

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Techniques



N°Ref:.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie civile

**Conception et calcul d'un bâtiment d'habitation
(R+5) en béton armé**

Réalisé par :

- **BOULDJADJ MOHAMMED TAYYIB**
- **BAGHI MOHAMMED**

Soutenu devant le jury :

Mme. ABADA.R
Mr. LECHEHEB.M
Melle. DROUNA.K

Présidente
Examineur
Promotrice

Année universitaire : 2022/2023



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DÉDICACE 1

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, je le dédie :
Aux personnes les plus chères au monde, mon père "AHMED" et ma
Mère "ATIKA", que dieu moi le garde moi les gardes*

❖ *à mon père : Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout
temps ou j'ai Besoin, et de m'avoir guidé orienté.*

❖ *à ma mère : Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je
puisse réaliser Mes rêve et mes espérances de m'avoir donné je puisse
toute L'affection pour que je puisse continuer.*

❖ *Comme je le dédie*

➤ *A mon frère "NADIR".*

➤ *A ma sœur "LILI".*

➤ *A mon beau frère "ABD RAOUF".*

➤ *A Toutes nos familles.*

➤ *A mon binôme "Mohammed"*

➤ *A tous mes chères amis et tous ceux qui m'ont aidés.*

➤ *A Toute la promotion de génie civil 2022*

➤ *A l'âme de mon ami d'enfance "BACHIR"*

.

MOHAMMED TAYYIB

DÉDICACE 2

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, je le dédie :
Aux personnes les plus chères au monde, mon père 'AbdElhafid' et
ma mère 'Hourya', que dieu moi le garde moi les gardes*

- ❖ *à mon père : Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout
temps ou j'ai Besoin, et de m'avoir guidé orienté.*
- ❖ *à ma mère : Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je
puisse réaliser Mes rêve et mes espérances de m'avoir donné je
puisse toute l'affection pour que je puisse continuer.*
- ❖ *Comme je le dédie :*
 - *A mes frères.*
 - *A toutes nos familles.*
 - *A ma binôme 'Mohammed tayyib'*
 - *A tous mes chères amis et tous ceux qui m'ont aidés.*
 - *A toute la promotion de génie civil 2022*

MOHAMMED

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la

Patience qui m'ont permis d'accomplir ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce à l'aide de

Plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre

Reconnaissance.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière

Qu'on remercie notre encadreur Mlle.DROUNA KARIMA pour sa

Patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont

Contribué à alimenter notre réflexion.

Mes profonds remerciements vont aux membres du Jury qui nous font

L'honneur de juger ce modeste travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants

Du génie civil de l'université de Mila pour nous avoir transmis un

Bagage de qualité durant notre formation.

MERCI

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre 01 : Présentation du projet

I.1 Introduction	3
I.2 Description du bâtiment	3
I.3 Document graphique.....	4
I.4 Caractéristiques dimensionnelles	9
I.5 Conception structurelle.....	9
I.6 Caractéristique des matériaux de construction.....	10
I.6.1 Béton.....	10
I.6.2 L'acier.....	13
I.7 Les actions.....	15
I.8 Les sollicitations.....	16
I.9 Hypothèses de calcul des sections en béton armé.....	17
Conclusion	18

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	20
II.2 Les poutrelles (plancher à corps creux).....	20
II.3 L'escalier.....	22
II.3.1 Composition d'un escalier.....	22
II.4 La poutre palière.....	23
II.5 L'acrotère.....	24
II.6 Les balcons.....	25

II.7 Les poutres.....	26
II.7.1 Les poutres secondaires.....	26
II.7.2 Les poutres principales.....	27
II.8 Les Poteaux.....	28
II.9 Les voiles.....	31
II.10 Evaluation des charges.....	32
II.11 descente des charges.....	36
Conclusion.....	39

Chapitre 03 : Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	41
III.2 L'acrotère.....	41
III.2.1 Définition.....	41
III.2.2 Hypothèse de calcul.....	41
III.2.3 Evaluation des charges.....	42
III.2.4 Calcul de ferrailage.....	45
III.3 Les balcons.....	50
III.3.1 Introduction.....	50
III.3.2 Evaluation des charges.....	51
III.3.3 Déterminaion de l'effort tranchant et moment fléchissant.....	51
III.3.4 Calcul de ferrailage.....	52
III.3.5 Vérification de l'effort tranchant	53
III.3.6 Vérification des contraintes à ELS.....	54
III.3.7 Vérification de la flèche.....	54
III.4. Etude des escaliers.....	54
III.4.1 Introduction.....	54

III.4.2 Définition.....	54
III.4.3 Calcul de ferrailage.....	55
III.5 Calcul de la poutre palière.....	62
III.5.1 Introduction.....	63
III.5.2 Pré dimensionnement.....	64
III 5.3 Evaluation des charges.....	64
III.5.4 Calcul des sollicitations.....	64
III.5.5 Ferrailage de la poutre palière à la flexion.....	65
III.5.6 Condition non fragilité : $A_s > A_{min}(1)$	65
III.5.7 Condition non fragilité : $A_s > A_{min}(2)$	66
III.5.8 Vérification de l'effort tranchant.....	66
III.5.9 Espacement des armatures transversales.....	66
III.5.10Vérification des contraintes à ELS.....	66
III.5.11Vérification de la flèche.....	67
III.5.12Calcul de la poutre palière à la torsion.....	68
III.6 Calcul les planchers.....	69
III.6.1Introduction.....	69
III.6.2 Calcul des poutrelles.....	70
III.6.3 Schémas statiques.....	70
III.6.4Calcul le moment et l'effort tranchant.....	71
III.6.5 Calcul à l'état limite ultime.....	73
III.6.6 Calcul à l'état limite de service.....	75
Conclusion.....	95

Chapitre 04 : Étude sismique

IV.1 Introduction.....	97
IV.2Présentation du Logiciel ROBOT.....	97
IV.3Objective de l'étude dynamique.....	97
IV.4 Choix de la Méthode de Calcul.....	98
IV.5 La Méthode Statique Equivalente.....	98
IV.6 La Méthode d'Analyse Modale Spectrale.....	98
IV.7 La Méthode d'Analyse Dynamique.....	100
IV.8 Paramètres de calcul.....	100
IV.9 Conditions d'application de la Méthode statique équivalente.....	101
IV.10 Application de la méthode statique équivalente.....	102
IV.10.1La force sismique totale à la base de la structure.....	102
IV.11 Calcul de la résultante des forces sismiques V_x V_y	105
IV.12 Disposition des voiles.....	106
IV.12.1 Introduction.....	106
Conclusions.....	117

Chapitre 05 : Étude Des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	119
V.2Ferrailage des poteaux.....	119
V.2.1Combinaison d'action.....	119
V.2.2Recommandation selon RPA99 version 2003.....	119
V.2.3Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	121
V.2.4Vérification De L'effort Tranchant.....	122

V.2.5	Ferraillage transversal des poteaux.....	123
V.2.6	Longueur de recouvrement.....	124
V.2.7	Schéma de ferraillage des poteaux.....	124
V.3	Ferraillage des poutres.....	124
V.3.1	Introduction.....	124
V.3.2	Recommandation du RPA99/version 2003.....	124
V.3.3	Calcul de ferraillage.....	125
V.3.4	Choix des armatures.....	126
V.3.5	La vérification à l'état limite de service (E.L.S).....	127
V.3.6	Vérification de l'effort tranchant.....	127
V.3.7	Détermination de l'armature transversale.....	128
V.3.8	Déterminer les Armatures longitudinales.....	128
V.3.9	Condition de non vérification de la flèche.....	129
V.3.10	Schéma de ferraillage des poutres.....	130
V.4	Ferraillage des voiles.....	131
V.4.1	Introduction.....	131
V.4.2	Combinaison d'action.....	135
V.4.3	Schéma de ferraillage de des voiles.....	139
	Conclusion.....	140

Chapitre 06 : Étude de l'infrastructure

VI.1	Généralités.....	142
VI.2	Objectifs Assurés par les fondations.....	142
VI.3	Classificaton et types des fondations.....	142
VI.4	Les combinaisons d'action.....	143

VI.5 Choix du type de fondation.....	143
VI.6 Calcul des fondations.....	143
VI.6.1 Semelle isolée (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage).....	143
VI.6.2 Semelle filante (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage).....	145
VI.7 La longrine.....	150
Conclusion.....	152
Conclusion générale.....	
Référence bibliographique.....	
Les annexes.....	

La liste des tableaux

Chapitre 01 : Présentation du projet

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique	14
---	----

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Les charges sur les planchers terrasse.....	32
Tableau II.2 : Les charges sur les planchers d'étage courant.....	33
Tableau II.3 : Les charges sur le palier.....	33
Tableau II.4 : Les charges sur la volée	34
Tableau II.5 : La charge sur L'acrotère.....	34
Tableau II.6 : Les charges sur balcon Terrasse.....	34
Tableau II.7 : Les charges sur balcon d'étage courant.....	35
Tableau II.8 : Les charges sur mur extérieur.....	35
Tableau II.9 : Les charges sur mur intérieur de 10 cm.....	36
Tableau II.10 : Les charges sur mur intérieur à double paroi.....	36
Tableau II.11 : Descente e charge du poteau le plus sollicité.....	39

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Calcul de la section des armatures (L'acrotère).....	46
Tableau III.2 : Ferrailage d'escalier à l'ELU.....	56
Tableau III.3 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	65
Tableau III.4 : Sollicitation a l'ELU et l'ELS (poutrelle).....	78
Tableau III.5 : Ferrailage de poutrelle type 01.....	84
Tableau III.6 : Ferrailage de poutrelle type 02.....	87
Tableau III.7 : Ferrailage de poutrelle type 03.....	92

Chapitre 04 : Etude sismique

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone.....	102
Tableau IV.2 : Valeur des pénalités (Pq).....	103
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	103
Tableau IV.4 : Classification du Site.....	104
Tableau IV.5 : Système de contreventement.....	104

Tableau IV.6 : Periode de vibration et taux de participation.....	109
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	110
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements pour le sens xx.....	111
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements pour le sens yy.....	111
Tableau IV.10 : Vérification à L'effetP- Δ	112
Tableau IV.11 : Vérification à L'effetP- Δ	113
Tableau IV.12 : Centre de masse et centre de torsion.....	114
Tableau IV.13 : Vérification de L'excentricité accidentelle.....	115
Tableau IV.14 : Vérification de renversement de la Tour sens xx.....	116
Tableau IV.15 : Vérification de renversement de la Tour sens yy.....	116

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Ferrailage de poteau.....	121
Tableau V.2 : Vérification des poteaux sous les sollicitations normales.....	121
Tableau V.3 : Ferrailage en travée.....	125
Tableau V.4 : Ferrailage sur appuis nappe supérieure.....	125
Tableau V.5 : Ferrailage sur appuis nappe inférieure.....	126
Tableau V.6 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.....	135
Tableau V.7 : Sollicitations et ferrailage du voile (L = 3.25m).....	137
Tableau V.8 : Sollicitations et ferrailage du voile.....	138

Chapitre 06 : Etude de L'infrastructure

Tableau VI.1 : Charge sur la semelle.....	146
---	-----

La liste des figures

Chapitre 01 : Présentation du projet

Fig I.1: Plan Rez de chaussée.....	4
Fig I.2: Plan d'étage courant.....	5
Fig I.3 : Plan d'étage courant.....	6
Fig I.4: Fig I.4 : La coupe A - A.....	7
Fig I.5:La façade Principale.....	8
Fig I.6:Diagramme parabole-rectangle Des contraintes déformation d'un béton comprimé...13	
Fig I.7:Diagramme de déformation - contrainte.....	15
Fig I.8 : Diagramme de déformation limite de la section.....	18

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments

Fig II.1:Plancher a corps creux.....	20
Fig II.2:Section transversale d'une poutrelle.....	22
Fig II.3:Schéma d'escalier.....	23
Fig II.4:Schéma de poutre palière.....	24
Fig II.5:Les dimensions deL'acrotère.....	25
Fig II.6:Schéma statique de balcon.....	25
Fig II.7:Les dimensions de la poutre transversale et la poutre longitudinale.....	27
Fig II.8:Les dimensions de poteau.....	31
Fig II.9:Coupe de voile en élévation.....	31
Fig II.10:Les composants de mur extérieur et interieure.....	35
Fig II.11:Section revenant au poteau le plus sollicité.....	37

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires

Fig III.1:Schéma de l'acrotère.....	42
Fig III.2:Schéma des Coupes transversales de l'acrotère.....	45
Fig III.3:Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	50
Fig III.4: La coupe A - A.....	50
Fig III.5:Schéma d'une dalle sur un appui.....	51
Fig III.6: Schéma de ferrailage du balcon type.....	54
Fig III.7: Escalier -vue en plan-.....	55
Fig III.8: Escalier coupe transversale.....	55
Fig III.9: Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	56
Fig III.10: Schéma statique d'escalier à l'ELS.....	58
Fig III.11:Plan de ferrailage d'escalier.....	62
Fig III.12:Schéma de poutre palière.....	63
Fig III.13: Evaluation des charges.....	63
Fig III.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	69
Fig III.15:Plancher a corps creux.....	69
Fig III.16:Corps Creux.....	70
Fig III.17:Schéma d'une poutrelle.....	70
Fig III.18:Paramètre utilisées dans la méthode de forfaitaire.....	72
Fig III.19:Diagramme des moments à L'ELU(1).....	76
Fig III.20:Diagramme des moments à l'ELS (2).....	77
Fig III.21:Schéma d'une poutrelle.....	77
Fig III.22:Diagramme des moments à L'ELU (3).....	83
Fig III.23:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (4).....	83
Fig III.24:Diagramme des moments à l'ELS (5).....	84

Fig III.25:Diagramme des moments à L'ELU (6).....	86
Fig III.26:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (7).....	87
Fig III.27:Diagramme des moments à l'ELS (8).....	87
Fig III.28:Diagramme des moments à L'ELU (9).....	91
Fig III.29:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (10).....	91
Fig III.30:Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (11).....	91
Fig III.31:Schéma de poutrelle.....	92
Fig III.32:Ferraillage des planchers.....	94

Chapitre 04 : Etude sismique

Fig IV.1:Présentation 3D du bâtiment.....	101
Fig IV.2:Disposition des voiles.....	107
Fig IV.3:Mode1translationselon y-y.....	107
Fig IV.4:Mode2translationselon x-x.....	108
Fig IV.5:Mode3rotationautour del'axe z-z.....	109

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux

Fig V.1:Représentation schématique Poteau (30×40).....	121
Fig V.2:Schéma de ferraillage de poteau.....	124
Fig V.3:Schéma de ferraillage de la poutre principale.....	130
Fig V.4:Ferraillage de la poutre secondaire.....	131
Fig V.5:Voile soumis à la flexion composée.....	133
Fig V.6:Section partiellement comprimée.....	134
Fig V.7:Section entièrement tendue.....	134
Fig V.8:Section entièrement comprimée.....	135
Fig V.9:Représentation du ferraillage du voile.....	139

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

Fig VI.1: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.....	148
Fig VI.2:Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile.....	150
Fig VI.3:Ferrailage de la longrine.....	151

Notations et symboles

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression donnée par (MPa)

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction donnée par (MPa)

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

T_u : Effort tranchant η

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

η : Coefficient de fissuration

G : Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).

