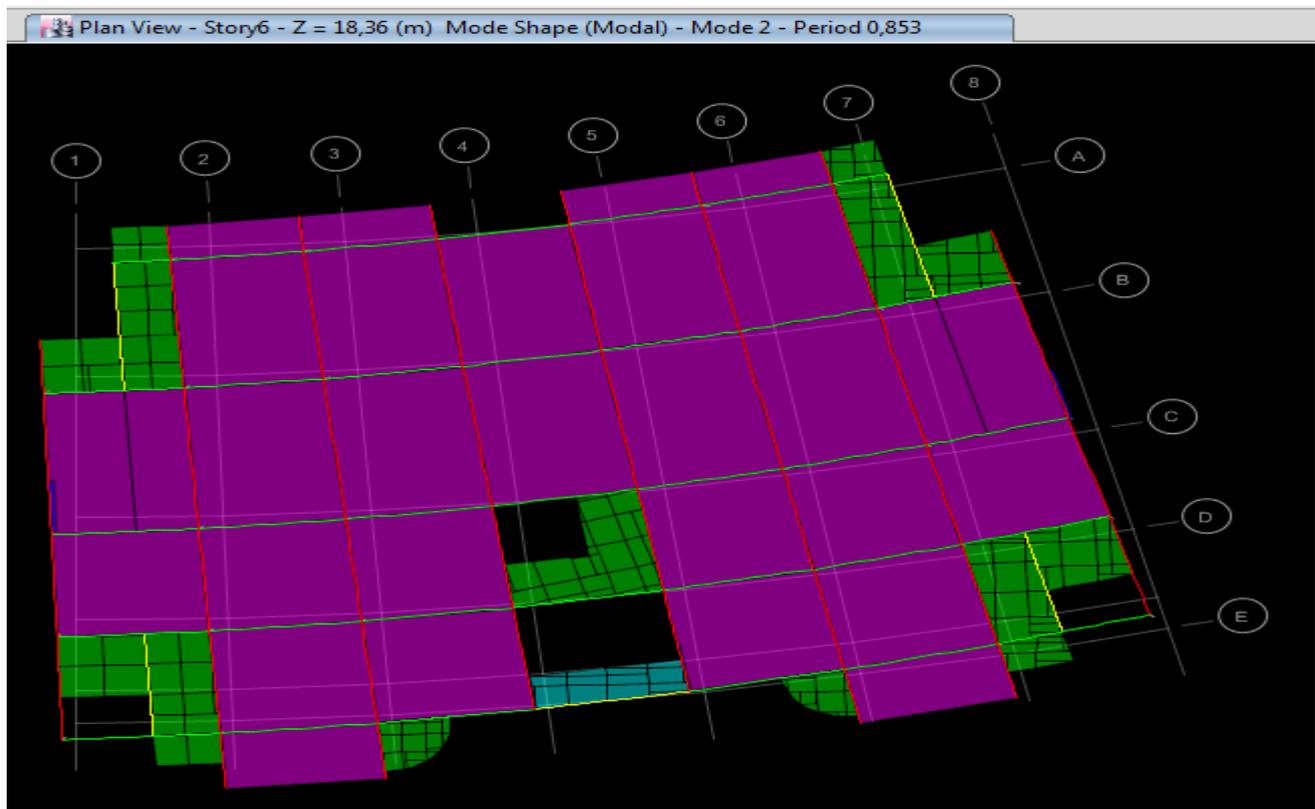


Figure IV.4. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

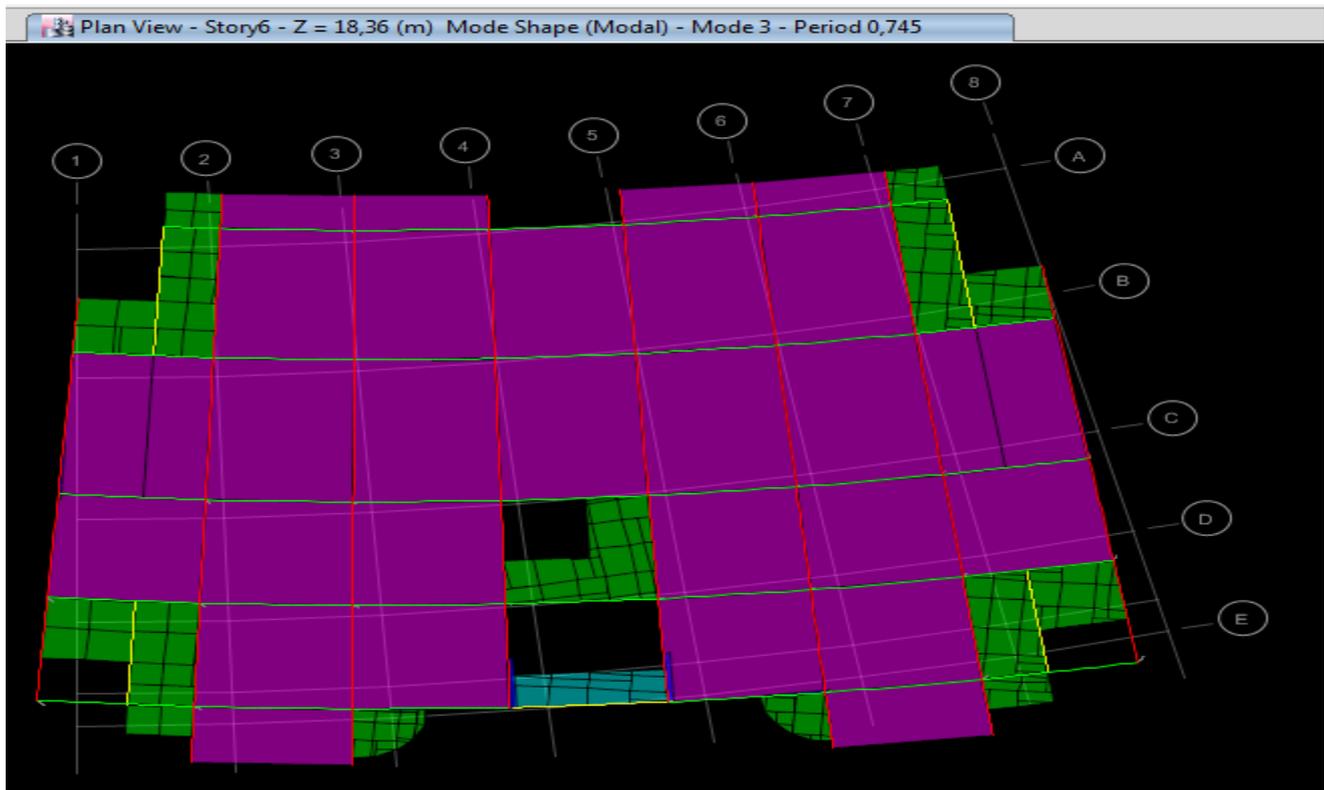


Figure IV.5. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période [sec]	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant X (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,891	0,0149	0,7312	0,0149	0,7312
2	0,853	0,5794	0,0129	0,5943	0,7441
3	0,745	0,1639	0,0023	0,7582	0,7463
4	0,278	0,0033	0,1207	0,7616	0,867
5	0,272	0,0927	0,0029	0,8543	0,8699
6	0,236	0,0155	0,0003	0,8699	0,8702
7	0,177	0,0132	0,0002	0,883	0,8705
8	0,143	0,0013	0,0473	0,8844	0,9178
9	0,138	0,0286	0,0009	0,913	0,9187

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,853s \\ T_y = 0,891s \end{cases}$

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
RDC	-47051,7	-8819,7184	84,21%	15,79%

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	965,2684	840,6658	53,45%	46,55%	832,4619	956,946	46,52%	53,48%
Etage 1	1058,9924	644,9851	62,15%	37,85%	980,3219	746,9009	56,76%	43,24%
Etage 2	1127,0334	490,6455	69,67%	30,33%	1094,0602	542,8779	66,84%	33,16%
Etage 3	1110,3953	413,4762	72,87%	27,13%	1100,1636	429,1743	71,94%	28,06%
Etage 4	1044,9389	365,7707	74,07%	25,93%	1048,3814	358,9378	74,49%	25,51%
Etage 5	985,7623	289,2815	77,31%	22,69%	1009,7978	260,3221	79,50%	20,50%
Etage 6	764,9344	321,8056	70,39%	29,61%	781,2278	315,2694	71,25%	28,75%
Etage 7	684,8554	242,2239	73,87%	26,13%	721,0023	211,1308	77,35%	22,65%
Etage 8	550,6677	227,1489	70,80%	29,20%	564,7119	184,1889	75,41%	24,59%
Etage 9	455,6012	55,2443	89,19%	10,81%	532,7855	135,266	79,75%	20,25%

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dyn}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1882,4453	2332,273	0,81	vérifiée
Y-Y	1759,2235	2074,89	0,85	vérifiée

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Remarque : Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

IV.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens XX						Sens YY				
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	306	0,0761	0,3805	0	0,3805	0,13%	0,0659	0,329	0	0,33	0,11%
Etage 1	306	0,2372	1,186	0,3805	0,8055	0,28%	0,204	1,02	0,329	0,69	0,23%
Etage 2	306	0,4311	2,1555	1,186	0,9695	0,33%	0,3737	1,868	1,02	0,85	0,28%
Etage 3	306	0,6302	3,151	2,1555	0,9955	0,33%	0,5516	2,758	1,868	0,89	0,29%
Etage 4	306	0,821	4,105	3,151	0,954	0,32%	0,7255	3,627	2,758	0,87	0,28%
Etage 5	306	0,9968	4,984	4,105	0,879	0,29%	0,8888	4,444	3,627	0,82	0,27%
Etage 6	306	1,1567	5,7835	4,984	0,7995	0,26%	1,0405	5,202	4,444	0,76	0,25%

Etage 7	306	1,2924	6,462	5,7835	0,6785	0,22%	1,1732	5,866	5,202	0,66	0,22%
Etage 8	306	1,4013	7,006	6,462	0,5445	0,18%	1,2849	6,424	5,866	0,56	0,18%
Etage 9	306	1,4844	7,422	7,0065	0,4155	0,14%	1,3766	6,883	6,424	0,46	0,15%
Etage 10	306	1,3233	6,6165	7,422	-0,8055	-0,29%	1,3044	6,522	6,883	-0,36	-0,12%