Q : Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).

E : Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).

B_r : Section réduite du poteau.

N_u : Effort normal maximal à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers.

A_s : Section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration.

M_f : Moment fictif.

M_g : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_d : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

L : Portée de la travée.

A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

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

Cloisons.

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

Q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

Q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

Q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

A: Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

D : facteur r d'amplification dynamique moyen.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$(b_1 \times h_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

ELA: Etat limite accidentelle.

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

N : L'effort normal transmis à la base.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

a,b: Dimensions du poteau à la base.

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

u_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

Δf_t : La flèche totale.

$F_{\text{admissible}}$: La flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية مقاومة للزلازل حيث يتألف من طابق أرضي و خمس طوابق سكنية و الواقعة في ولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم اثنان .

من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفق الجزائرية أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

RESUME

Ce projet consiste principalement en une étude dynamique parasismique, puisqu'il se compose d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5) d'habitation, situés dans la Wilayat de Mila dans la zone sismique numéro 2II.

Pour cette raison, l'étude appliquée à ce bâtiment était, selon l'algerien, quant à mesurer et armer les différents éléments de base qui composent le bâtiment.

Nous avons utilisé les lois en vigueur en Algérie (BAEL91).

ABSTRACT

This project mainly consists of a dynamic, earthquake-resistant study, as it consists of a ground floor and five residential floors, located in the Wilayat of Mila within seismic zone number 2II.

For this reason, the study applied to this building was according to The Algerian, as for measuring and arming the various basic elements that make up the building.

We used the laws in force in Algeria (BAEL91)

Introduction Générale

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui traite la conception, la réalisation, L'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction afin de répondre aux besoins de La société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton Armé à usage d'habitation, il sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant Un RDC et 5 étages dans la wilaya de Mila.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition Des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement et la descent de charge les Eléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les Escaliers, les balcons, les poutres palières et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de L'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la Structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019.
- Le cinquième chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux a partir des résultats de fichier donnée par logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019.
- Le sixième chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du
Projet

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION:

Le travail entrepris, consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à « MILA », région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le RPA2003. [1]

I.2. Description du bâtiment :

La bâtisse est composée de « 05 »étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée à usage d'habitation aussi.

Plancher :

-Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux.Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines,et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

-Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

Revêtement :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

CHAPITRE : 01/ Présentation du projet

I.3. Documents graphiques:

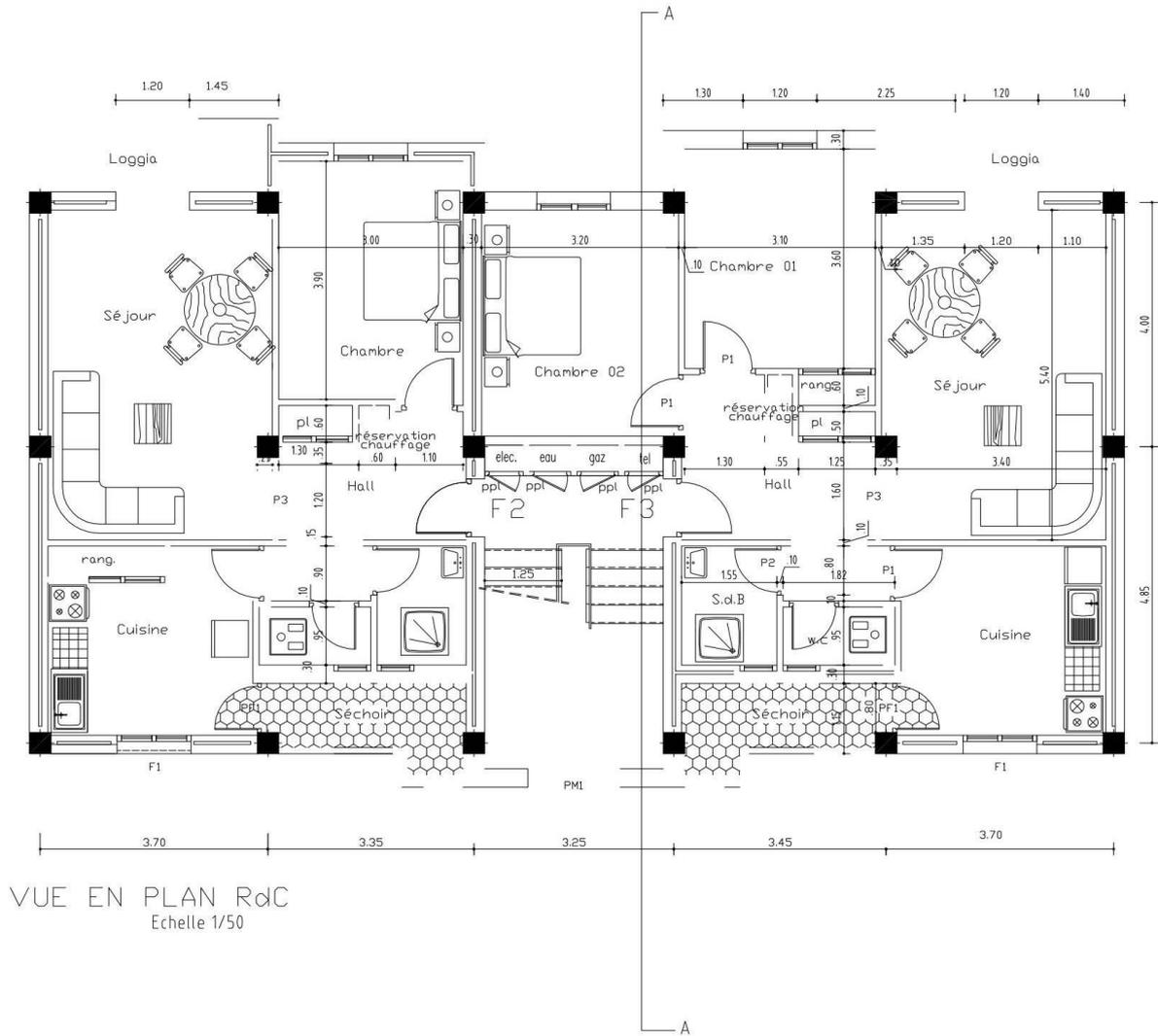


Fig I.1 : Plan Rez de chaussée

CHAPITRE : 01/ Présentation du projet

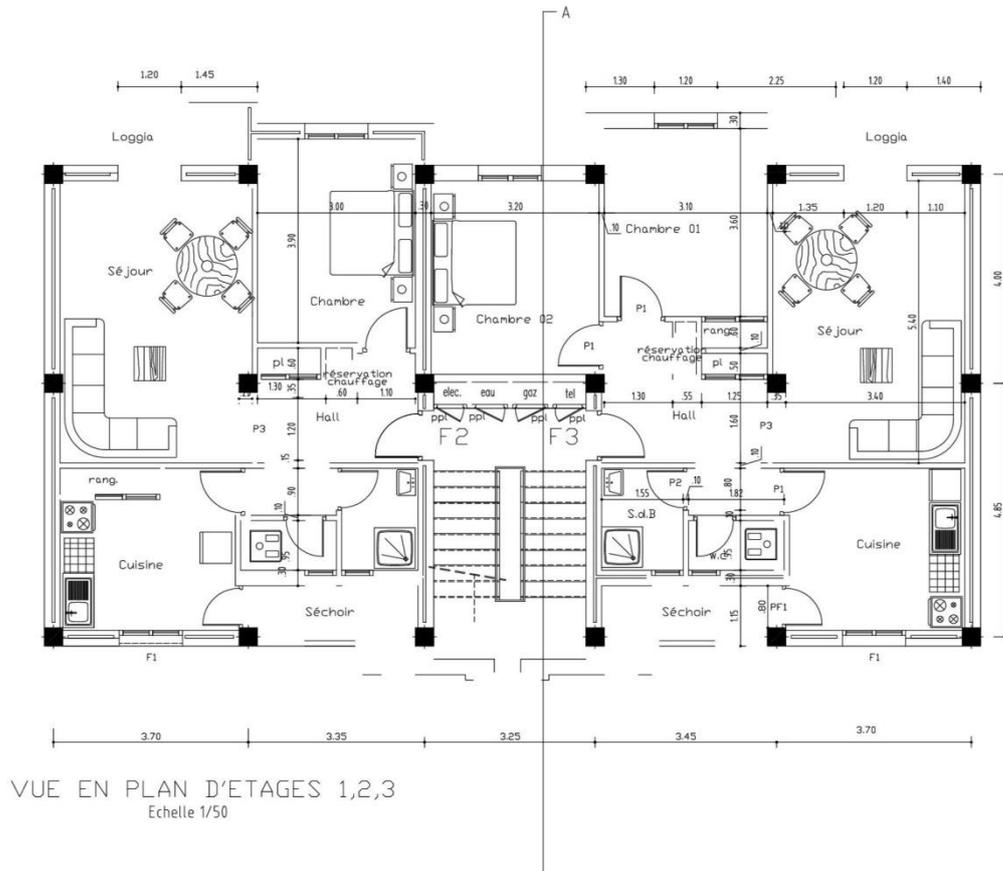


Fig I.2 : Plan d'étage 1, 2, 3

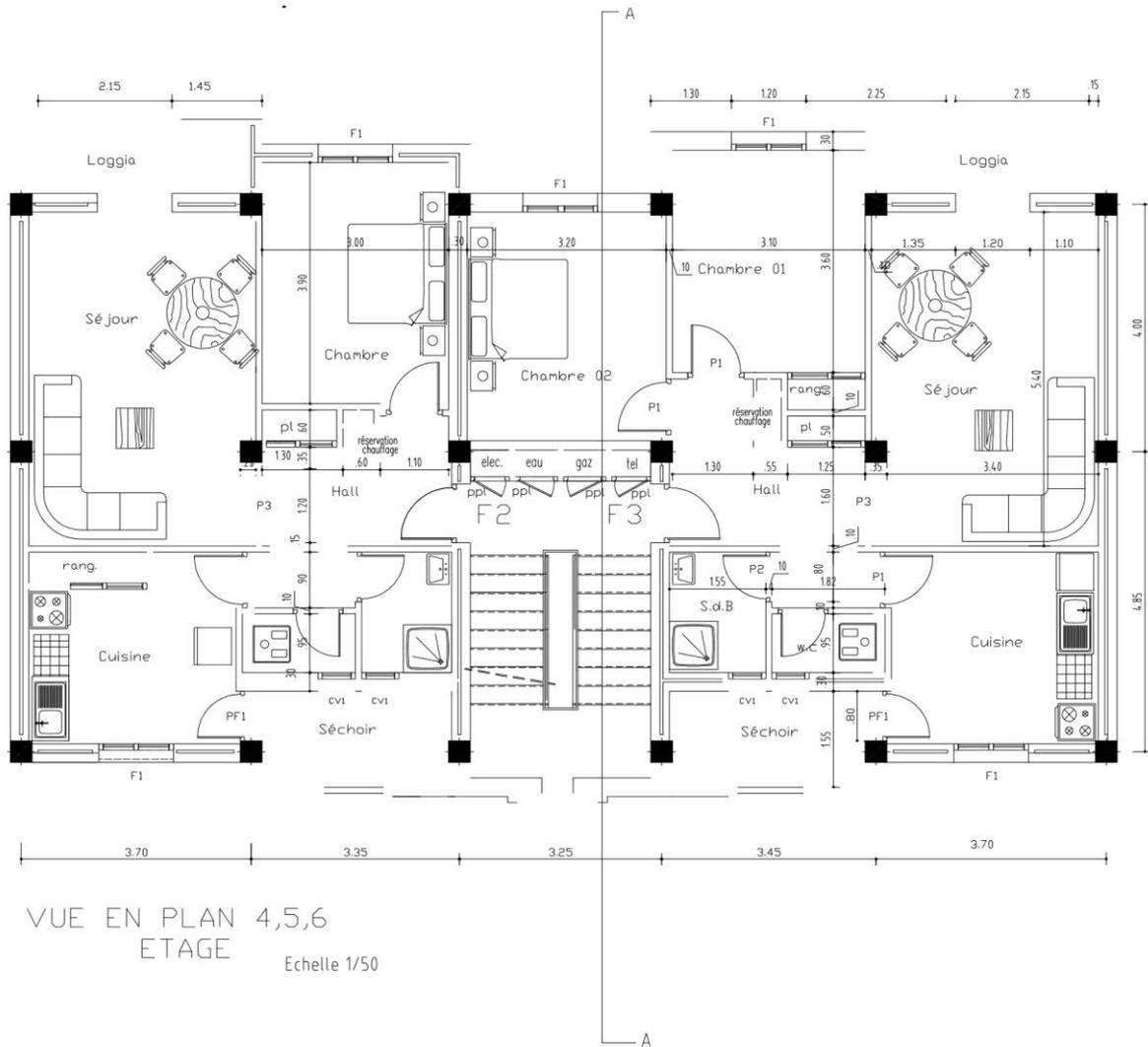


Fig I.3 : Plan d'étage 4, 5, 6

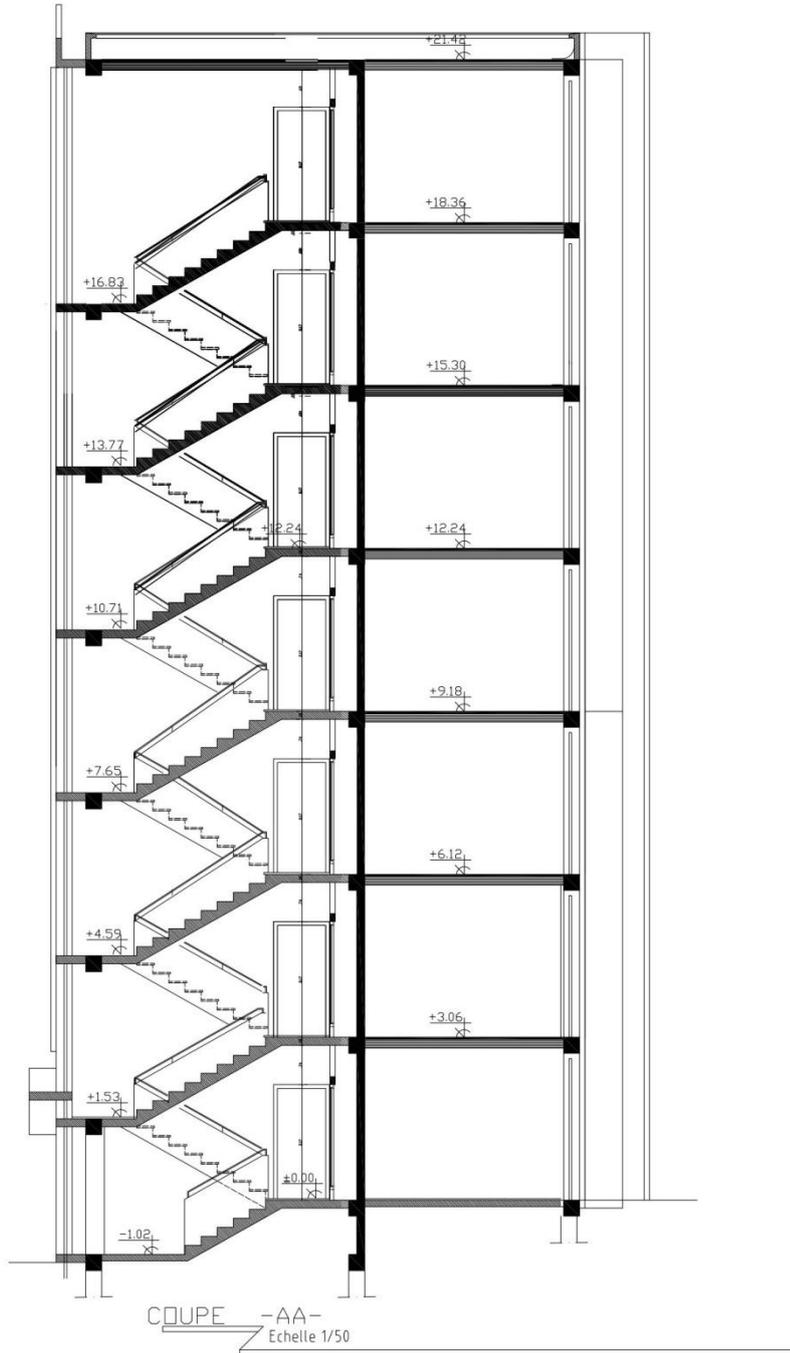


Fig I.4 : La coupe A - A

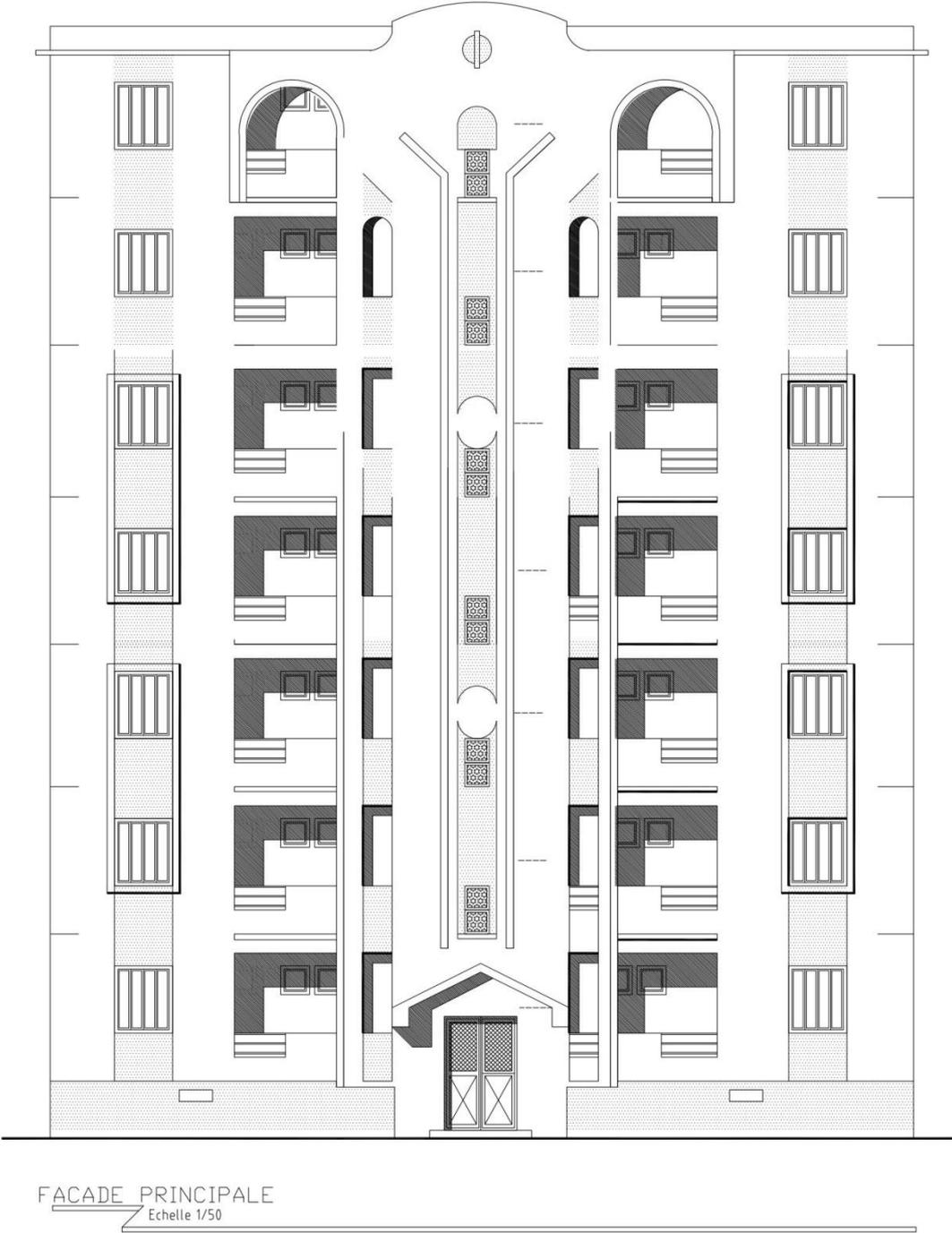


Fig 1.5 : La façade Principale

1.4. Caractéristiques dimensionnelles :

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2$ bars.
- ✓ Largeur en plan ----- 8.85 m
- ✓ Longueur en plan ----- 17,45 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur totale ----- 18.36 m.« acrotère non compris ».
- ✓ La hauteur de l'acrotère est de : 60 cm.= 0.6 m

1.5. Conception structurelle:

La construction est structurée en portiques au nombre de (05) dans le sens transversal et de (03) dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refonds pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance les efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone *Ila*. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003)[1] et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

1.6. Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

1.6.1. Le béton :

a) Définition:

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m³ de ciment CPA325

- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d)Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ➔ **La masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- ➔ **Le retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- ➔ **La dilatation :** puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- ➔ **Le fluage :** C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.
- ➔ **La résistance :**

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm^2 de section $d=16\text{cm}$; $h=32\text{cm}$

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

Selon les règles [BAEL91][2] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la

loi : $0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1)$[BAEL91]

Si $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPA.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPA} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPA} \dots \dots \dots [BAEL91]$$

➔ Module de déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{MPA}$$

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{MPA}$$

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) Caractéristique limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{MPA.}$$

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{MPA.}$$

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5MAP) ;$ si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4MAP) ;$ si la fissuration préjudiciable.

3- Contrainte de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 25\text{MPa}$$

4-Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est début.

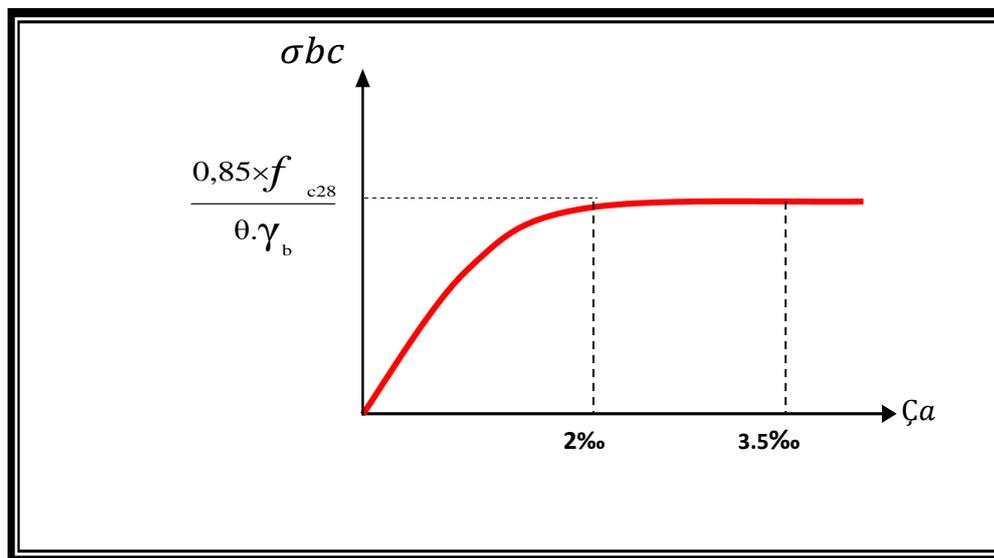


Fig I.6 : diagramme parabole-rectangle

Des contraintes déformation d'un béton comprimé

I.6.2L'acier:

.a) Définition:

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

. b) Types d'acier :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 40

CHAPITRE : 01/ Présentation du projet

- Treillis soudé de diamètre 6 haute adhérences $\rightarrow f_e E 215$

c) Caractéristiques mécaniques:

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de $F_e E40$ type 1,

$f_e = 400$ MPa

.d) Contraintes limites:

1. Contraintes limites à l'ELU :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ —————> aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s$ —————> aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation courante} & \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} & \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

2. Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte.	}	$\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 150\mu)$
Fissuration préjudiciable		
Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = (f_e / 2 ; 110\mu)$		

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

3. Diagramme de déformation - contrainte :

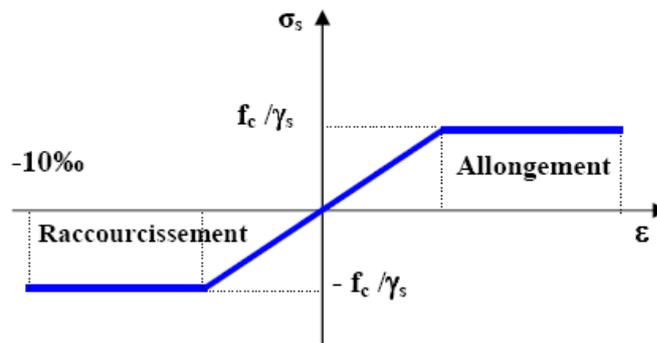


Fig I.7 : diagramme de déformation - contrainte

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_c / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa.}$$

1.7 Les Actions

a) définition : Les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

-directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.

-indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

-poids propre de la structure.

-poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)

-efforts (poids, poussée des eaux et des terres)

-efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

1.8 Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

Contrainte Limite De Calcul :

a) L'E.L.U:

On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ cas courant

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentel

b) L'E.L.S :

On a :

- fissuration non préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{MIN} (2/3 f_e ; 150n)$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{MIN} (0.5 f_e ; 110n)$$

Avec : n= coefficient de fissuration

n=1.0 : pour les ronds lisses.

n=1.6 : pour les hautes adhérences

L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\zeta_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec : E_s -module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{MPa}$ »

1.9 Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

A/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(n = \frac{E_s}{E_b} \right), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

CHAPITRE : 01/ Présentation du projet

B/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$en flexion simple ou composée

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compressions simple ou flexion composée avec compression

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

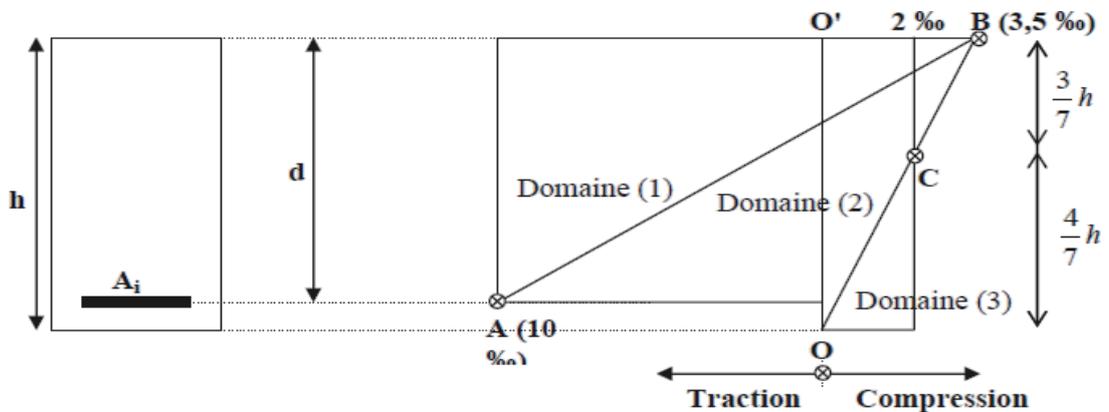


Fig 1.8 : Diagramme de déformation limite de la section.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons d'abord présenté notre projet d'étude qui est d'une bâtiment R+5 à usage d'habitation situé dans la zone IIa sismique d'algérie (Ville de MILA) ensuite nous avons défini les caractéristiques géométriques de la structure qui est l'objet de notre étude les règles et hypothèses de calcul ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation (béton et acier).