Tableau IV.6 Vérification des déplacements de niveaux

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

IV.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_K	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_K
RDC	3,06	50128,9342	0,003805	1882,4453	0,03311306	0,0033	1759,2235	0,0307298
01	3,06	44995,8811	0,008055	1851,55438	0,0639706	0,0069	1729,55206	0,0586633
02	3,06	40052,1747	0,009695	1772,4351	0,07159491	0,0085	1654,56567	0,0672418
03	3,06	35121,579	0,009955	1658,2618	0,06890342	0,0089	1547,78207	0,0659983
04	3,06	30177,8727	0,00954	1520,93193	0,06185941	0,0087	1420,73984	0,0603909
05	3,06	25234,1663	0,00879	1358,03213	0,05337604	0,0082	1273,06292	0,0531167
06	3,06	20319,737	0,007995	1171,66053	0,04531201	0,0076	1106,27596	0,0456191
07	3,06	15539,8326	0,006785	963,510428	0,03576172	0,0066	916,812156	0,0365585
08	3,06	10730,695	0,005445	722,354107	0,02643347	0,0056	693,461586	0,0283186
09	3,06	5980,8388	0,004155	424,706135	0,01912155	0,0046	416,017987	0,0216115
10	3,06	605,8888	0,008055	64,4888608	0,02473161	0,0036	52,6133695	0,0135480

Tableau IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

IV.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B \times f_{cJ}} \leq 0,3 \dots \dots \dots RPA99/Version 2003 (Art : 7.4.3.1)$. L'effort sera vérifié à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cJ} : est la résistance caractéristique du béton

Niveaux	b(cm)	h(cm)	B (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
RDC	60	55	3300	2009,8326	G+Q+ Ex	0,243	Vérifiée
Etages 1-5	55	50	2750	1676,2851	G+Q+ Ey	0,243	Vérifiée
Etages 6-9	50	45	2250	781,0299	G+Q+ Ey	0,138	Vérifiée
Etage 10	30	30	900	119,1794	G+Q+ Ex	0,053	Vérifiée

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.6. Conclusion

Après Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des

Voiles, pour cela nous avons satisfaites toutes les conditions en faisant des réductions pour certains voiles.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Niveau	S-sol+RDC	Etage 1-5	Etage 6-9	Etage 10
Poteau	60*55	55*50	50*45	30*30
Voile	15 cm			
P principal	(30*45) cm ²			
P secondaire	(30*40) cm ²			

Tableau IV.9 Dimensions finales des éléments structuraux

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned} & * 1.35G + 1.5Q & ; & * G + Q \\ & * G + Q \pm E & ; & * 0.8G \pm E \end{aligned}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- 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).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

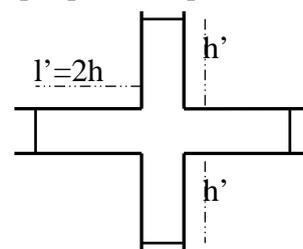


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+RDC	60×55	26,4	132	198
Etage 1-5	55×50	22	110	165
Etages 6-9	50×45	18	90	135
Etage 10	30×30	7,2	36	54

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
60×55	-2376,6429	14,4665	264,8717	25,2736	96,319	-810,2461	55,204
55×50	-2129,4678	17,9968	13,6964	23,7392	98,3672	-808,7557	75,1534
50×45	-1001,5875	11,2898	26,1746	32,6324	-74,2639	-568,5729	54,3965
30×30	-152,2701	4,002	16,7497	9,6705	28,4245	-73,3933	18,9644

Tableau V.2 : Sollicitations dans les différents poteaux

V.2.3 Ferrailage des poteaux : Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcul les autres seront donne dans un tableau récapitulatif.

➤ Exemple de calcul

✓ Soit le poteau de RDC (60×5) cm²:

b=55cm ; h=60cm ; e =3cm D'ou : d'=57cm.

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=14,2$ Mpa.

Situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$ donc $f_{bu}=18,47$ Mpa.

a) Calcul sous $N_{max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow 1.35G + 1.5Q$

$$N_{max} = -2376,6429 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = 14,4665 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,4665}{2376,6429} \times 100 = 0,609 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 656,16 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 627,22 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1061,38 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{656,16 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,259 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,381$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,381}{0,381} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 5,68 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,259 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,483 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{656,16 \times 10^{-3}}{0,490 \times 348} \times 10^4 = 39,03 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 39,03 - \frac{2376,6429 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -29,26 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas nécessite d'armature le béton seul suffit.

Calcul sous : $N_{min} \longrightarrow M_{corr} (ELA)$							
Niveau	Section (cm ²)	$M_{ua} (KN.m)$	Type de section	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$
RDC	60×55	-46,241	SPC	0,14	0,17	0,57	4,60
Calcul sous : $M_{max} \longrightarrow N_{corr} (ELA)$							
RDC	60×55	315,085	SPC	0,95	0,125	0,54	-5,70

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Niveau	Section (cm ²)	Type de Section	$A'_{cal} (cm^2)$	$A_{min RPA} (cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$
S-Sol+RDC	60×55	SPC	4,60	26,4	4HA20+8HA16=28,65
Etages 1-5	55×50	SPC	1,44	22	4HA20+8HA14=24,89
Etages 6-9	50×45	SPC	2,09	18	4HA16+8HA14=20,36
Etage 10	30×30	SPC	1,13	7,2	8HA12=9,05

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

V.2.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

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 fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espace entre les armatures telles que

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm}) \dots$ zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}} \dots$ zone IIb et III.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élanement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

Niveau	RDC+S-Sol	Etages1-5	Etages6-9	Etage10
Section (cm^2)	60×55	55×50	50×45	30×30
$\Phi_{l \text{ min}}$ (cm)	1,4	1,6	1,4	1,4
L_0 (cm)	261	261	261	261
L_f (cm)	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	3,05	3,32	3,65	6,09
ρ_a	3,75	3,75	3,75	2,5
V_u (kn)	55,204	75,1534	54,3965	18,964
L_r (cm)	56	64	56	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S_t zone courante cm	15	15	15	15
A_t^{cal} (cm^2)	2,58	2,85	3,24	0,47
A_t^{min} (cm^2)	2,64	2,85	4,32	1,35
A_t^{adopte} (cm^2)	4,02	4,02	6,28	2,01
Nombre des cadres	8HA8	8HA8	8HA10	4HA8

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

On vérifie que : $N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton. (b-2)(h-2)

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans :

l_f : Longueur de flambement (0.7 \times l_0)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

λ élancement du poteau prise : $\lambda = 3,46 \times l_f / b$poteau rectangulaire.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (m ²)	B_r (m ²)	N_d (KN)	N_{max} (KN)	Observation
S-Sol+RDC	60×55	2,61	1,827	11,493	0,832	28,65	0,3074	5565,709	2376,6429	vérifiée
Etages 1-5	55×50	2,61	1,827	12,643	0,828	28,65	0,2544	5914,754	2129,4678	vérifiée
Etages 6-9	50×45	2,61	1,827	14,048	0,823	24,89	0,2064	4837,972	1001,5875	vérifiée
Etage 10	30×30	2,61	1,827	21,071	0,793	22,24	0,0784	1793,789	152,2701	vérifiée

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$ béton fibre supérieure.

$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$ béton fibre inférieure

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

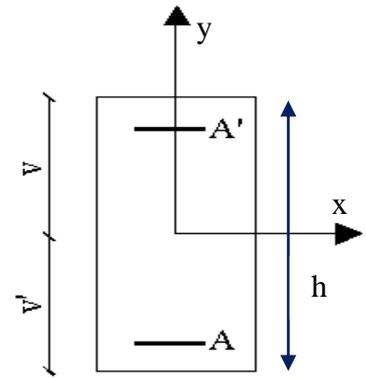


Figure V.2 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	S-Sol+RDC	Etages1-5	Etages6-9	Etage10
Section (cm ²)	60×55	55×50	50×45	30×30
d (cm)	57	52	47	27
A (cm)	28,65	24,89	20,36	9,05
S (m ²)	0,373	0,312	0,255	0,1036
V (cm)	33,11	30,43	27,63	16,57
V' (cm)	26,89	24,57	22,37	13,43
I _{yy'} (m ⁴)	0,0141	0,0089	0,0060	0,0008
N _{ser} (KN)	1729,0076	1549,17	729,2044	111,5426
M _{ser} (KN.m)	20,6651	36,4423	46,9238	20,7551
M _{serG} (KN.m)	117,7	120,5	84,3	22,5
σ _{bc1} (MPa)	7,4	9,08	6,74	5,49
σ _{bc2} (MPa)	2,39	1,63	-0,3	-2,5
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S-Sol+RDC	3300	182,7	3,05	0,04	57	55,204	0,176	1	Vérifiée
Etages1-5	2750	182,7	3,32	0,04	52	75,1534	0,289	1	Vérifiée
Etages6-9	2250	182,7	3,65	0,04	42	54,3965	0,259	1	Vérifiée
Etage 10	900	182,7	6,09	0,075	27	18,964	0,234	1	Vérifiée

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

V.2.5 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets** $L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10\text{cm}$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- S - sol + RDC + EC

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(56 ; 60 ; 60 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

<i>S-Sol+RDC</i>	<i>Etages 1-5</i>
<i>Etages 6-9</i>	<i>Etage 10</i>

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux

V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V16**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 *1.35G + 1.5Q & G + Q \\
 *G + Q \pm E & 0.8G \pm E
 \end{array}$$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) 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 à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre 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 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	30×45	6,75	54	81
<i>Secondaire</i>	30×40	6	48	72

Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

IV.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
<i>RDC et étage courant</i>	111,762	-136,3167	150,2921	100,0803	-108 ,9564	113,7054
<i>Terras accessible</i>	55,4119	-137,2169	134,5376	446,4485	-65,0137	74,0105
<i>Terrasse inaccessible</i>	47,0021	-44,954	67,5163	11,836	-6,7179	15,5299

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

V.3.4 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l’ELA (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes : (Ma= -136,3167 kn.m Mt= 111,762 kn.m)...ELA

▪ **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{136,3167 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,139 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,188 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,388m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{136,3167 \times 10^{-3}}{0,388 \times 400} \times 10^4 = 8,78cm^2$$