Chapitre II :
Pré-dimensionnement
des éléments

II. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments structuraux. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99modifié 2003, pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être ajustés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Les poutrelles (plancher à corps creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l’épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages
D’un bâtiment, elles s’appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, Poutres) les charges permanentes et les surcharges d’exploitations. Elles servent aussi à la Distribution des efforts horizontaux

➤ Dalle à corps creux

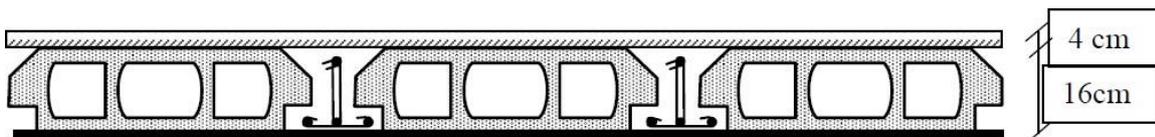


Fig. II.1 : Plancher à corps creux

Dalles pleines

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

-Résistance au feu :

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)

-Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx / 40$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée Lx égale à :

$$Lx = 3.70 - 0.30 = 3.40\text{ m} = 340\text{ cm}$$

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

$$340/35 < e < 340/30 \Rightarrow 9.71 < e < 11.33$$

-Condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher (corps creux + dalle de compression).

L : La portée maximale de la poutrelle.

Dans notre cas : $L = 3.70 - 0.30 = 3.40 \text{ m} = 340 \text{ cm}$

$$\frac{340}{22.5} = 15.12 \text{ cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher **(16+4) cm**

$$\Rightarrow h_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Nous avons ainsi : **$h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$**

(les blocs de l'hourdis sont standard de : 16 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35, et la dalle de compression 16+4 ; 20+5 ; 25+5 ; 30+5)

- Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$; on adopte : **$b_0 = 10 \text{ cm}$**
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend donc : **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$** (La plus faible valeur)

$$\text{Et on a : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

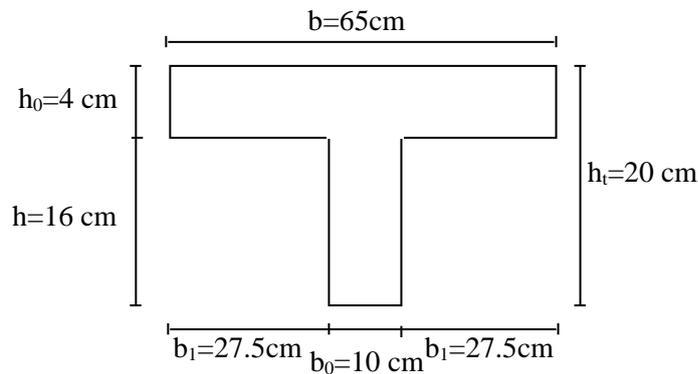


Fig. II.2 : Section transversale d'une poutelle

II.3L'escalier :

Est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

II.3.1Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- * La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- * La hauteur d'une marche (h).
- * Le giron : la largeur de marche (g).
- * L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- * La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- * La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- * Le palier : la partie horizontale.
- * La volée : suite ininterrompues des marches.

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autres facilement, on prend « **h** »entre 14 et 20cm :

Soit: $H=1,53$ m. $L =2.4$ m.

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « **g** »entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la

formule empirique de « *BLONDEL* »: $g+2h=m$

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g = 30\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : **$h = 17\text{cm} = 0.17\text{ m}$**

$g = 30\text{cm} = 0.30\text{ m}$

. Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/2h \quad /H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 3.06/2 \times 17 = \mathbf{9} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{8} \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = \mathbf{240\text{ cm}}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 153/240 = 0.637$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,637) = \mathbf{32,51^\circ}$$

. L'épaisseur de la pailasse : est calculée suivant la condition

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

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (204^2 + 153^2)^{1/2} = \mathbf{284,62\text{cm}}$$

$$284,62/30 \leq e \leq 284,62/20$$

$$9,487\text{cm} \leq e \leq 14,231\text{cm}$$

On adopte: **$e = 17\text{cm}$** (Pour les raisons de la vérification de la flèche))

II.4 La poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par

le CBA 93[3] et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

• La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \end{array} \right.$$

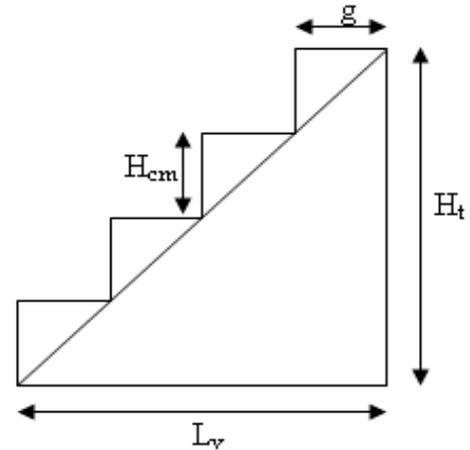


Fig II.3 : Schéma d'escalier

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

$19.66 \leq h \leq 29.5\text{cm}$, on prend : **$h = 35\text{cm}$**

• La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5\text{cm}, \text{on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 35 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

$$b \geq 20 : \text{vérifier } b = 30 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

$$h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

→ On choisie un section de la poutre palière (**$b \times h = 30 \times 35$**) cm^2

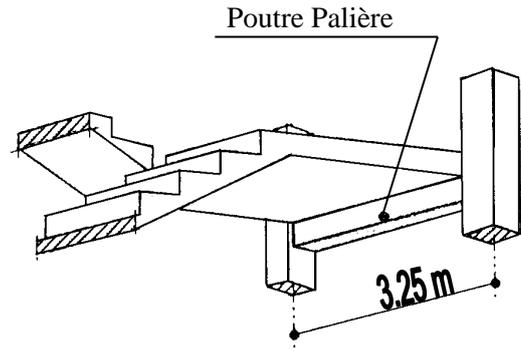


Fig II.4 : Schéma de poutre palière

II.5 L'acrotère:

Est ce petit muret qui prolonge verticalement une façade au-dessus du niveau du toit. Bien que l'acrotère puisse être considéré comme un garde-corps de sécurité, ce n'est pas son rôle premier puisque l'acrotère se confectionne aussi bien sur un toit accessible (au public) que non

Praticable

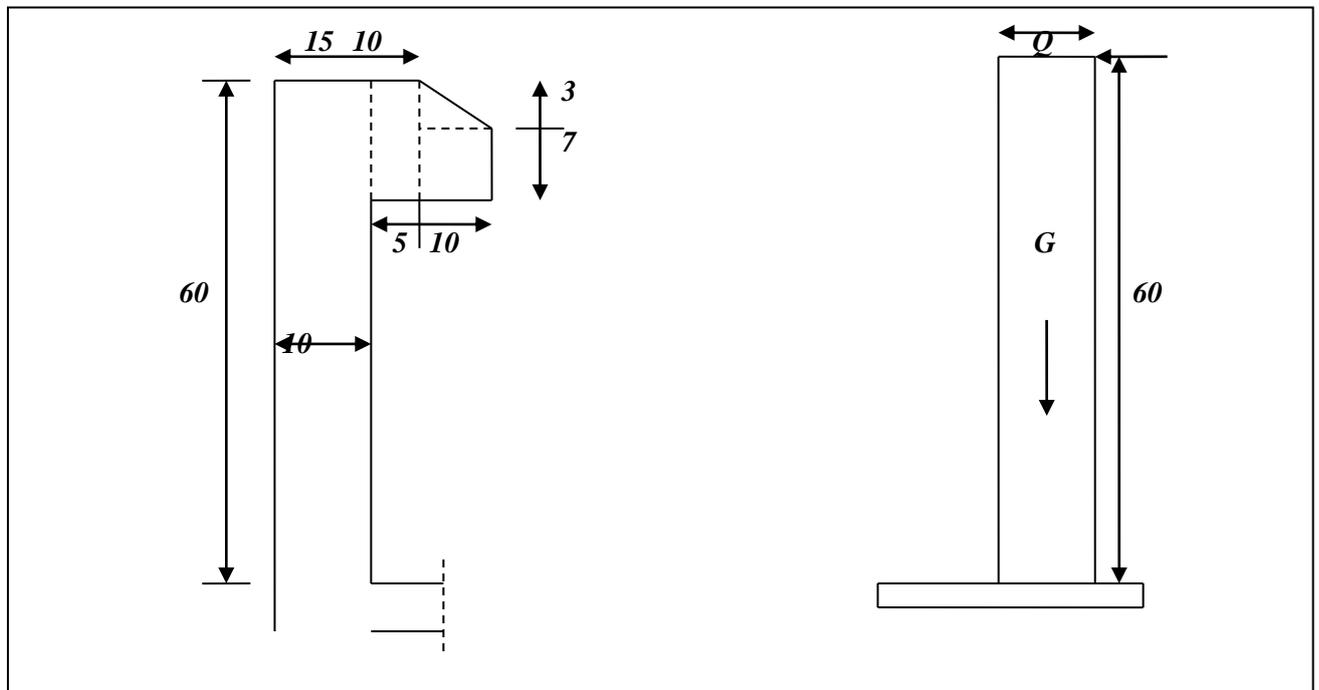


Fig II.5 : Les dimensions de l'acrotère

Charge permanente :

$$G_0 = (S \times \rho)$$

$G_{acr} = 25 S_{acr}$ (l'acrotère est fait en B.A)

$$G_{acr} = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

$$G_{acr} = 1.837 \text{ KN/m}^2$$

II.6 Les balcons:

Sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

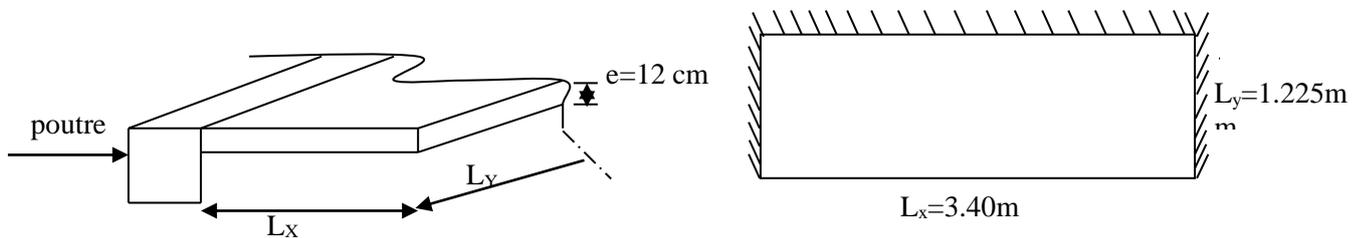


Fig II.6 : Schéma statique de balcon

On a : $L_x = 3.40 \text{ m}$; $L_y = 1.225 \text{ m}$

Et on a : $\frac{L_y}{L_x} = 0.36$

L'épaisseur : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 9.71 \leq e \leq 11.33$

On prend : $e = h = 12 \text{ cm}$

II.7 Les poutres:

Sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

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

❖ Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

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

Avec: L : la portée de la poutre.
 h : la hauteur de la poutre.
 b : la largeur de la poutre.

II.7.1 Les poutres secondaires : $L = L_{max} = 3.70 \text{ m}$

Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \\ 10.5 \leq b \leq 13.5 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm**

b = 30 cm

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 35 \text{ cm} \dots \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.06 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisi une poutre de section **''35x30''**

II.7.2 Les poutres principales : $L = L_{max} = 4.85 \text{ m}$

Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.33 \leq h \leq 48.5 \\ 13.6 \leq b \leq 17 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 40 cm**

b = 30 cm

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

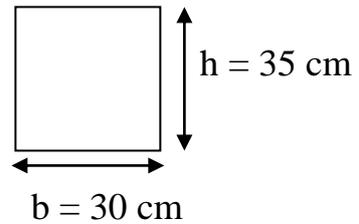
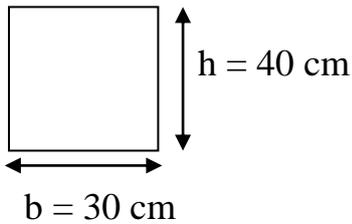
$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

$h = 40 > 30\text{cm}$ vérifier

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ vérifier

→ Donc on choisi une poutre de section ''30x40''



Poutre principale

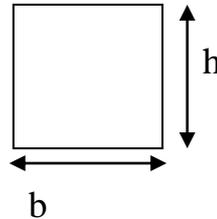
Poutre secondaire

Fig II.7 : Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire

II.8 Les Poteaux:

Est un élément porteur vertical et ponctuel, en métal, bois ou béton armé, caractérisé par sa longueur (mesurée verticalement) et sa section. Selon les prescriptions du RPA 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min (b, h) \geq 25\text{cm} \\ * \min (b, h) \geq \frac{h}{20} \text{cm} \ll \text{Zone II .a} \gg 785 \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



• **condition de non flambement :**

Considérons une section rectangulaire de dimensions

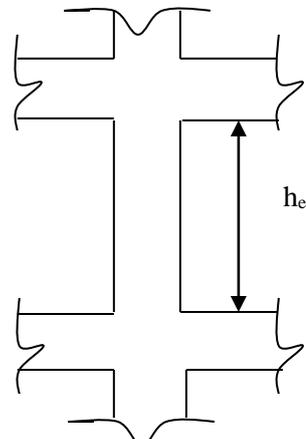
$b \times h$ avec : $b \leq h$ L'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$ nous avons

-I : moment d'inertie.

-B : section du béton.

- L_f : longueur du flambement



N.B : dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$\left. \begin{aligned} &Fh b^3/12 \\ &B=h \times b \Rightarrow \lambda = L_f/i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}. \\ &i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{aligned} \right\}$$

N.B : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 214.2$ cm

$b \geq 214.2/35$

$b \geq 21.20$ cm

Soit : **b=30cm.**

• **calcul 'B_r' :**

On a : $B_r = (a-0.02) (b-0.02)$

B_r : est la section réduite du béton

Calcul la section réduite du béton :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{[BAEL 91]}$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{aligned} &\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ &\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} &\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ &\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{aligned} \right.$$

N_u : est l'effort normale ultime. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout saphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

Donc :
$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$$

Et enfin :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 15$, $\gamma_s = 1,15$

Pour : $\lambda \leq 35 \rightarrow B_r \geq 0,064 N_u$

- l'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges
- Pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées

$B_r \geq 0,064 \times 1,568 = \mathbf{0,100 \text{ m}^2}$

Et on a : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$

Si on choisit un poteau de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$B_r = (0.30 - 0.02)(0.40 - 0.02) = 0.106 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.106 \text{ cm}^2 \geq 0.064 N_u = 0.100 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✦ **vérification vis-à-vis du flambement :**

D'après les règles de **BAEL 91**, l'élancement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7L_0$

Donc : $\lambda = (0.7L_0 \sqrt{12}) / b = 24.73$

$$\lambda = 24.73 \leq 35 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✦ **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$$h = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.33 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte un poteau de **(30×40) cm²** au RDC et les différents étages

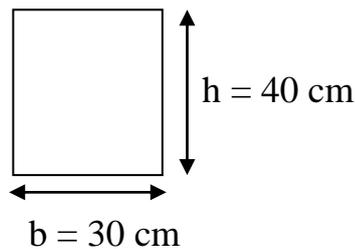


Fig II.8 : Les dimensions de poteau

II.9 Les voiles :

Les voiles sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales

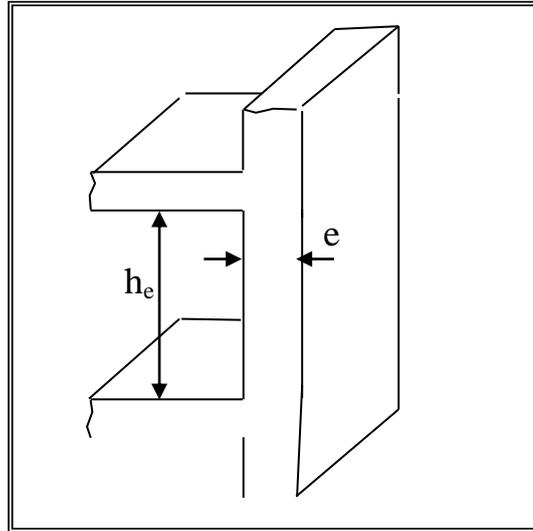


Fig II.9 : Coupe de voile en élévation

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq h_e / 20 \quad / \quad h_e = 306 \text{ cm} = 3.06 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

II.10 Evaluation des charges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [4]

2.10.1. Plancher terrasse :

Tableau II.1 : les charges sur les planchers terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	4	17	0.68
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	8	22	1.76
5-Dalle à corps creux	-	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

G =	5.71	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

2.10.2 Plancher étage courant :

Tableau II.2 : les charges sur les planchers d'étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38
4- Dalle à corps creux	-	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	18	0.36
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.34	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

On à un escalier à un palier

2.10.3 Le palier :

Tableau II.3 : les charges sur le palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre de palier	17	25	4.25
Enduit ciment	2	18	0.36

G =	5.79	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

N.B : on à un palier de longueur (L= 2.4 m)

Donc : $G = 5.79\text{KN/m}^2$ $Q = 2.5\text{KN/m}^2$

2.10.4 La volée (paillasse)

Tableau II .4 : les charges sur la volé

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	1.87
Poids propre de la paillasse	17	18/cos32.62	5.039
Enduit ciment	2	18/cos32.62	0.43

G =	8.52	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

2.10.5 L'acrotère

$G_{acr} = 25 S_{acr}$ (l'acrotère est fait en B.A)

$$G_{acr} = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

Tableau II .5 : la charge sur L'acrotère

G =	1.837	(KN/m²)
------------	--------------	---------------------------

2.10.6 Balcon Terrasse:

Tableau II .6 : les charges sur balcon Terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	4	17	0.68
2-Etanchéité	-	-	0.12
3-Isolation	5	3	0.15
4-Forme de pente	8	22	1.76
5-Dalle pleine en BA	12	25	3.00

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

6-Enduit de ciment	2	18	0.36
--------------------	---	----	------

G =	6.07	(KN/m ²)
Q =	1	(KN/m ²)

2.10.7 Balcon d'étage courant :

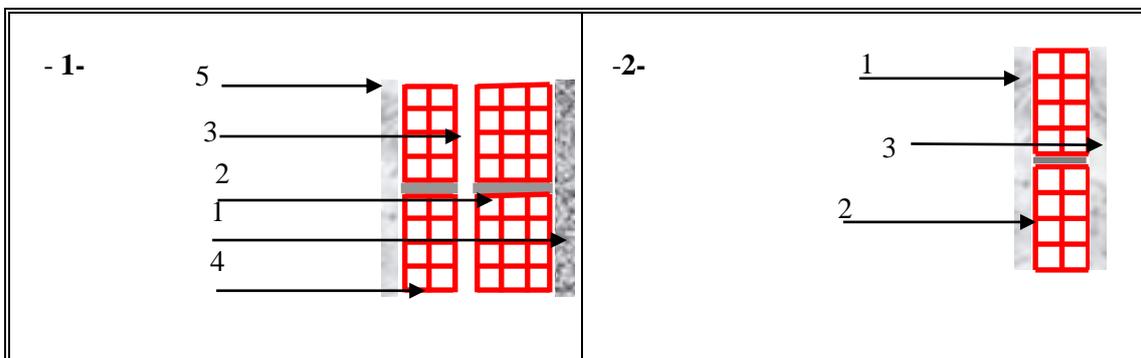
Tableau II.7 : les charges sur balcon d'étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
4-Brique creux	-	-	1.00
5-Dalle pleine en BA	12	25	3.00
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	5.64	(KN/m ²)
Q =	3.5	(KN/m ²)

2.10.8 Les murs

Murs extérieurs	Cloison intérieure
-----------------	--------------------



FigII.10 : Les composants de mur extérieur et intérieure

2.10.9 Cloison extérieure):

Tableau II.8 : les charges sur mur extérieur

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(KN/m ²)
-----	------	----------------------

2.10.10 Cloison intérieur de 10cm:

Tableau II.9 : les charges sur mur intérieur de 10 cm

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m ²)
-----	------	----------------------

2.10.11 Cloison intérieur à double paroi :

Tableau II.10 : les charges sur mur intérieur à double paroi

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

2.11 descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et Surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

□ **Surcharges différentes selon 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: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

A) Etapes de calcul :

Les étapes de prédimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA

2003.

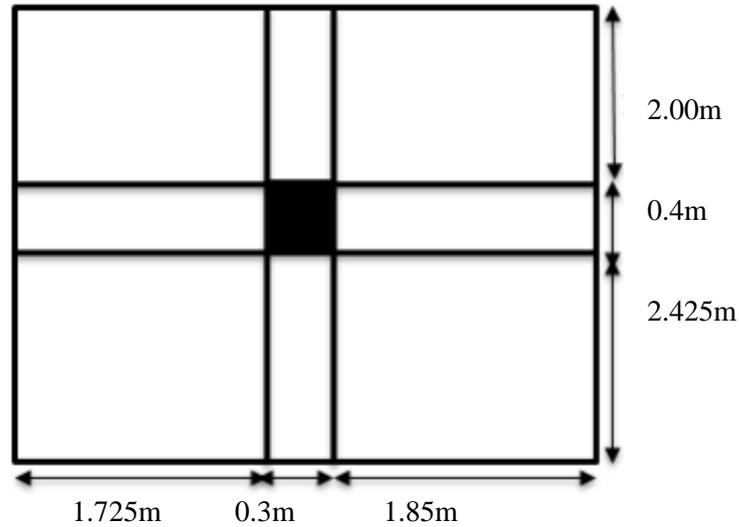


Fig II.11 : Section revenant au poteau le plus sollicité

La surface afférente :

$$S = (2 \times 1.85) + (2 \times 1.725) + (2.425 \times 1.85) + (2.425 \times 1.725) = 15.81\text{m}^2$$

La charge permanente :

Les poteaux :

Le poteau RDC et le poteau D'étage :

$$25 \times 3.1 \times (0.40 \times 0.30) = 9.3\text{KN}$$

Les poutres:

La poutre principale :

$$0.30 \times 0.40 \times (2 + 2.425) \times 25 = 13.27\text{KN}$$

La poutre secondaire :

$$0.30 \times 0.35 \times (1.725 + 1.85) \times 25 = 9.38\text{KN}$$

Plancher terrasse:

$$15.81 \times 5.71 = 90.275\text{KN}$$

Plancher d'étage courant :

$$15.81 \times 5.34 = 84.425\text{KN}$$

Mur intérieure (dans l'étage 1 à 5) et (dans RDC)

$$(3.1 - 0.3) (1.725 + 1.85) + (3.1 - 0.4) (2 + 2.425) \times 1.30 = 25.54\text{KN}$$

Tableau II.11 : Descente e charge du poteau le plus sollicité

<i>N^o</i> niveau	<i>Elément</i>	<i>Dégression</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
0-0	Poutre principale		13.27	23.715
	Poutre second		9.38	
	Plancher terrasse		90.275	
1-1	<i>Reenant de N₀</i>		112.925	47.43

CHAPITRE : 02/ Pré dimensionnement des éléments

	Poteau étage	1	9.3	
	Poutre principale		13.27	
	Poutre Second		9.38	
	Plancher étage		84.425	
	Mur intérieure		25.54	
2-2	<i>Revenant de N₁</i>		254.84	68.773
	Poteau étage	0.9	9.3	
	Poutre principale		13.27	
	Poutre second		9.38	
	Plancher étage		84.425	
	Mur intérieure		25.54	
3-3	<i>Revenant de N₂</i>		395.915	87.744
	Poteau étage	0.8	9.3	
	Poutre principale		13.27	
	Poutre second		9.38	
	Plancher étage		84.425	
	Mur intérieure		25.54	
4-4	<i>Revenant de N₃</i>		537.830	104.344
	Poteau étage	0.7	9.3	
	Poutre principale		13.27	
	Poutre second		9.38	
	Plancher étage		84.425	
	Mur intérieure		25.54	
5-5	<i>Revenant de N₄</i>		679.745	118.572
	Poteau étage	0.6	9.3	
	Poutre principale		13.27	
	Poutre second		9.38	
	Plancher étage		84.425	
	Mur intérieure		25.54	
6-6	<i>Revenant de N₅</i>		821.66	118.572
	Poteau RDC		9.3	
	Mur intérieure		25.54	
	Total		856.500	

$$\begin{aligned}
 N_u &= 1.35G + 1.5Q \\
 &= 1.35 \times 856.500 + 1.5 \times 118.572 \\
 &= \mathbf{1334.133 \text{ KN}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{ser} &= G + Q \\
 &= 856.500 + 118.572 \\
 &= \mathbf{975.072 \text{ KN}}
 \end{aligned}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$N_u = 1334.133 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{N_u = 1467.546 \text{ KN}}$$

$$N_{ser}=975.072 \times 1.1 \Rightarrow N_{ser}=\mathbf{1072.579 \text{ KN}}$$

Vérification à la compression simple:

◦ **ELU:**

$$\sigma = \frac{Nu}{bxh} = (1467.546 \times 10^{-3}) / (0.3 \times 0.4) = \mathbf{12.229 \text{ MPa}} \langle f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

◦ **ELS:**

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{bxh} = (1072.579 \times 10^{-3}) / (0.3 \times 0.4) = \mathbf{8.93 \text{ MPa}} \langle 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

Conclusion:

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) et déterminer les charges sollicitants ces derniers on été calculer dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans le chapitre qui suivent.

Chapitre III :
Étude des éléments
Secondaires

III.3. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (l'acrotère, balcon, escalier, et plancher) vis-à-vis aux effets des actions verticales (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2 L'acrotère

III.2.1 Définition:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal du à son poids propre (**G**).
- * Un moment du à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

III.2.2 Hypothèse de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

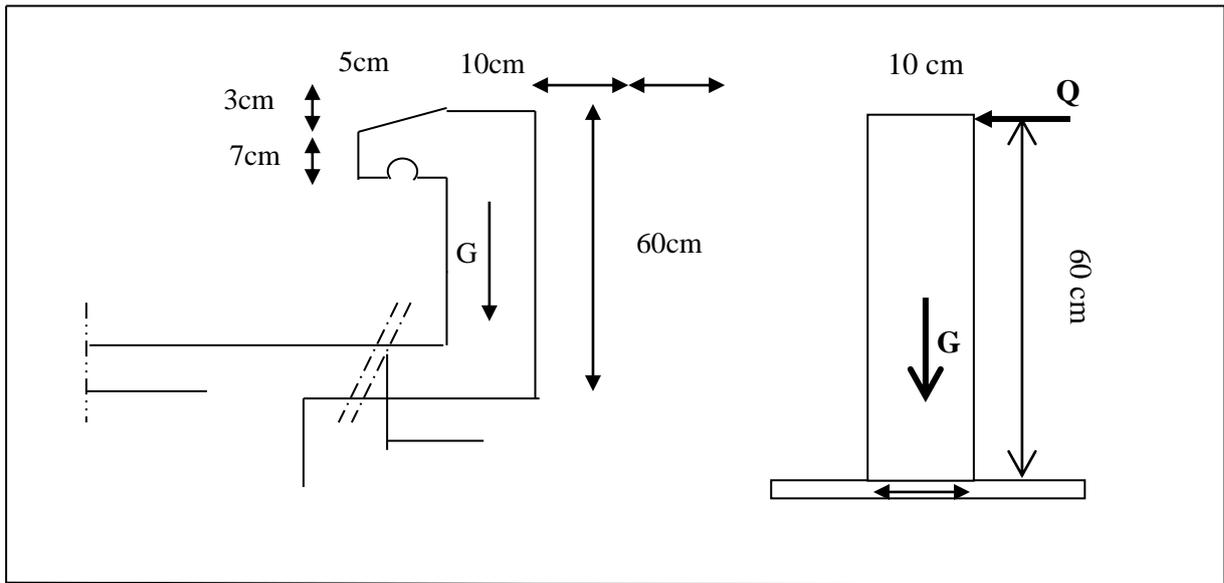


Fig III.1 : Schéma de l'acrotère

III.2.3 Evaluation des charges

a) charge permanente :

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1)/2 + 0.07 \times 0.1]$$

$$\Rightarrow S = 0.0732 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

(de la main courante de personne).