▪ **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111,762 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,114 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,151 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,394m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{111,762 \times 10^{-3}}{0,394 \times 400} \times 10^4 = 7,09cm^2$$

Niv	Ty pes	Section	Localisati on	M (Kn.m)	Vu kN	A cal(cm ²)	A _{min} Cm ²	N ^{bre} de barres
Etage courant	PP	30×45	Appuis	-136,3167	150,2921	8,78	6,75	3HA16+3HA14=10,65cm ²
			travée	111,7627		7,09		3HA16+2HA14=9,11cm ²
	PS	30×40	Appuis	-108,9564	113,7054	7,28	6	3HA14+3HA12=8,01cm ²
			travée	100,086		7,34		3HA14+3HA12=8,01cm ²
T. accessible	PP	30×45	Appuis	-134,5223	133,5416	10,22	6,75	3HA16+3HA14=10,65cm ²
			travée	55,3632		4,53		3HA14+3HA12=8,01cm ²
	PS	30×40	Appuis	-65,0137	74,0105	6,17	6	3HA14+2HA14=7,70cm ²
			travée	46,4485		4,33		3HA14+2HA14=7,70cm ²
T. Inaccessible	PP	30×45	Appuis	44,954	67,5163	3,3,64	6,75	3HA12+3HA12=6,79cm ²
			travée	-47,0021		3,82		3HA12+3HA12=6,79cm ²
	PS	30×40	Appuis	-6,7179	15,5299	0,46	6	3HA12+3HA12=6,79cm ²
			travée	11,836		0,81		3HA12+3HA12=6,79cm ²

Tableau V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

b. Les armatures transversales**➤ Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales**Poutres secondaires**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = 1,2 \text{cm} \quad \phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = 1,2 \text{cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{mm}$ $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$ (1cadre +1 étrier).

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- | | |
|---|--|
| ▪ Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$. | Poutres principales $S_t = 10 \text{cm}$ |
| | Poutres secondaires $S_t = 8 \text{cm}$ |
| ▪ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ | Poutres principales $S_t = 15 \text{cm}$ |
| | Poutres secondaires $S_t = 15 \text{cm}$ |

1) Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales: $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{cm}^2 < 2,01 \text{cm}^2$ vérifiée

* Pour les poutres secondaires : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{cm}^2 < 2,01 \text{cm}^2$ vérifiée

❖ Verification à l'ELU**1) Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,75 \text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,54 \text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles**▪ Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	150,2921	1,193	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	113,4054	1,021	3,33	<i>Vérifiée</i>

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Poutres	A_l (cm ²)	V _u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
<i>Principales</i>	10,65	150,2921	-136,3167	3,76	-5,26	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	9,11	1134054	-108,9564	3,01	-5,68	<i>Vérifiée</i>

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	Appui	-36,8442	14,08	71678,287	12,89	15	<i>Vérifiée</i>
	Travée	23,8441	13,22	57045,310	10,84	15	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	Appui	-22,4182	14,75	80940,190	6,25	15	<i>Vérifiée</i>
	Travée	19,0638	13,86	64521,088	6,25	15	<i>Vérifiée</i>

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.

▪ **Vérification de la flèche** : D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\diamond \frac{h}{L} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\diamond \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{400} = 0,1125 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,11 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,42} = 0,0085 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{330} = 0,088 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,37} = 0,0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.5 Vérification des zones nodales

Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ telle que :}$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

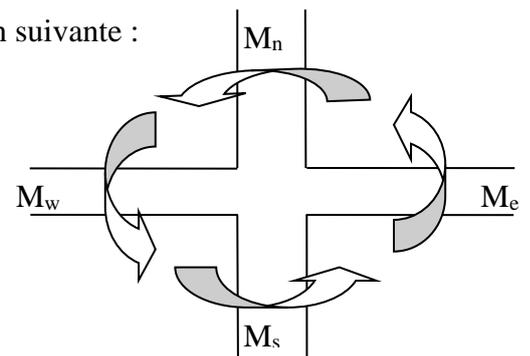


Figure V. 3 Les moments dans la zone nodale

IV.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9 \times h \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Niveau	h (m)	z (m)	As (cm ²)	MR (kn.m)
RDC	0,6	0,54	28,65	538,3908
Etage 1-5	0,55	0,495	24,89	428,75514
Etages 6-9	0,5	0,45	20,36	318,8376
Etage 10	0,3	0,27	9,05	85,0338

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	h (m)	z (m)	As (cm ²)	MR (kn.m)	h (m)	z (m)	As (cm ²)	MR (kn.m)
RDC	0,45	0,405	9,11	128,39634	0,4	0,36	7,7	96,4656
Etages 1-5	0,45	0,405	9,11	128,39634	0,4	0,36	7,7	96,4656
Etages 6-9	0,45	0,405	9,11	128,39634	0,4	0,36	7,7	96,4656
T.accessible	0,45	0,405	7,7	108,5238	0,4	0,36	7,16	89,70048
T.inaccessible	0,45	0,405	7,16	100,91304	0,4	0,36	6,16	77,17248

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres

Niveau	poutres	M_S	M_N	$M_S + M_N$	M_W	M_E	1.25 ($M_W + M_E$)	Observation
RDC	PP	538,3909	538,3909	1076,7818	128,39634	128,39634	320,99	Vérifiée
	PS				96,4656	96,4656	241,164	
Etages 1-5	PP	428,75514	538,3909	967,14604	128,39634	128,396334	320,99	Vérifiée
	PS				96,4656	96,7656	241,164	
Etages 6-9	PP	318,8376	428,75514	747,59274	128,39634	128,39634	320,99	Vérifiée
	PS				96,4656	96,4656	241,164	
T.acc	PP	318,8376	428,75514	747,59274	108,5238	108,5238	217,0476	Vérifiée
	PS				89,70048	89,70048	179,40096	
T.inacc	PP	85,0338	85,0338	170,0676	100,91304	100,91304	201,91304	Vérifiée
	PS				77,17248	77,17248	154,34496	

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC+ étage courant.

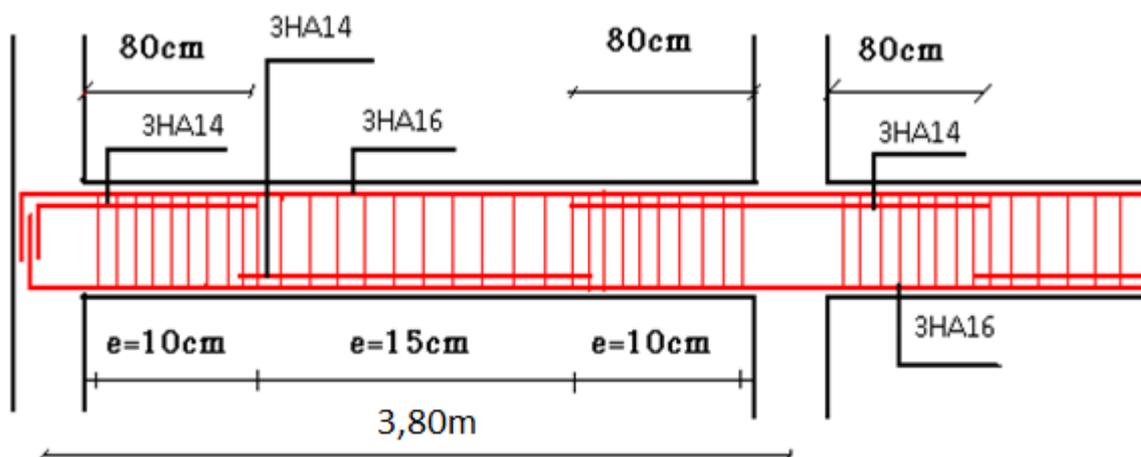


Figure V.4 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Sachant que : le recouvrement des barres sup seront aux travées.

le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

RDC+étages courants		
Type	appui	travée
poutre principale		
poutre secondaire		
terrasse accessible		
	Appui	Travée
poutre principale		

poutre secondaire		
Terrasse inaccessible		
	Appui	Travée
poutre principale		
poutre secondaire		

Tableau V.18 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

V.4 Etude 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 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)
 Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ Avec 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 ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

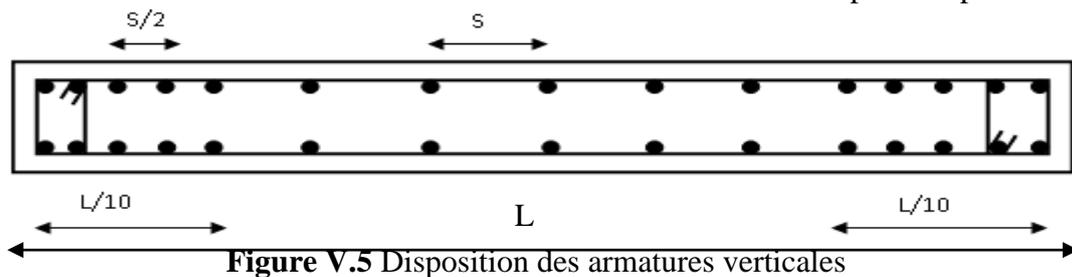


Figure V.5 Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.

- $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30cm\right)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

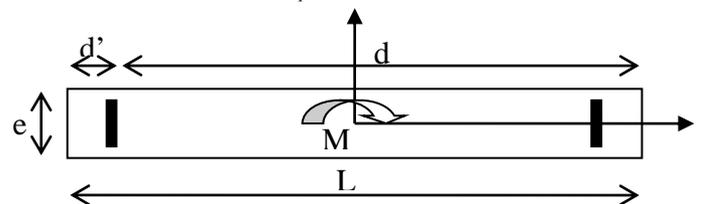


Figure V.6 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$)

A_v^{\min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{\min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{\min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée

- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

IV 4.3. Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :
- V_{x3}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1819,0683	20,3822	619,8533	-973,3054	-549,2003	614,5935	225,9668
1 ^{ère} aux 5 ^{ème} étages	-1767,6802	-11,4756	-397,1479	-1372,4767	-447,9017	92,437	-176,8651
6 aux 9 ^{ème} étages	-918,4949	-20,9584	-120,0225	-737,7085	-90,1661	72,9418	-91,8909

Tableau V .19 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3}=1,7m$ à tous les niveaux.

- V_{y2}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1569,0918	-853,5065	858,885	-85,7894	-85,7894	858,885	-279,9789
1 ^{ère} aux 5 ^{ème} étages	-1262,8572	-11,7448	-555,1005	-1188,3383	-292,2912	131,2058	-219,6165
6 aux 9 ^{ème} étages	-638,2934	30,8141	143,6757	-375,1421	-22,911	114,4599	108,5976
Etage 10	-155,8614	-32,4649	-65,9269	-132,6345	-59,5787	23,3415	28,7074

Tableau V.20 Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=2m$ à tous les niveaux.

➤ Exemple de calcul

En prend comme exemple le voile $V_{y2}=2m$.

$$N_{max} = -1569,0918 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = -853,5065 \text{ KN.m (ELA)}$$

$$L=200\text{cm} ; e=15\text{cm} \quad d'=5\text{cm} \quad \text{D'où} : d=195\text{cm.}$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1$ donc $f_{bu}=18,48\text{MPa}$

a) Calcul des armatures verticales :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{853,5065}{1569,0918} \times 100 = 54,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 2344,14 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 637,13 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 3043,77 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2344,14 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,95^2 \times 18,48} = 0,22 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,314$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,314}{0,314} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,646 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,705 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{2344,14 \times 10^{-3}}{1,705 \times 400} \times 10^4 = 34,37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 34,37 - \frac{1569,0918 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -4,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$(\sigma)^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = -13,76 \text{ MPa} \quad (\sigma)^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 3,3 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{V}{\sigma \left((\sigma)^{\max} + (\sigma)^{\min} \right)} = 0,386 \text{ m} \quad L_c = L - 2L_t = 1,226 \text{ m}$$

▪ **Armature minimal tendues**

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t = 1,158 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armature minimal dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l = 4,5 \text{ cm}^2$. Pour $e = 15 \text{ cm}$.

▪ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c = 1,839 \text{ cm}^2.$$

▪ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{on apte pour : } st = 20 \text{ cm}.$$

▪ **Armatures horizontales :** La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 279,9789 \text{ Kn.} \quad \text{Avec } \tau_v = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_v \times b \times St}{0,8 \times f_e} = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{en prend } St = 15 \text{ cm}$$

NB : Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

- Sens x-x' :

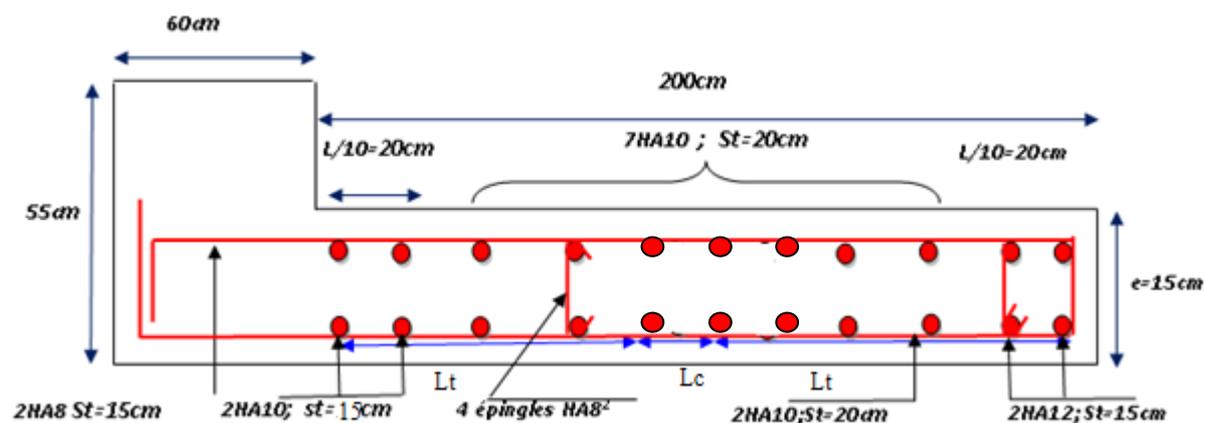
Niveau	RDC	1 aux 5 éme étages	6 aux 9éme étages
Section (cm ²)	170×15	170×15	170×15
M(KN.m)	614,5935	397,14 79	72,9418
N(KN)	549,2003	1372,4 767	90,1661
V(KN)	225,9668	176,86 51	91,8909
D(cm)	165	165	165
τ (MPa)	1,27	1,00	0,519
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	10,66	10,879	1,36
σ_{min} (MPa)	-6,35	-0,114	-0,655
Section	SPC	SPC	SPC
L_t	0,634	0,0177	0,55
L_c	0,43	1,66	0,59
A_t^{min}	1,90	0,053	1,65
A_c^{min}	0,645	2,49	0,89
A_v^{cal} /face (cm ²)	3,53	0	0
A_v^{min} (cm ²)	3,825	3,825	3,825
A_{vt}^{adop} /par face	2HA12+4HA10	2HA10	4HA10
A_{vc}^{adop} /par face	3HA10	7HA10	5HA10
$A_{v,adop}$ (cm ²)	7,76	7,07	7,07
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,89	0,70	0,36
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15	15

Tableau V.21. Ferrailage du voile $V_{x3}=1,7m$

- Sens-y-y' :

Niveau	RDC	1 aux 5 éme étages	6 aux 9 éme étages	Etage 10
Section (cm ²)	200×15	200×15	200×15	190×15
M(KN.m)	858,8885	131,2058	114,4599	23,3415
N(KN)	85,7894	292,,291 2	22,911	59,5787
V(KN)	279,9789	219,6165	108,5976	28,7074
D (cm)	195	195	195	185
τ (MPa)	1,34	1,05	0,519	0,144
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	8,87	2,28	1,22	0,46
σ_{min} (MPa)	-8,30	-0,337	-1,068	-0,049
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _T	0,966	0,25	0,93	0,182
L _C	0,066	1,48	0,13	1,53
A _T ^{min}	2,9	0,77	2,799	0,54
A _C ^{min}	0,099	2,22	0,2	2,30
A _v ^{cal} /face (cm ²)	0	0	1,18	0
A _v ^{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5
A _{vt} ^{adop} /par face	2HA12+8HA10	2HA10	6HA10	2HA10
A _{vc} ^{adop} /par face	1HA10	8HA10	4HA10	8HA10
A _{v.adop} (cm ²)	8,54	7,85	7,85	7,85
S _t (cm)	20	20	20	20
A _h ^{cal} (cm ²)	0,942	0,738	0,365	0,101
A _h ^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3	0,3
A _h ^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01
N ^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	15	15	15	15

Tableau V.22. Ferrailage du voile V_{y2}=2m

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_y=2m$ Figure IV.8 Schéma de ferrailage du voile $V_y = 2m$ (RDC+ étage1)

V. 5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS V16**. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif de transmettre les différents charges venue de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

Un bon encastrement de la structure dans le sol.

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondations :

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

$D/B \leq 6$: fondation superficielle (isolée ; filante ou radier général)

$6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)

$D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux ...)

VI.2.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les Charges transmises au sol.

La distance entre axes des poteaux.

La nature du sol.

La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adoptera des fondations superficielles ($D=3,86 \text{ m} \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type 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.

VI.2.3 Vérification des fondations superficielles

➤ Semelles isolées

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0.8 \times G \pm E \quad \text{ELS} \quad \text{ELU}$$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

N=2010,4179 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (ETABSV16) .

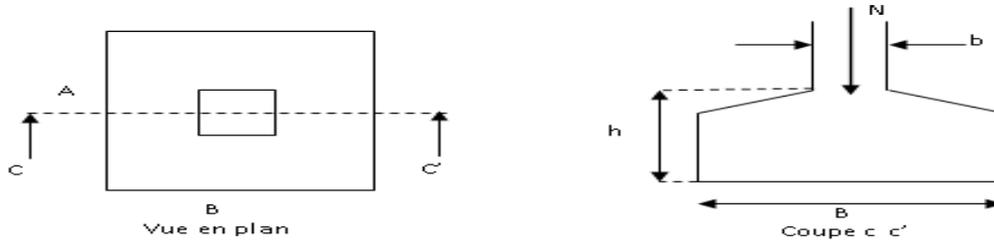


Figure VI .1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,6}{0,55} \times \frac{2010,4179}{250}} = 2.96 \text{ m}$

B = 3 m ; A = 2,75m

a,b : dimensions du poteau à la base, poteaux rectangulaire.

Sans X : L_{min} (entre axe de poteaux) = 3,15m

Sans Y : L_{min} (entre axe de poteaux) = 4 m

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

➤ **Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante plus sollicitée, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5.

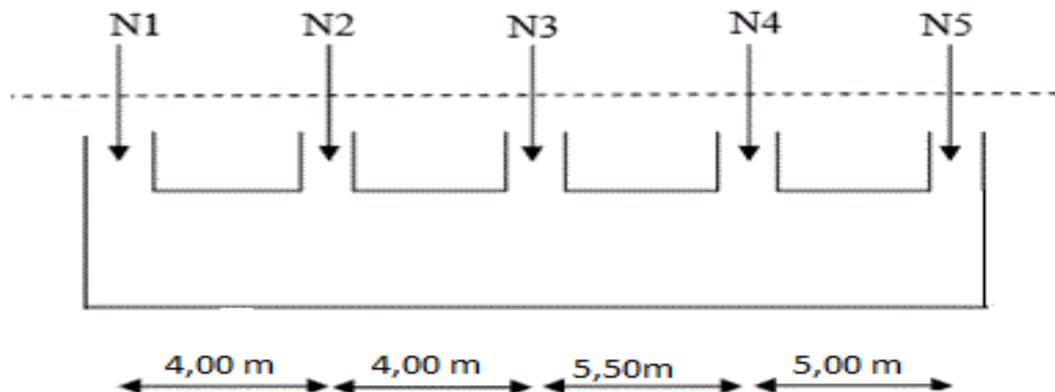


Figure VI .2 : Semelle filante.