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$ **A**: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ **C_P**: facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.837 \text{ KN/ml}$ **W_P**: poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.837 \Rightarrow F_P = 0.88 \text{ KN/ml}$$

• Pour **G** : $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$

$$M_G=0$$

$$T_G=0$$

• **Pour Q :** $N_Q=0$

$$M_Q=H \times Q=0.6 \text{ KN/ml}$$

$$T_Q=Q=1 \text{ KN/ml}$$

• **Pour Fp :** $N_{Fp}=0$

$$M_{Fp}=0.6 \times 0.88=0.528 \text{ KN/ml}$$

$$T_{Fp}=Fp=0.88 \text{ KN/ml}$$

On a : $F_p \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G=1.837 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q=1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E=Q \cdot h=1.00 \times 0.6=0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q=1.00 \text{ KN}$

Evaluation des sollicitations:

• **Etat limite ultime :**

$$N_U=1.35 N_G=1.35 \times 1.837=2.48 \text{ KN}$$

$$M_U=1.5 M_Q=1.5 \times 0.6=0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U=1.5 \times T_Q=1.5 \times 1=1.5 \text{ KN}$$

• **Etat limite de service :**

$$N_{ser}=N_G=1.837 \text{ KN}$$

$$M_{ser}=M_Q=0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser}=T_Q=1 \text{ KN}$$

• **Vérification de non flambement:**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$L_f=2 \cdot L_0$: la longueur de flambement.

$$=2 \times 0.6 \Rightarrow L_f=1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad a: \text{l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$= \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda=41.57 \quad \lambda: \text{l'élancement.}$$

L'excentricité:

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$\Rightarrow \mathbf{e_0 = 1.7 \text{ cm}}$ e_0 : l'excentricité du noyau central.

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.48} = 0.36 \text{ m}$$

$\Rightarrow \mathbf{e_1 = 36 \text{ cm}}$ e_1 : l'excentricité du premier ordre.

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \text{Max} (50, \min (100, e_1/a) \text{ cm}) \\ &= \text{Max} (50, \min (100, 0.36/0.1) \text{ cm}) \Rightarrow \lambda_{\max} = \mathbf{50} \end{aligned}$$

on a : $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc : pas de risque de flambement.

L'excentricité total de calcul :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, \frac{l}{250})$$

$$= \text{Max}(2\text{cm}, \frac{60}{250}) \Rightarrow \mathbf{e_a = 2\text{cm.}}$$

$$e_2 = (3x \frac{Lf^2}{10000xh})(2+a.\varphi)$$

$\alpha = 0$ car : G ne crée aucun moment.

$$\varphi = 2$$

$$\text{donc : } e_2 = (3x \frac{(1.2)^2}{10000x0.1})x2 \Rightarrow \mathbf{e_2 = 0.86 \text{ cm}}$$

Alors : $e = e_a + e_1 + e_2$

$$= 2 + 36 + 0.86 \Rightarrow \mathbf{e = 38.58 \text{ cm}}$$

Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)

$$\delta_f = \begin{cases} \min(1 + 0.15(\lambda/35)^2(a/e_0), 1.4) & \dots \text{si : } e_0/h > 0.75 \\ 1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 & \dots \text{si : } e_0/h \leq 0.75 \end{cases}$$

$$\bullet \lambda = \frac{Lf\sqrt{12}}{a} = \frac{1.2\sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = \mathbf{41.57}$$

$$\bullet e_1/a = 3.6 > 0.75$$

Donc: $\delta_f = \min [1.4; 1 + 0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)]$

$$= \min [1.4 ; 1+0.15(41.57/35)^2 \times (0.1/0.36)]$$

$$= \min [1.4 ; 1.059]$$

Alors : $\delta_f = 1.059$

III.2.4 Calcul de ferrailage

➤ **Calcul à l'ELU** : Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

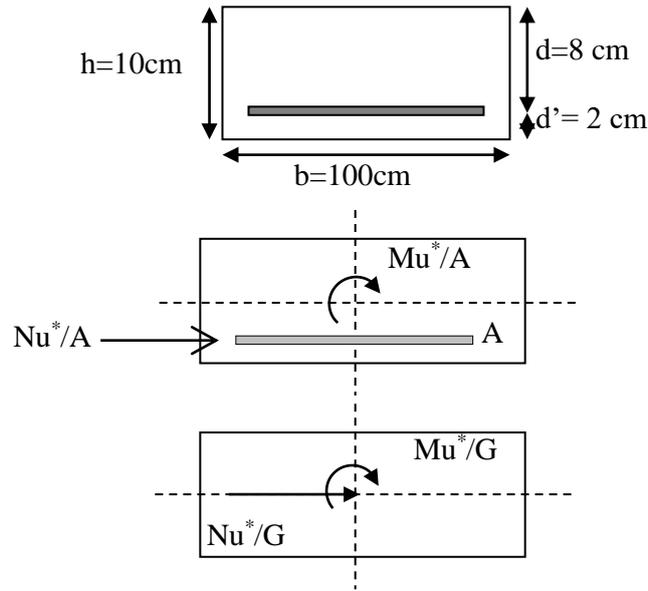


Fig III.2 : Schéma des Coupes transversales de l'acrotère

Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 2.48 = \mathbf{2.626 \text{ KN}}$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a) = 2.626 (0.36 + 0.02) = \mathbf{0.99 \text{ KN.m}}$$

Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :

$$M_{UA}^* = M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.99 + 2.48 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{UA}^* = \mathbf{1.064 \text{ KN.m}}$$

Calcul à la flexion simple :

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \gamma_s = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = \mathbf{0.012}$$

$\mu < \mu_c = \mathbf{0.186} \Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

On a le domaine(1), $\epsilon_s = 1\%$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.015}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow \mathbf{Z = 7.95 \text{ cm}}$$

$$A_f = M_{UA}^* / Z \times \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_f = 38.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_s = 0,30 \text{ cm}^2}$$

Tableau 3.1 : Calcul de la section des armatures.

M_{UA}^* (KN/ml)	μ	α	z (m)	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A_f (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
1.064	0.012	0.015	0.0795	1	348	0.383	0.30

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

Position du centre de pression : $N_{ser} = 1.837 \text{ KN}$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.837 = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m.}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Sollicitations majorées :

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 1.837 = \mathbf{1.945 \text{ KN}}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 0.6) + (1.945 \times 0.02) = \mathbf{0.67 \text{ KN.m}}$$

Le moment fictif:

$$M_{serA}^* = M_{ser/G}^* + N_{ser}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.67 + 1.945 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{serA}^* = 0.728 \text{ KN.m}}$$

Calcul au flexion simple:

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min(2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = 0.0195 \text{ KN.m}$$

$M_{serA}^* < M_1$ (pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.728 / (0.067 \times 240) = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composée:

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.45 \cdot 10^{-4} - (1.945 / 240)$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mais: } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales:

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors: } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

$$= \text{Max}[0.30, 0.36, 0.966] \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferraillement symétrique : 4 T 8 / ml $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u^*$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = 0.0015 / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^* = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 3 \text{ MPa})$$

$$= \min(2.5 \text{ Mpa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u^* = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^* \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bu}}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_{bu}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K.Y_{ser}$$

$$K = N_{ser}/I.Y \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

Position du centre de pression (C):

C : c'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : la distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

$$C = h/2 - e_0 = 0.1/2 - 0.6/1.837 \Rightarrow C = -0.276 \text{ m}$$

$C < 0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Calcul de la solution :

Y_c : c'est la solution d'équation.

$$Y_c^3 + p.Y_c + q = 0$$

$$p = -3C^2 - (C - d).(6n \frac{A'}{B}) + (d - C)(6n \frac{A}{B})$$

$$q = -2C3 - (C - d)^2.(6n \frac{A'}{B}) + (d - C)^2(6n \frac{A}{B}) \quad ; \quad A' = 0$$

$$\text{Donc : } p = -3C^2 - (C - d).(6n \frac{A}{B}) = -0.222 \text{ m}^2$$

$$q = -2C3 - (C - d)^2.(6n \frac{A}{B}) = -0.0397 \text{ m}^2$$

L'équation devient : $Y_c^3 - 0.212 Y_c + 0.0363 = 0$

$$\Delta = q^2 + 4.p^3/27 \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

$$= (0.0363)^2 + 4.(-0.212)^3/27$$

$$= -0.0000448$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul: } \cos \varphi = \frac{3.q}{2.p} \sqrt{\frac{-3}{p}}$$

$$\cos \varphi = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.40^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 0.5446 \text{ m}$$

les solution des équation sont :

$$Y_1 = a.\cos(\varphi/3) = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_2 = a.\cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 0.543 \text{ m.}$$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

$$Y_3 = a \cdot \cos(\varphi / 3 + 240^\circ) = 0.245 \text{ m.}$$

On choisit la solution qui convient parmi les (3) solutions.

$$\text{Soit : } Y_1 = Y_c = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_1 = C = 2.2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2.2 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie de la section totale homogène (I) :

$$I = b \cdot Y_s^3 + 15 \cdot A_s (d - Y_s)^2 \Rightarrow I = 2.079 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = (N_s / I) \cdot Y_c \Rightarrow K = 26331.217 \text{ m}^{-3}$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}} = 26331.217 \times 0.022 \Rightarrow \sigma_b = 0.579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.579 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bu}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification à la fissuration :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y_c) \Rightarrow \sigma_s = 22.908 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = 22.908 \text{ MPa} \leq \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm².**

$$L'espacement : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Croquis de ferrailage :

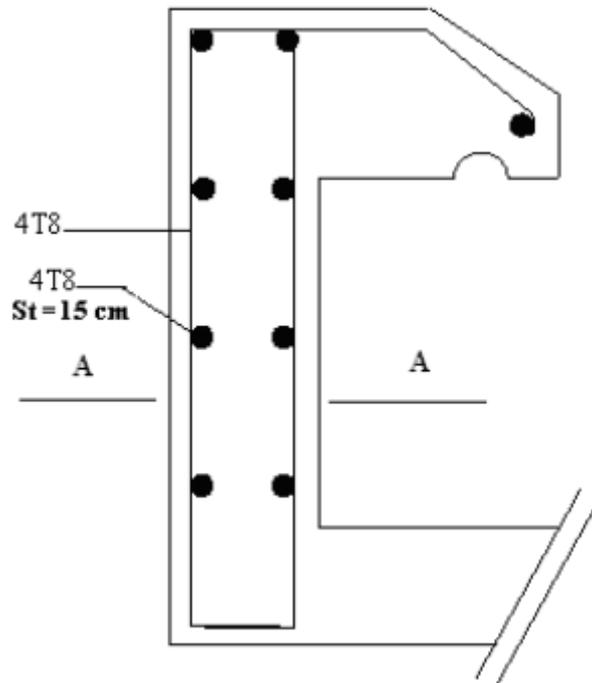


Fig III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

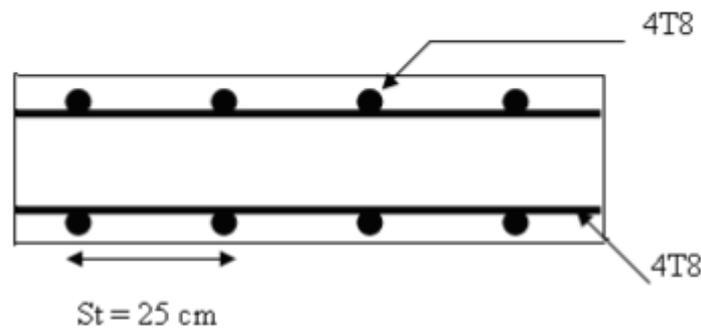


Fig III.4 : La coupe A - A

III.3 Les balcons

III.3.1 Introduction

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastres et se reposent sur trois appuis.

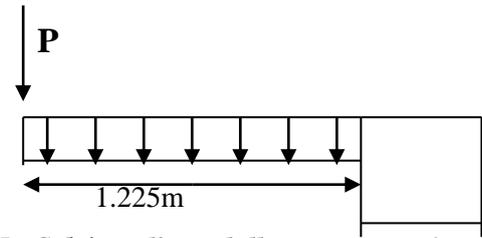


fig III.5 : Schéma d'une dalle sur un appui

On a : $L_x=1.225\text{m}$; $L_y=3.30\text{m}$

Et on a : $\frac{L_x}{L_y} = 0.37 \leq 0.4$

La dalle travaille selon un seul sens (flexion suivant L_x)

L'épaisseur : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 9.71 \leq e \leq 11.33$

On prend : $e = h = 12\text{ cm}$

III.3.2 Evaluation des charges :

a) charges permanentes :

$G = 5.64\text{ KN/m}^2$

b) charge d'exploitation :

$Q = 3.5\text{ KN/m}^2$

b) garde-corps

$g = 1\text{ KN}$

ELU

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$p_u = 1.35G$

$q_u = (1.35 \times 5.64 + 1.5 \times 3.5) = 12.86\text{ KN/ml}$

$p_u = 1.35\text{ KN/ml}$

ELS

$q_s = G + Q$

$p_s = g$

$q_s = 5.64 + 3.5 = 9.14\text{ KN/ml}$

$p_s = 1\text{ KN/ml}$

3.3.3 Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

ELU

$0 \leq X \leq L_x$

$M_u = \frac{q_u \times X^2}{2} + p_u \times X$

Si $X=0 \Rightarrow M_u = 0\text{ KN.m}$

$$X = 1.225 \Rightarrow Mu = 12.86 \times \frac{1.5^2}{2} + 1.35 \times 1.225 = 16.12 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$0 \leq X \leq Lx$$

$$Tu(x) = Pu + qu \times X$$

$$\text{Si } X = 0 \quad Tu = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.225 \quad Tu = 1.35 + 12.86 \times 1.225 = 17.10 \text{ KN.m}$$

ELS

$$0 \leq X \leq Lx$$

$$Ms = \frac{qs \times X^2}{2} + Ps \times X$$

$$\text{Si } X=0 \quad Ms = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.225 \Rightarrow Ms = 9.14 \times \frac{1.225^2}{2} + 1.35 \times 1.225 = 8.51 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$0 \leq X \leq Lx$$

$$Tu(x) = Ps + qs \times X$$

$$\text{Si } X = 0 \quad Tu = 1 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.225 \quad Tu = 1 + 9.14 \times 1.225 = 12.19 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Calcul de ferrailage

Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$\mathbf{h = 12 \text{ cmb} = 100 \text{ cmd} = 13.5 \text{ cm}}$$

$$u = \frac{16.12 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.16} = 0.0624$$

$$0.0624 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

$$0.0624 \leq 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0624}) = 0.081$$

$$Z = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.081) = 13.062 \text{ Cm}$$

$$A_u = \frac{16.12 \times 10^6}{130.62 \times 348} = 354.630 \text{ mm}^2 = 3.54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_c \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min})$$

$$A_u = 3.54 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA10** ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$)

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 12; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-Sur appui: $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

Armature de répartition :

-Sur appui : $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 3.93/4 = 0.982 \text{ cm}^2$; on adopte : **4HA8 = 1.52 cm²**

Avec espacement de : $S_t \leq \text{Min} (4.h ; 45 \text{ cm})$

Donc, on prend : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.5 Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangentielle du béton :

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5) \text{MPa} = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_u = q_l \cdot l = 12.86 \times 1.225 \Rightarrow V_u = 15.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.116 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.116 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.116 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

D'où les les cadre transversaux sont inutile.

III.3.6 Vérification des contraintes à ELS :

$$q_s = G + Q = 5.64 + 3.5 = 9.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s l^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 6.85 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes maximales du béton :

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 12.86 / 8.51 = 1.51 ; \alpha = 0.081$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.50$$

$$\alpha = 0.017 < 0.50 \Rightarrow \dots\dots\dots CV$$

Condition vérifiée \Rightarrow pas de vérification des fissurations.

III.3.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{122.5} = 0.094 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV$$

Schéma de ferrailage :

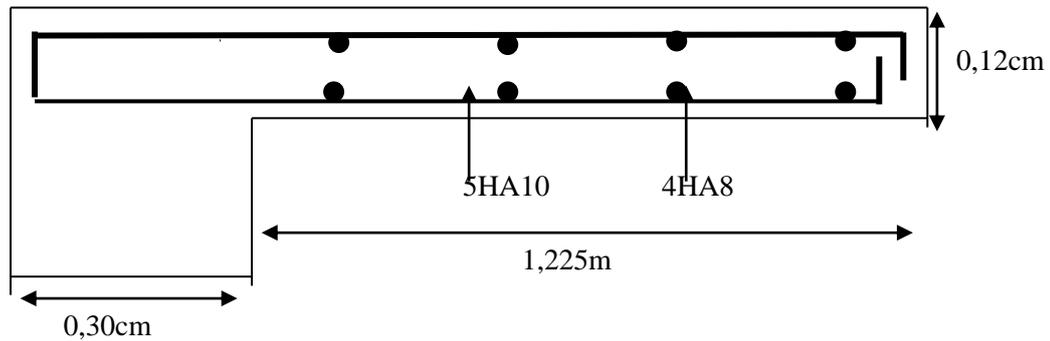


Fig III.6 : Schéma de ferrailage du balcon type 1

III.4. Etude des escaliers

III.4.1 Introduction

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre.

III.4.2 Définition

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible : La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1\text{cm}$ soit $c = 2\text{cm}$

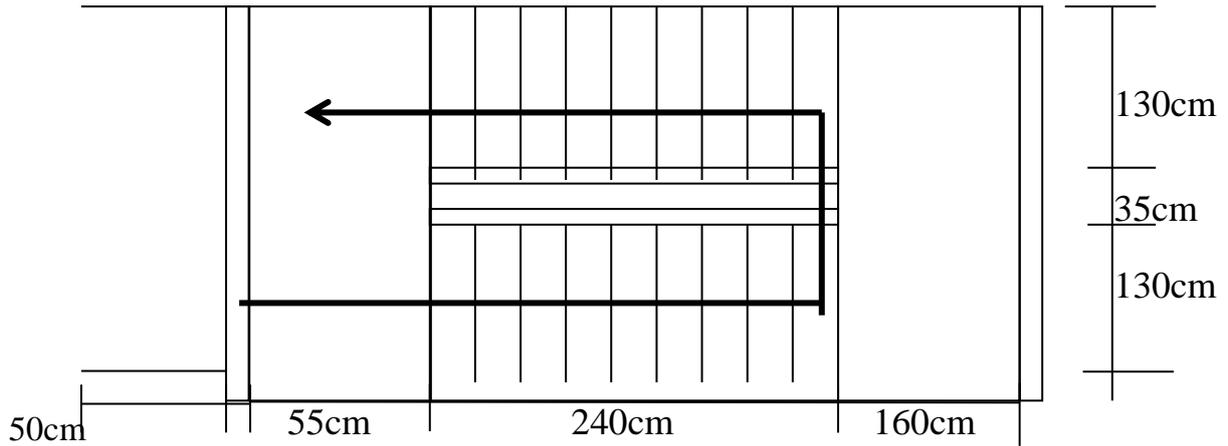


Fig III.7 : Escalier -vue en plan-

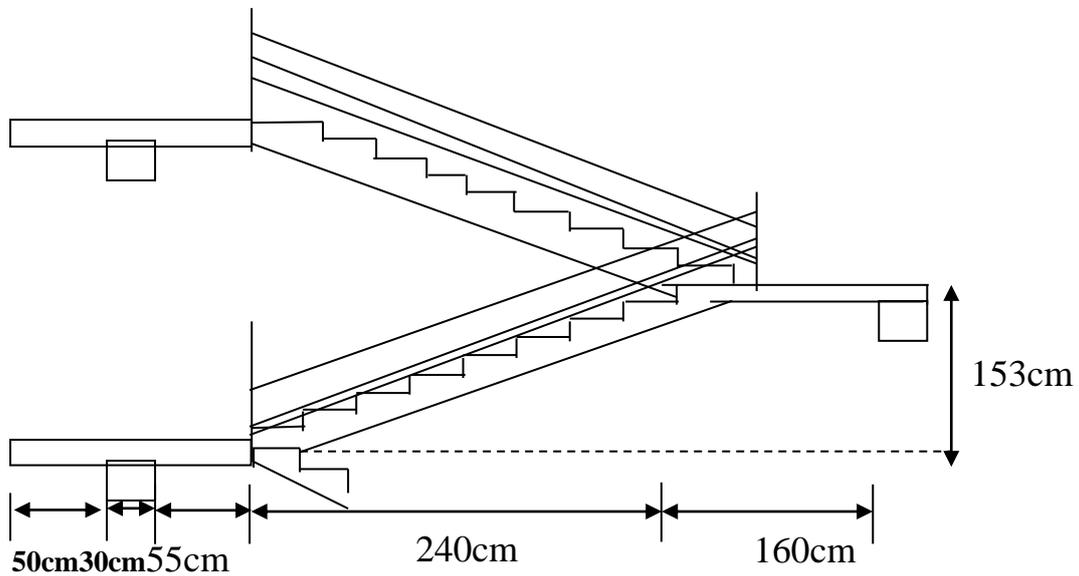


Fig III.8 : Escalier coupe transversale

III.4.3 Calcul de ferrailage

à ELU :

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

Palier : $q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.56 \text{KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5 = 15.25 \text{KN/ml}$

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

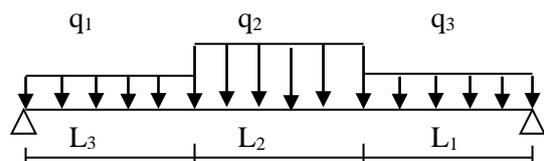


Fig III.9 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

on a : $L_1=1.60$ m

$L_2= 2.40$ m

$L_3= 0.55$ m

Alors : $q_{eq}=13.506$ KN/ml

Calcul des moments : $l=4.55$ m

.moment isostatique : $M_0= \frac{q_{eq}.l^2}{8} = 34.951$ KN.m

.moment en travée : $M_t= 0.85.M_0= 29.708$ KN.m

.moment sur appui : $M_a= 0.30.M_0= 10.485$ KN .m

Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu}=f_{bc}=(0.85.f_{c28})/\gamma_b \dots\dots \gamma_b=1.5$$

$$\sigma_{bu}= \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=f_e/\gamma_s= \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu=M_u/b.d^2. f_{bc}$$

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

$$Z= d(1-0.4\alpha)$$

$$A_s=M_u/Z \sigma_s$$

$$A_{min}=(0.23.b.d. f_{t28})/ f_e$$

$$= \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min}= 1.63 \text{ cm}^2$$

$$d= e-c-\Phi/2 = 17-2-1/2 \Rightarrow d= 13.5 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

Tableau III.2 : ferrailage d'escalier à l'ELU

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	100	13.5	29.708	0.11	0.15	0.13	1.63	6.62	6T₁₂=6.78
Appuis	100	13.5	10.485	0.04	0.05	0.13	1.63	2.24	4T₁₀=3.14

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée: $S_t= 100/6=16.67\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

-Sur appui: $S_r = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$**CV**

Armature de répartition :

-En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 6.78/4 = 1.695 \text{ cm}^2$; on adopte : **$3T_{10} = 2.36 \text{ cm}^2$**

-Sur appui : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2$; on adopte : **$3T_8 = 1.52 \text{ cm}^2$**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

Vérification à ELU :

Contrainte tangentielle du béton :

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5) \text{ MPA} = \mathbf{3.33 \text{ MPA}}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{13.506 \times 4.55}{2} = 30.73 \Rightarrow \mathbf{V_u = 30.72 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.228 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u = 0.228 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.228 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

• **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.226 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPA} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

$$q_{ser} = g + q \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 5.79 + 2.5 = \mathbf{8.29 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 8.52 + 2.5 = \mathbf{11.02 \text{ KN/ml}}$$

Charge équivalente :

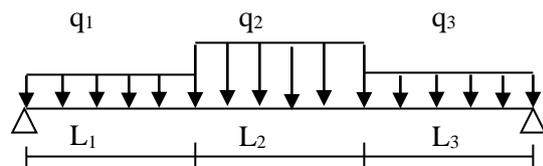
$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 1.60 \text{ m}$

$L_2 = 2.40 \text{ m}$

$L_3 = 0.55 \text{ m}$

Alors : $q_{eq} = \mathbf{9.73 \text{ KN/ml}}$



FigIII.10 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

Vérification à l'E.L.S :

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

Calcul des moments : $l=4.55 \text{ m}$

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 25.179 \text{ KN.m}$

.moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 21.402 \text{ KN.m}$

.moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 7.554 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

.En travée : $\alpha = 0.15$ (Tableau) ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.389$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$$

$\alpha = 0.15 \leq 0.444$ **C.V**

.Sur appui : $\alpha = 0.05$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.388$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$$

$\alpha = 0.05 \leq 0.444$ **C.V**

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{455} = 0.037 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.037 \leq 0.0425 \rightarrow c.n.v \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13.5} = 0.005 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{array} \right.$$

On à deux conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « *la méthode exposée* » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

*** Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi}, f_{gv} : les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \rightarrow \text{BAEL91}$$

-La Position De Laxe Neutre

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + (30 \times 6.78) \cdot y - (30 \times 13.5 \times 6.78) = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 203.4y - 2745.9 = 0$$

$$\Delta = 203.4^2 + 4 \times 100 \times 2745.9$$

$$= 1139731.56$$

On prend la racine positive : **y=4.321 cm**

Donc:

$$I = \frac{100(4.321)^3}{3} + 15 \times 6.78 (13.5 - 4.321)^2 = 11257.89 \text{ cm}^4$$

$$I = 11257.89 \text{ cm}^4$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_s \cdot d \right] / [b \cdot d + 15A_s]$$

$$V = 10,889 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 41640.695 \text{ cm}^2$$

Calcul les coefficients :

$$* \lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p}; \quad p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 4.18 \text{ et } \lambda_v = 0.4\lambda_i = 1.67$$

$$* E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$* E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPA}$$

- **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

La combinaison : q = 1.35G.....(pour 1ml)

- palier : q₁ = q₃ = 1.35 × 5.79 = **7.816 KN/ml**

- paillasse : q₂ = 1.35 × 8.52 = **11.502 KN/ml**

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$= \frac{7.816 \times 1.6 + 11.052 \times 2.4 + 7.816 \times 0.55}{1.6 + 2.4 + 0.55} \Rightarrow q_{eq} = 9.523 \text{ KN/ml}$$

. Calcul du moment et contrainte :

$$* M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9.523 \times (4.55)^2}{8} = 23.64 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 15 \times 24.64 \cdot 10^4 (13.5 - 4.321) / 11257.89 = 3013.92 \text{ MPA}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.941$$

$$* I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 9283.99 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{24.64 \times (4.55)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^{+3} \times 9283.99 \times 10^{-8}} = 17.08 \text{ mm}$$

• **flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

$$* I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 17812.68 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 23.71 \text{ mm}$$