Pour la semelle filante 1 (la plus sollicitée)

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 2010,4179 + 1941,2735 + 1667,0054 + 1164,0697 + 558,6123 = 7341,3788 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7341,3788}{250 \times 19,1} = 1,53 \text{ m}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes

VI.2.4 Étude des semelles filantes sous poteaux :

1). Dimensionnement (coffrage) :

Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{7341,3788}{250} = 29,36 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L_{\text{Total}} = 19,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{29,36}{19,1} = 1,53 \text{ m ; soit : } B = 1,55 \text{ m.}$$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) : La hauteur totale de la semelle

(h_t) est déterminée par l'équation suivante : $h_t = d + c$;

Avec :

c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} = 0,2375 \\ \frac{B-b}{4} = 0,25 \end{array} \right.$$

$$(a \times b) = (60 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$d = 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,25 = 0,30 \text{ m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0,30 \text{ m}}$$

2) Verification à faire:

✓ Poids propre de la semelle ;

$$G^S = \gamma_b \times B \times l \times h = 25 \times 1,55 \times 19,1 \times 0,30 = 222,03 \text{ KN}$$

$$N_t = N^F + G^S = 7341,3788 + 222,03 = 7563,40 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{7563,40 \times 10^{-2}}{1,55 \times 19,1} = 2,55 \text{ bars} > \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

La dimension de B n'est pas suffisant donc on prend B = 1,65m

✓ **La hauteur de la semelle :**

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = 32,5 \text{ cm}$$

On opte pour **h = 40 cm**

✓ Poids propre de la semelle :

$$G^S = \gamma_b \times B \times l \times h = 25 \times 1,65 \times 19,1 \times 0,40$$

$$G^S = 315,15 \text{ KN}$$

$$N_t = N^{F1} + G^S = 7341,3788 + 315,15 = 7656,52 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{7656,52 \times 10^{-2}}{1,65 \times 19,1} = 2,43 \text{ bars} < \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \text{ c'est vérifiée}$$

Les vérifications :

Vérification au poinçonnement

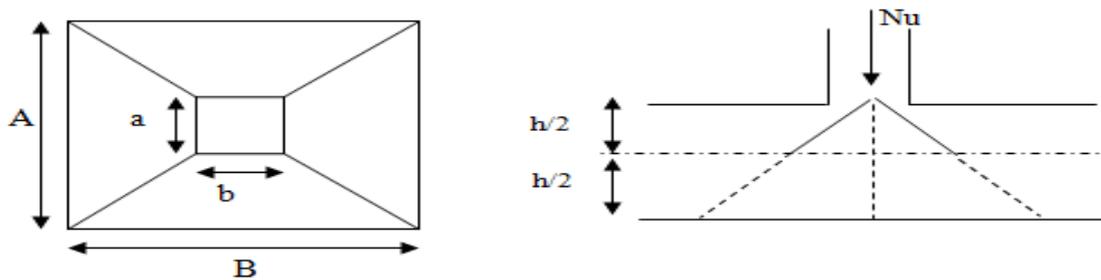


Figure VI.3. Zone de contact poteau- semelle

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,60\text{m}$; $b = 0,55\text{m}$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,8 = 1,35\text{m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,40\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,5 \text{ m}$$

$$N_d = 2,010 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 4,30 \text{ MN} \text{ Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement (ELS)**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{25,1658}{5937,0484} = 0,0042m < \frac{1,65}{4} = 0,4125m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{134,5221}{5937,0484} = 0,023m < \frac{1,65}{4} = 0,4125m$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous la semelle filante n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme triangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{sf}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 858,0823m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 0,82 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 7,15 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 9,55 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 5937,0484 \text{ KN} ; M_x = 25,658 \text{ KN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 958,0823 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{5937,0484}{31,515} + \frac{25,658}{958,0823} 9,55 = 0,189 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{5937,0484}{31,515} - \frac{25,658}{958,0823} 9,55 = 0,188 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,189 + 0,188}{4} = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens-Y-Y

Données :

$$N = 5937,0484 \text{ KN} ; M_y = 134,5221 \text{ KN.m} ; I_{yG} = 7,15 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{5937,0484}{31,515} + \frac{134,5221}{7,15} \times 0,82 = 0,20 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{5937,0484}{31,515} - \frac{134,5221}{7,15} \times 0,82 = 0,172 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,20 + 0,172}{4} = 0,195 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y

➤ Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{sf} \times \gamma_w$

Avec :

$H = 3,86 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{sf} = 31,515 \text{ m}^2$ (surface de la semelle).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 5937,0484 \text{ KN} \geq 1,15 \times 3,86 \times 31,515 \times 10 = 1398,95 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau

❖ Le Ferrailage :

a) Aciers principaux ($A_{/L}$) :

$$A_{/L} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

N_u : Effort ultime sollicitant la semelle ;

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte d'acier ; $\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$.

D'après (ETABSV16), on a : $N_u = 8151,021 \text{ KN}$

b) Aciers de répartition ($A_{\perp L}$) :

$$A_{\perp L} = \frac{A/L}{3}$$

- Application numérique :

$$B = 1,65 \text{ m} ; N_u = 8151,021 \text{ KN} ; b = 0,55 \text{ m} ; d = 0,4 \text{ m}$$

$$A/L = \frac{8151,021 \times 10^{-3} (1,65 - 0,55)}{8 \times 0,4 \times 348} = 8,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 6HA14/ml = 9,24 cm² avec un espacement de 15 cm.

$$A_{\perp L} = \frac{8,05}{3} = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 5HA10/ml = 3,93 cm² avec un espacement de 20 cm.

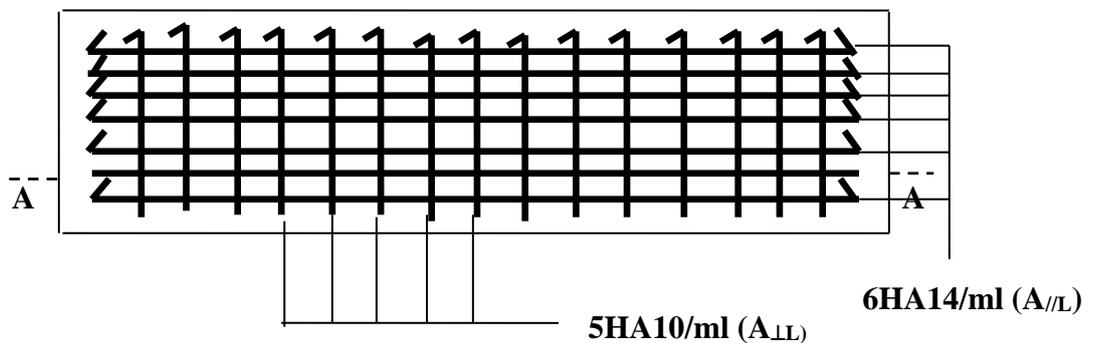
Schéma de ferrailage

Figure VI .4 : Schéma de ferrailage de la semelle dante sous poteaux.

VI.2.5 Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5,5 \text{ m} \Rightarrow \frac{550}{9} \leq h \leq \frac{550}{6} \Rightarrow 61,11 \leq h \leq 91,67 \text{ (cm)}$$

Soit : h = 80cm, b=70 cm

3- Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} ; N_u = 8151,021 \text{ KN}, L = 19,10 \text{ m} \longrightarrow Q_u = 426,75 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L} ; N_s = 5937,0484 \text{ KN}, L = 19,10 \text{ m} \longrightarrow Q_s = 310,84 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations :

Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Localisation	M _u (Kn.m)	A calculée cm ²	A min	A adoptee cm ²	Choix de barre
Travée	1273,65	56,16	6,34	58,91	12HA25
Appuis	-1291,395	57,08	6,34	58,91	12HA25

Tableau VI.1 : ferrailage de la poutre de rigidité

Condition non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,70 \times 0,75 \times 2,1}{400} = 6,34 \text{ cm}^2$$

Vérification a L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1291,39}{0,70 \times 0,75} = 2,46MPa$$

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$

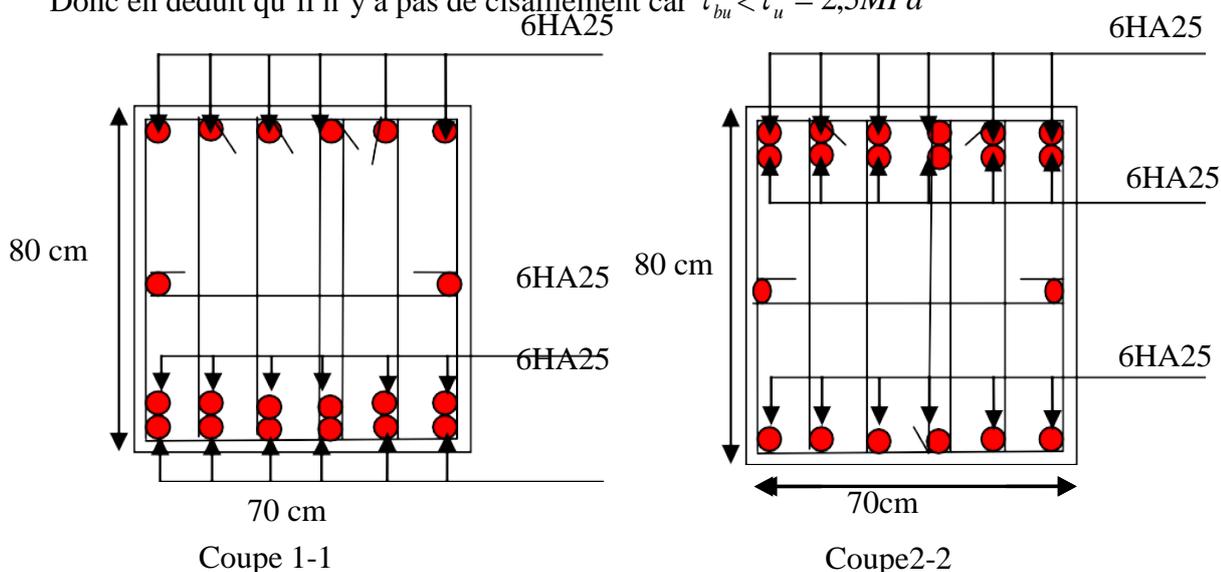


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

VI.3. Étude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux, il doit satisfaire les exigences du **RPA99 /version 2003(article 10.1.2)** suivantes :

L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas Réduire sa rigidité d'une manière importante.

a). Dimensionnement :

La hauteur $h=3,06\text{m}$.

La longueur $L=5.5\text{m}$.

$e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 15\text{cm}$

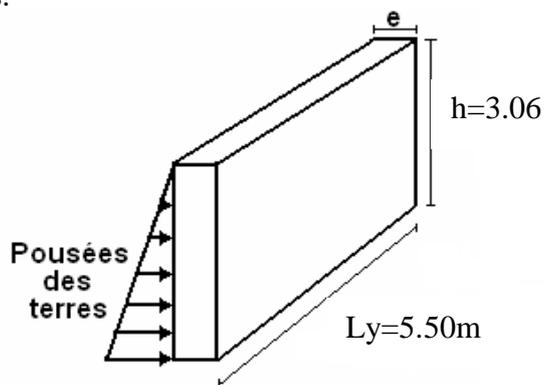


Figure VI .6: Voile périphérique.

b). Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\phi = 20^\circ$

- Cohésion (Sol non cohérant) $c = 0,45\text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 25,8\text{ KN/m}^3$.

c). Évaluation des charges et surcharges :

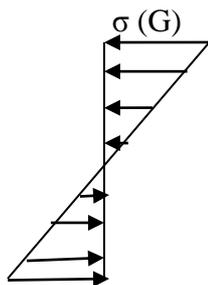
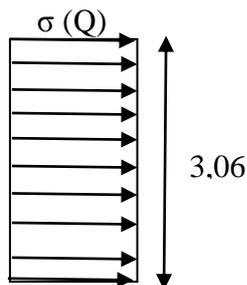
• **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

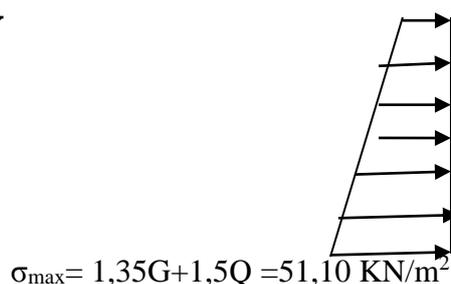
$$\Rightarrow G = 3,06 \times 25,8 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 32,41\text{KN/m}$$

Surcharges accidentelle : $q= 10\text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 4.90\text{ KN/}$$



$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 7,35\text{kn/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 40,16 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 40,16 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$L_x = 3,06 \text{ m}$, $L_y = 5.50\text{m}$, $b = 1\text{ml}$, $e = 15\text{cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{5.50} = 0.55 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travaille dans les deux sens}$$

A l'ELU

$\rho =$

$$0.55 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 33,62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 8,40 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 25,22 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 6,30 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -16,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Local		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Tra vée	x-x	25,22	0.10	0.131	0.123	5,88	1,5	6HA12=6,79
	y-y	6,3	0.026	0.032	0.128	1,41	1,5	4HA10=3,14
Appui		16,81	0.07	0.09	0.125	3,86	1,5	6HA10=4,71

Tableau VI .2: Ferrailages des voiles périphériques

Espacements

Sens x-x: $St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

Sens y-y: $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm}$

Vérifications de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} \rho = 0.55 > 0.4 \\ e = 15\text{cm} > 12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,47\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ -- condition vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 56,07\text{KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 9,65\text{KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Vérification A L'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 37,31 \text{ KN/m}^2, \sigma_{\min} = Q = 4.9 \text{ KN/m}^2,$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29,20 \text{ KN/m}^2 * q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29,20 \text{ KN/}$$

$$\rho = 0.55 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.415 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 25,59 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 10,62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 19,19 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 7,96 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 12,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Local	M ^s (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	19,19	4,22	10356,50	7,82 < 15	Vérifie	244,03 > 201.63	N vérifie
	y-y	7,96	3,06	5608,73	4,34 < 15	Vérifie	211,6 > 201.63	N vérifie
Appui	12,79	3,63	7797,25	5,95 < 15	Vérifie	230,54 > 201.63	N vérifie	

Tableau VI .3 : Vérifications des contraintes à l'ELS

On doit recalculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	
Travée	x-x	19,19	0,844	0,48	8,71	9,24	6HA14
	y-y	7,96	0,35	0,318	3,39	4,52	4HA12
Appui	12,79	0,56	0,398	5,62	6,79	6HA12	

Tableau VI.4. Ferrailage à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

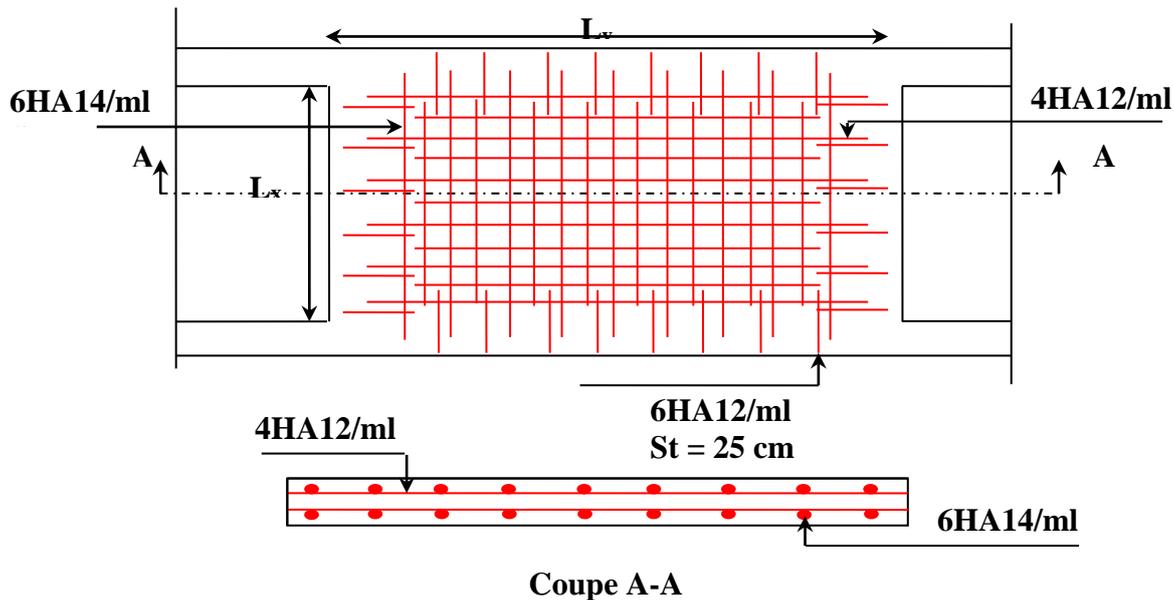


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement, et dans notre cas nous avons adopté des semelles filantes de dimensions suivantes :

La largeur ; 1.65 m

La longueur ; 19.1 m.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels etabs 2016 V16, autocad etc. Les points importants tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. 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.
5. La semelle filante est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées .

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXES

ANNEXE2

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

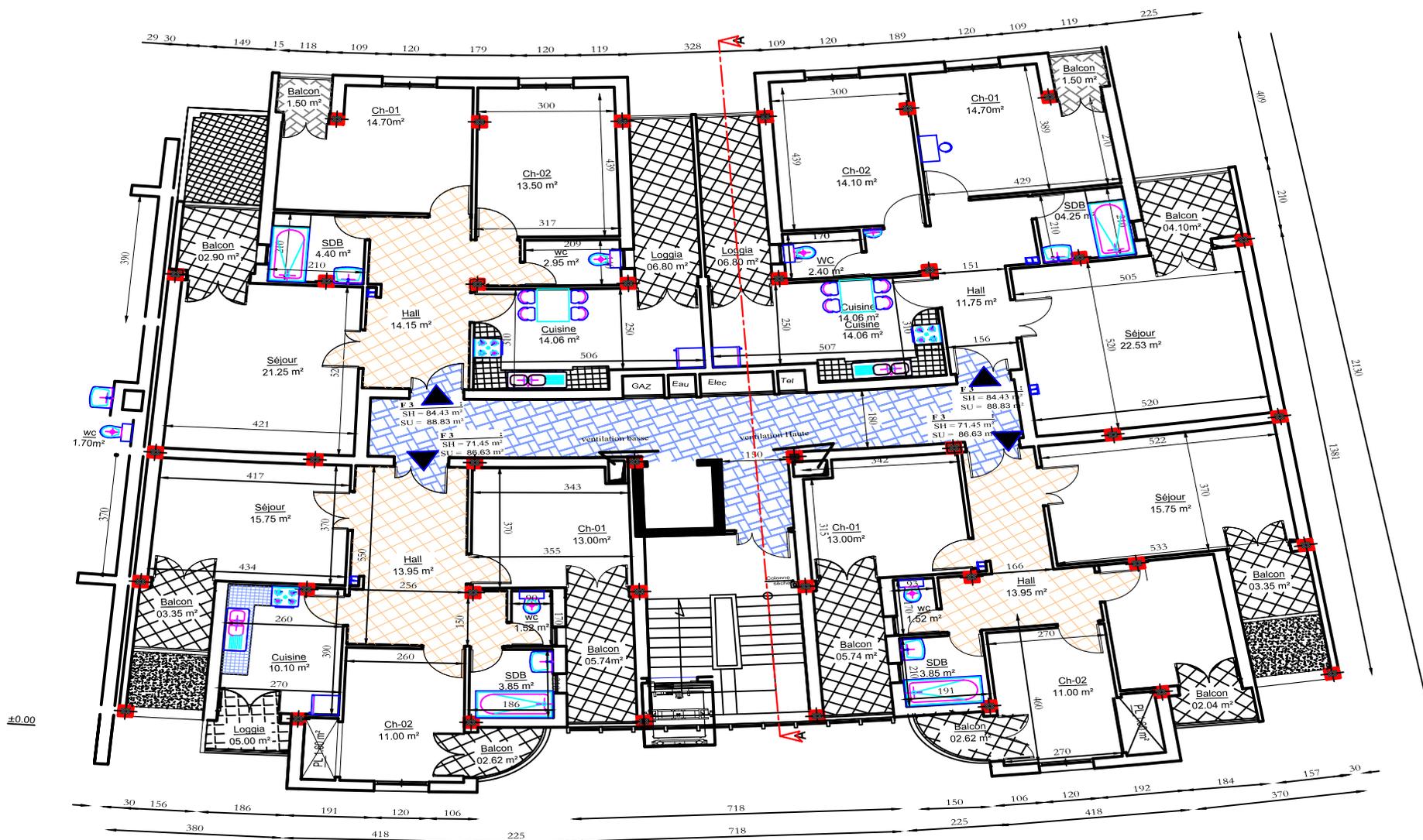
ANNEXES

ANNEXE 3

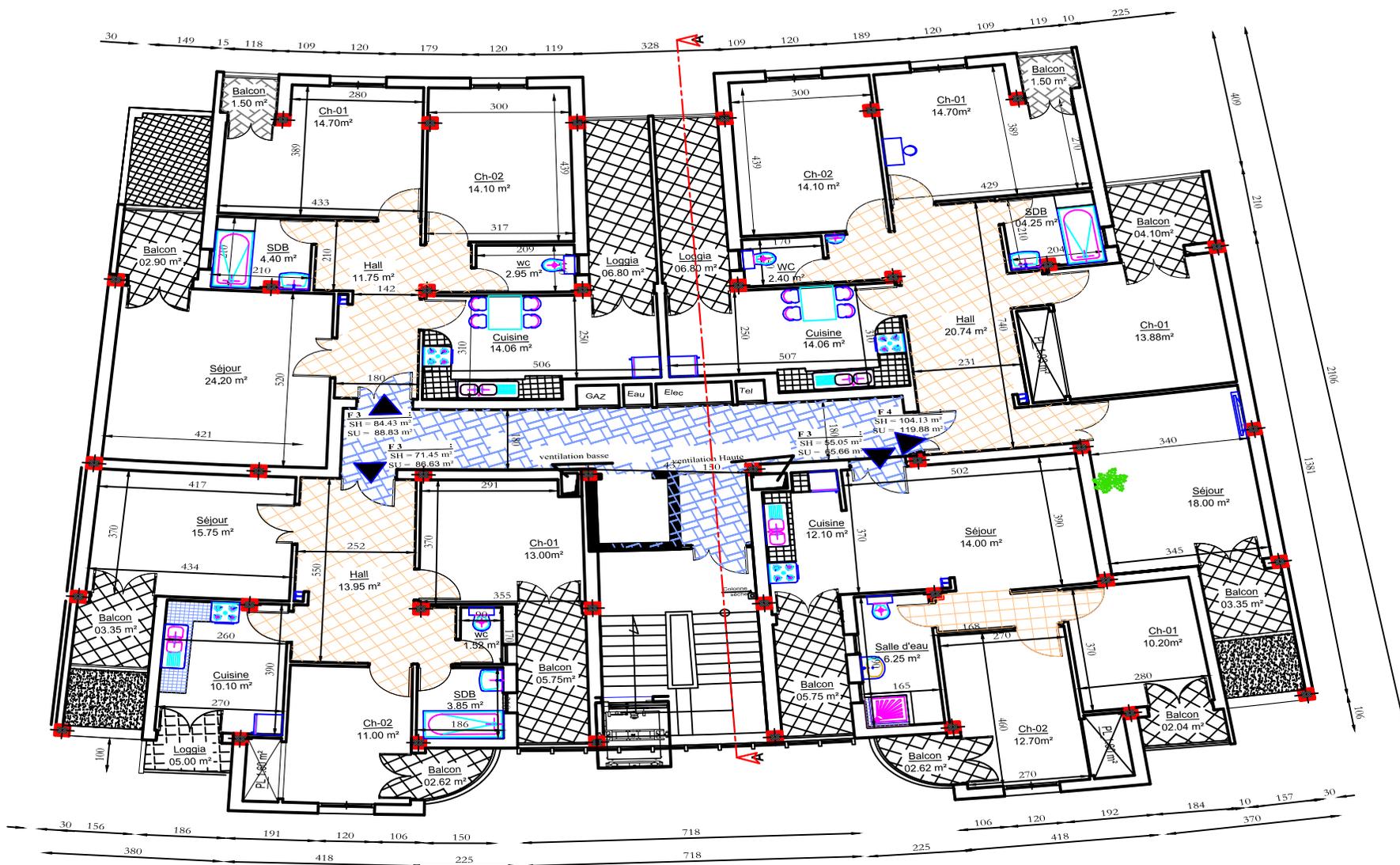
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

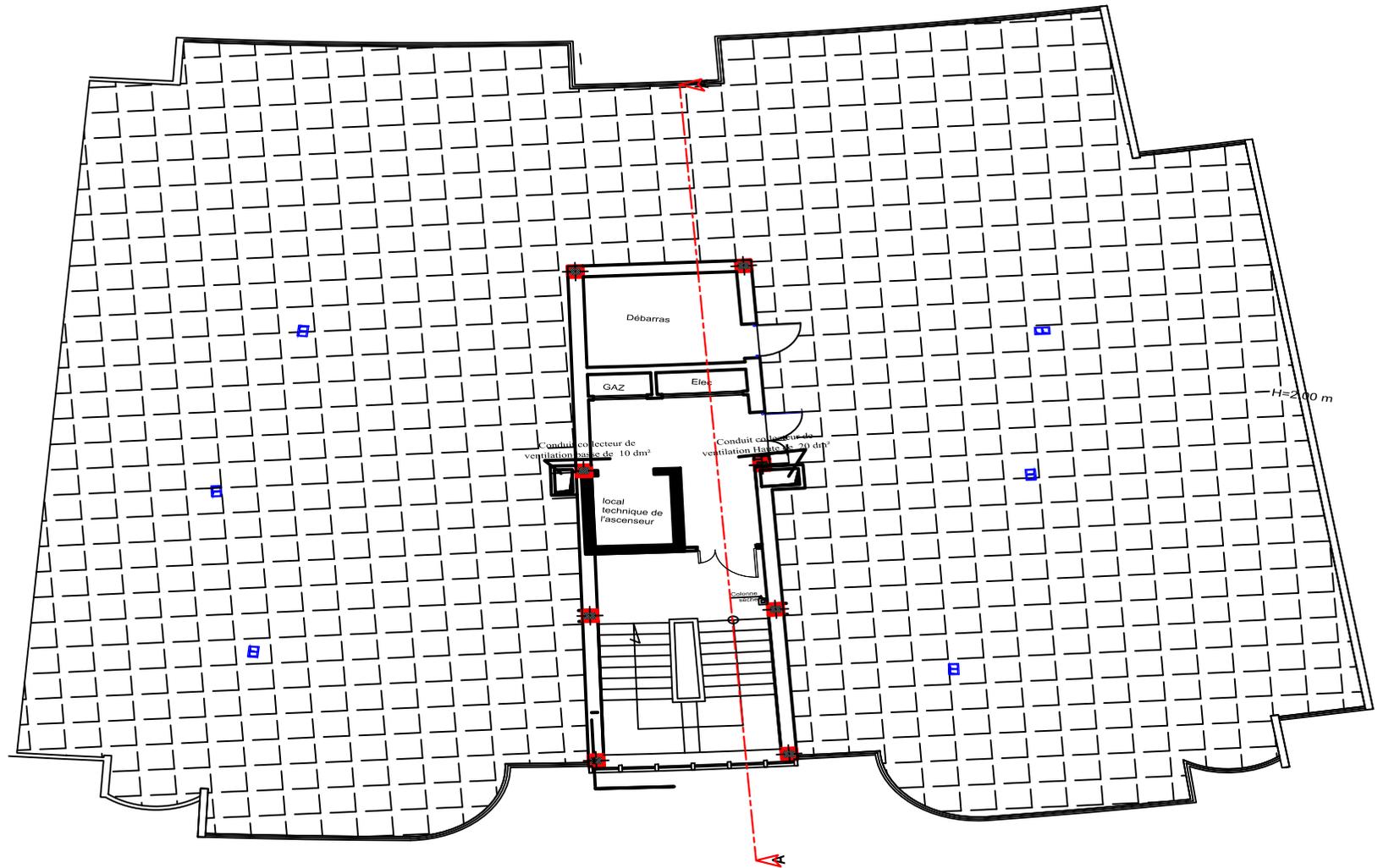
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	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	80,42	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	150,8
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



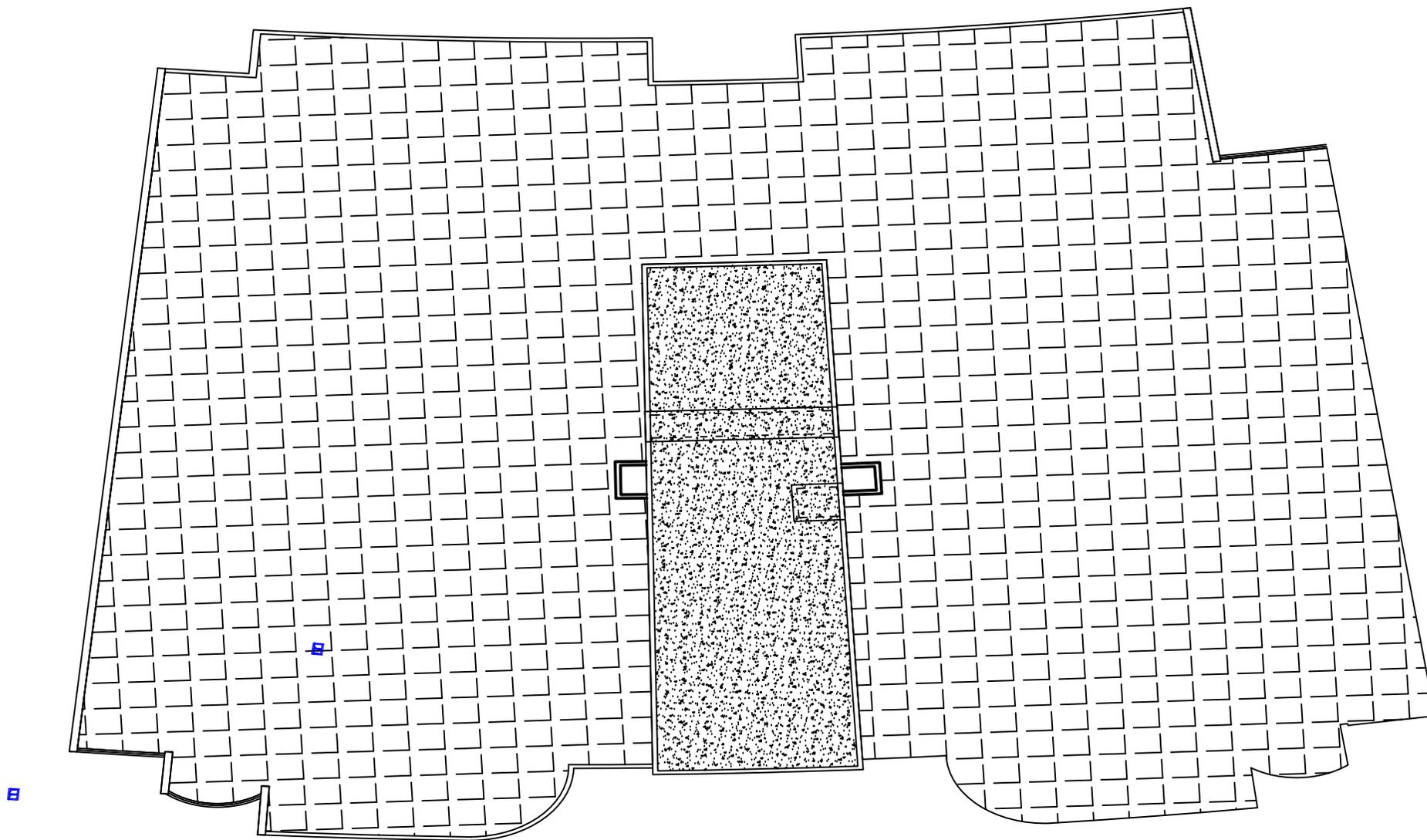
Plan étages 06-09



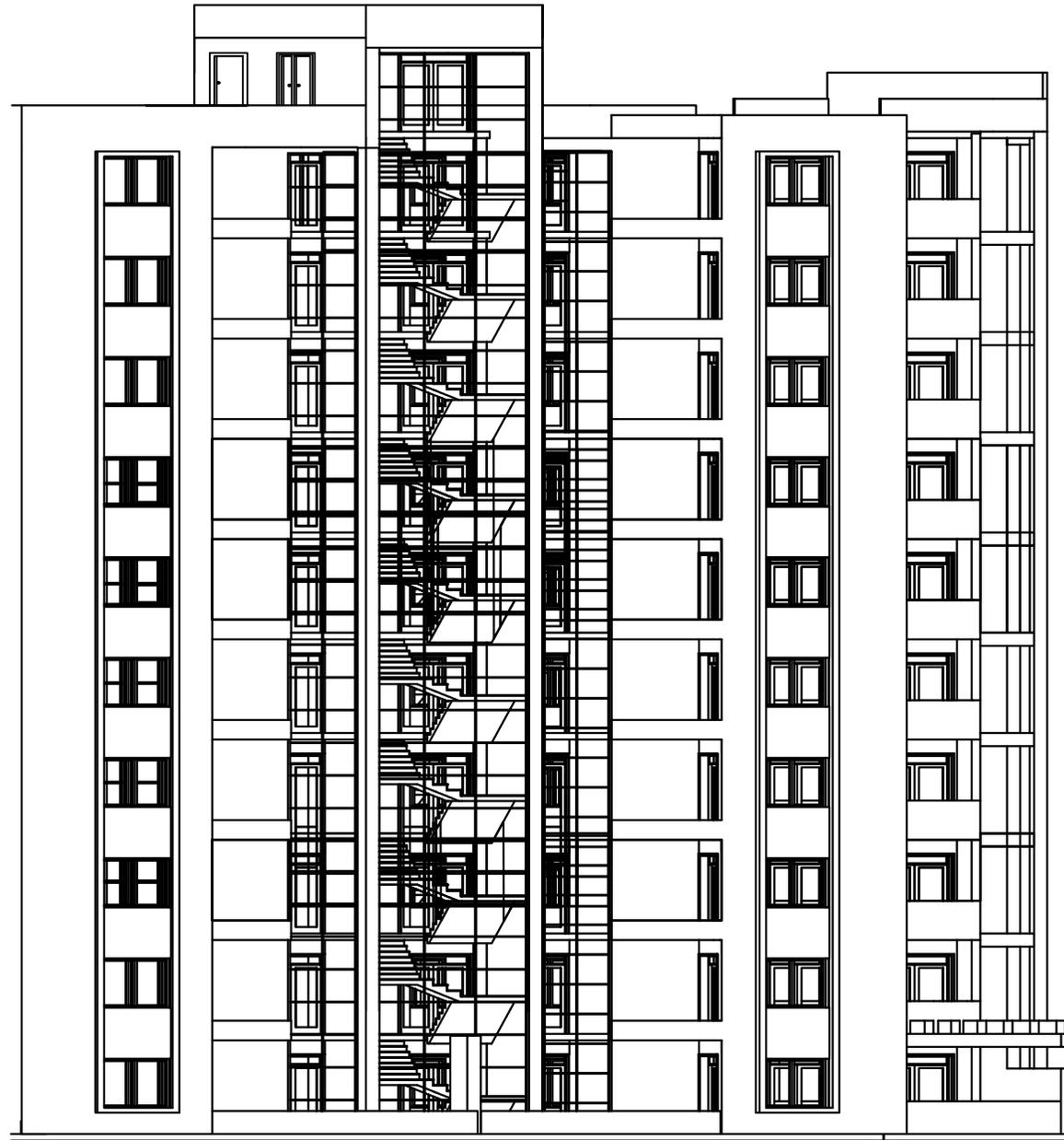
Plan étages 01-05



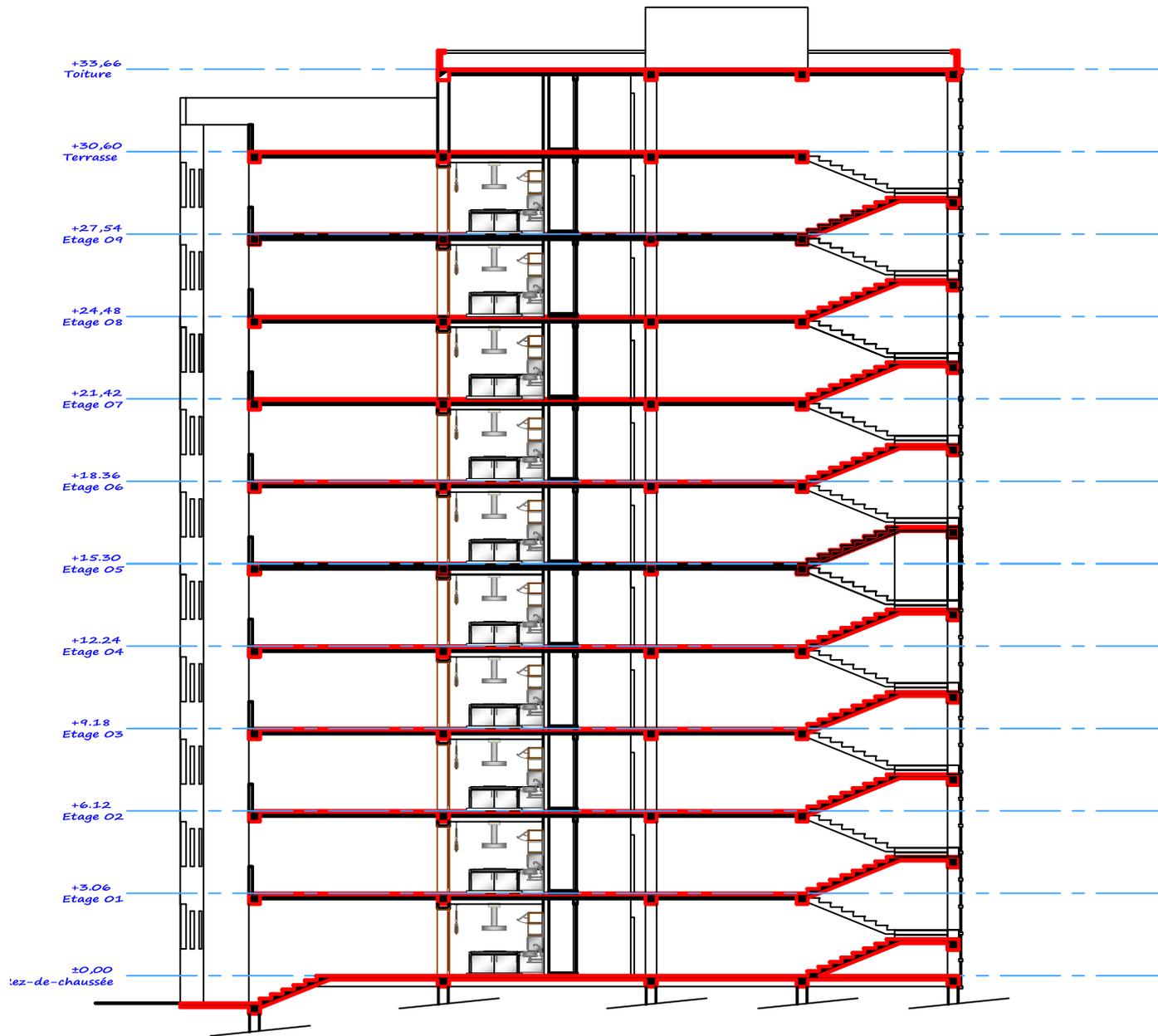
Plan de terrasses



Plan de toiture



Façade principale



Coupe B-B

REALISATION DE 100 LOGEMENTS PROMOTIONNELS BLOC A, B & C EN R+09+S-SOL.

KHERRATA WILAYA DE BEJAIA

VI- Conclusion et recommandation :

a) Type et ancrage des fondations

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, les essais au laboratoire et les coupes lithologiques des sondages réalisés au niveau l'assiette du projet.

. On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis de bloc construire a savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines ancrées d'au moins de 3,5 m de profondeur par rapport a cote du terrain actuel dans la formation naturelles en places (marne schisteuse a marno calcaire)

b) Contrainte admissibles du sol

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire; le taux de travail admissible a été limité a 2.50bars (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

c) Classification de site :

Les résultats des essais de la compression simple réalisées sur l'ensemble des échantillons, nous permet de classé le site en catégorie S2 « site ferme » selon RPA 99 version 2003.

Ces sols ne s'adaptent aux essais de la mécanique des sols, mais compte tenu de la nature du terrain et de sa compacité nous concluons que les tassements sont négligeables

d) Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :

Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- La réalisation d'un système de drainage très efficace dans l'assiette est indispensable (Capter toutes les eaux de surface et souterraines, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne et les drainer),
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général a la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude:

Y. BOUHOU



Le gérant:

Le présent document est la propriété exclusive au gérant de l'entreprise de promotion immobilière
« SARL PROMOTION EL TOUFIK »