• **flèche due à G+Q : « f_{pi} » :**

$$* \sigma_s = 15 M_s (d - y) / I; \dots \dots M_s = M_t = 21.402 \text{ KN.m}$$

Alors : $\sigma_s = 261.175 \text{ MP a}$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.498$$

$$* I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 14859.92$$

$$* f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 9.27 \text{ mm}$$

• **flèche instantanée due à « j » :**

On à la combinaison : $q = 1.35j$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

(j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

- palier : $q_1=q_3= 1.35 \times 4.79= \mathbf{6.466KN/ml}$

- paillasse : $q_2=1.35 \times 7.52= \mathbf{10.152KN/ml}$

charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \mathbf{8.41 KN/ml}$

Calcul M_s :

* $M_s = 0.85M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq}.L^2}{8} = \mathbf{18.499 KN.m}$

* $\sigma_s = 15M_s (d - y) / I = \mathbf{226.25 MPa}$

* $\mu = 1 - \left[\frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right] = \mathbf{0.445}$

* $I_{fj} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = \mathbf{16008.47 cm^4}$

* $f_{ji} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fj}} = \mathbf{7.44mm}$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 23.71 - 7.44 + 9.27 - 17.08 = 8.46 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = 8.46mm$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{cases}$$

$$L=4.55 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{455}{500} = \mathbf{9.1 \text{ mm}}$$

$$\Delta f_t = 8.46mm < \bar{f} = 9.1mm \dots\dots\dots C.V$$

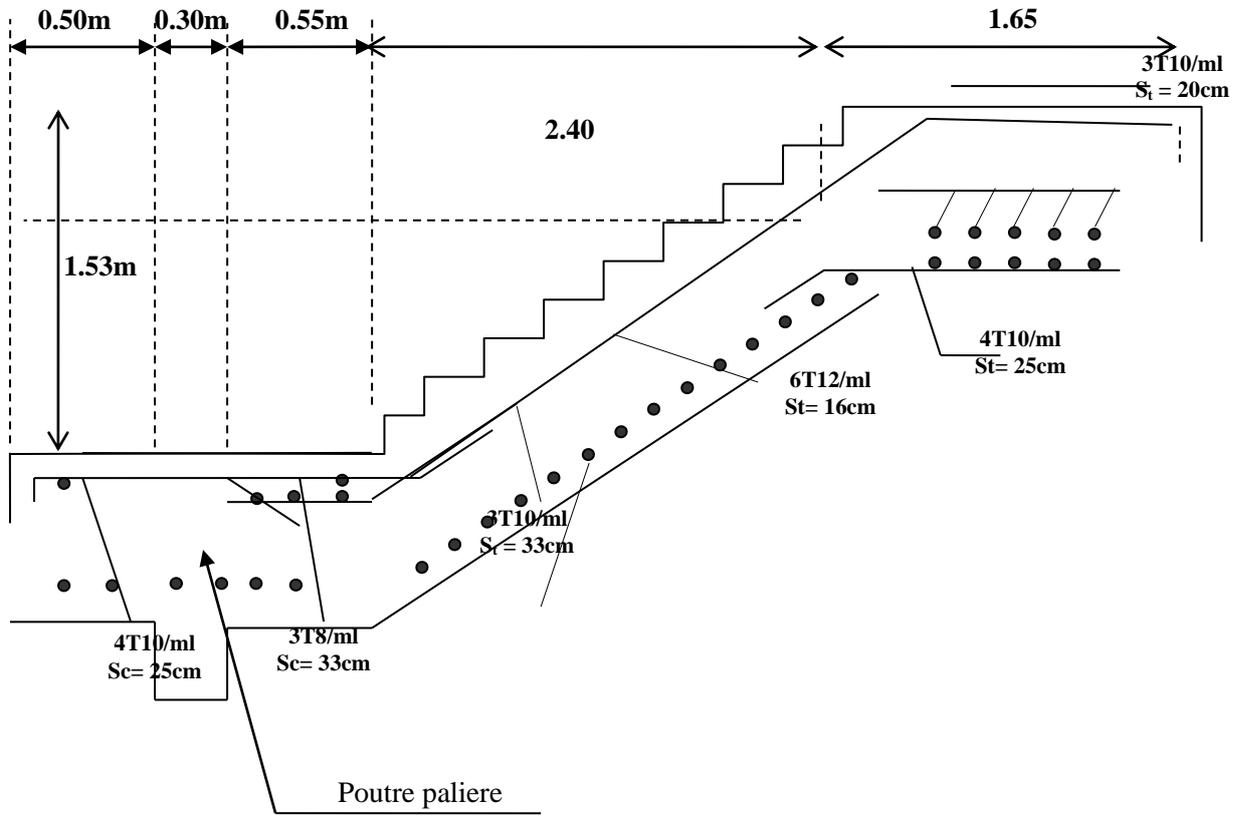


Fig III.11 : Plan de ferrailage d'escalier

III.5 Calcul de la poutre palière

III.5.1 Introduction

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

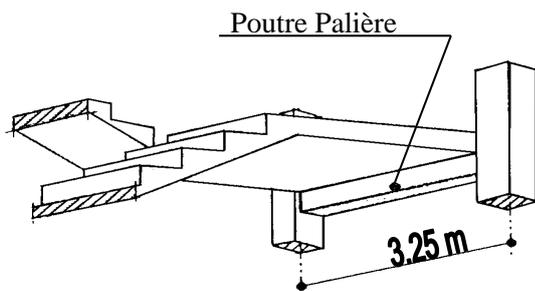


Fig III.12 : Schéma de poutre palière

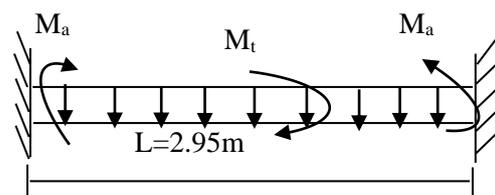


Fig III.13 : Evaluation des charges

III.5.2 Pré dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \end{array} \right.$$

19.66 ≤ h ≤ 29.5 cm, on prend : **h = 35 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm, on prend : } \mathbf{b = 30} \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

h ≥ 30 : vérifier, h = 35.....CV

b ≥ 20 : vérifier ,b=30.....CV

h/b = 35/30 = 1.167 < 4.....CV

Donc on choisie un section de la poutre palière (**b × h = 30×35**) cm²

III.5.3 Evaluation des charges

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : 0.3×0.35×25= **2.625KN/ml**
- poids du palier console avec le mur : R₁= (11.56x0.5)+12.33 = **18.11 KN/ml**
- poids des paliers et paillasse : R₂= $\frac{q_{eq}l}{2} = \frac{13.506x4.55}{2} = \mathbf{30.73 \text{ KN/ml}}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=0.3 \times 2.5 = \mathbf{0.75 \text{ KN/ml}}$$

III.5.4 Calcul des sollicitations

Calcul à l'E.L.U:

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 2.625 + 1.5 \times 0.75 + (30.73 + 18.11) \Rightarrow \mathbf{q_u = 53,51 \text{ KN/ml}}$$

Les moments : l = 2.95 m

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 58.21 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 49.48 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 17.46 \text{ KN.m}$

Calcul à l'E.L.S :

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q + R = 2.625 + 0.875 + (30.73 + 18.11) \Rightarrow q_s = 52.215 \text{ KN/ml}$$

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 56.80 \text{ KN.m}$
- ✦ le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 48.28 \text{ KN.m}$
- ✦ le moment sur appui : $M_a = 0.30 M_0 = 17.04 \text{ KN.m}$

III.5.5 Ferrailage de la poutre palière à la flexion

En travée :

On utilise les formules suivantes :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9xh = 0.9 \times 35 \Rightarrow d = 32 \text{ cm}$$

$$M_u = 49.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{49.48 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.16} = 0.034 \leq \mu_{ab} = 0.186 \quad \dots \quad \text{Pivot A}$$

$$0.034 \leq \mu_l = 0.392 \quad \dots \quad A=0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 31.45 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

III.5.6 Condition non fragilité : $A_s > A_{min}(1)$

$$A_{smin} \geq 0.23 \cdot d \cdot b (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \text{Max} (A_{cal} = 4.52 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2)$

On adopte $3T_{10} = 2.36$

$$A_{adopté} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis

$$M_u = 17.46 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{17.46 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.16} = 0.012 \leq \mu_{ab} = 0.186 \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$0.012 \leq \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{A=0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 31.45 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

III.5.7 Condition non fragilité : $A_s > A_{min}$ (2)

$$A_{smin} \geq 0.23 \cdot d \cdot b (f_{t28} / f_c)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \text{Max} (A_{cal} = 1.58 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2)$

On adopte $2T_{12} = 2.36$

$A_{adopte} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

Tableau III.3 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	49.48	0.034	0.043	31.45	1.15	4.52	4T ₁₂ =4.52
Appui	30	32	17.46	0.012	0.016	31.45	1.15	1.58	2T ₁₂ =2.36

III.5.8 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{53.696 \times 2.95}{2} = 79.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.825 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.825 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.5.9 Espacement des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPA} \right) = 0.4 \text{ MPA}$$

et : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \frac{30 \times 28.8}{400} = 0.864 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.864 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8=1,01cm²**

III.5.10 Vérification des contraintes à ELS :

Contrainte maximale du béton :

- **En travée :** $\alpha=0.043$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 49.48 / 48.28 = 1,75$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,625$$

$$\alpha = 0,043 \leq 0,625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Sur appui :** $\alpha=0,016$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 17.46 / 17.04 = 1.025$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,262$$

$$\alpha = 0,016 \leq 0,262 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.11 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{295} = 0,118 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,118 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{30 \times 32} = 0,006 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.12 Calcul de la poutre palière à la torsion :

Calcul le moment de torsion à l'E.L.U

$$\text{On à : } M_{ua} = M^w_a - M^e_a = 17.52 - 9.76 = \mathbf{7.76 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tor} = M_{ua} \cdot L/2 = \mathbf{11.446 \text{ KN.m}}$$

Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :

$$b \leq h$$

$$\Omega = (h-e) \cdot (b-e) \rightarrow e = b/6 = 30/6 = \mathbf{5 \text{ cm}}$$

$$\Omega = (35-5) \cdot (30-5) = \mathbf{750 \text{ cm}^2}$$

Calcul le périmètre de la section efficace :

$$U = [(h-e) \cdot (b-e)] \times 2 = (30+25) \cdot 2 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{11.446 \cdot 10^{-3}}{2 \times 750 \times 5 \times 10^{-6}} = \mathbf{1.526 \text{ MPa}}$$

Vérification de la contrainte tangentielle à la torsion :

Suivant la condition : $\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11,088\text{MPa}$$

$$\tau_{fj}^2 + \tau_t^2 = 0,754^2 + (1,526)^2 = 2,897\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11,088\text{MPa} \rightarrow c.v$$

Calcul du ferrailage à la torsion :

$$\frac{A_t}{U} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{11,446 \times 1,03 \times 1,10}{2 \times 0,075 \times 400 \times 10^3} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,16 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{11,446 \cdot 10^{-3}}{2,750 \cdot 348 \cdot 10^{-4}} = 2,19 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Armature transversale du à l'effort tranchant :

$$\text{On à : } \tau_u = 0,825 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e}$$

$$\text{On à le cas d'une flexion simple } K=1$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,3(0,825 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1)}{0,9 \cdot 400} = 1,625 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Choix des armatures :

Armature longitudinale :

➤ En travée :

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 4,52 + 2,16 = 6,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \dots\dots\dots 5T_{14} = 7,70 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui :

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 2,36 + 2,16 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \dots\dots\dots 5T_{12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{A_{t1}}{S_{t1}} + \frac{A_{t2}}{S_{t2}} = (2,19 + 1,625) \cdot 10^{-4} = 3,815 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$S_t = \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm}) = 28,8\text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 3,815 \times 10^{-2} \times 28,8 = 1,099 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \dots\dots\dots 4T_2 = 2,01\text{cm}^2$$

III.5.13 Plan de ferrailage de la Poutres palière :

$$\text{En travée : } \dots\dots 5T_{14} = 7,70\text{cm}^2$$

$$\text{Sur appui : } \dots\dots 5T_{12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

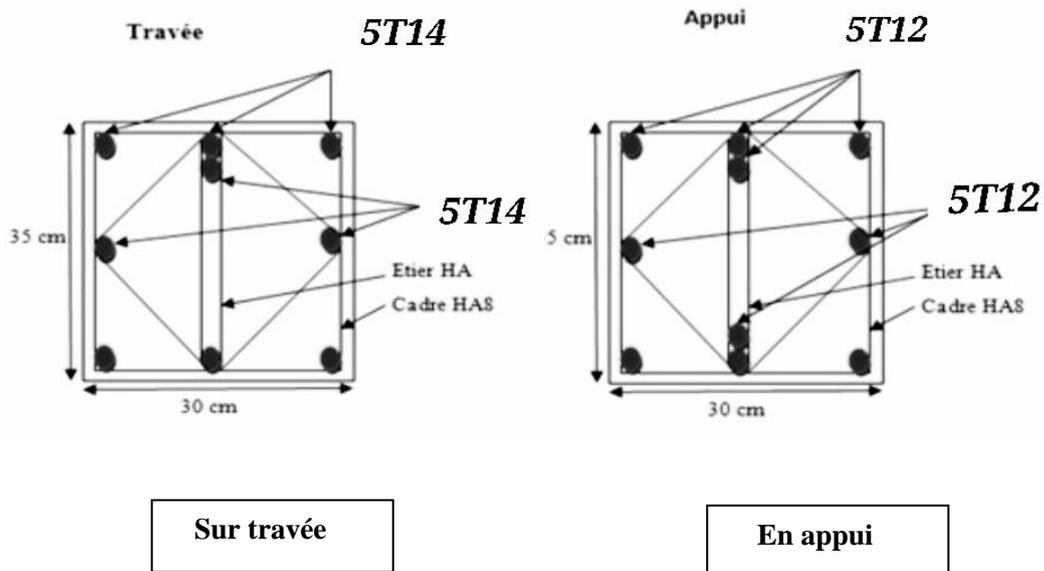


Fig III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 Calcul les planchers

III.6.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

➤ Dalle à corps creux

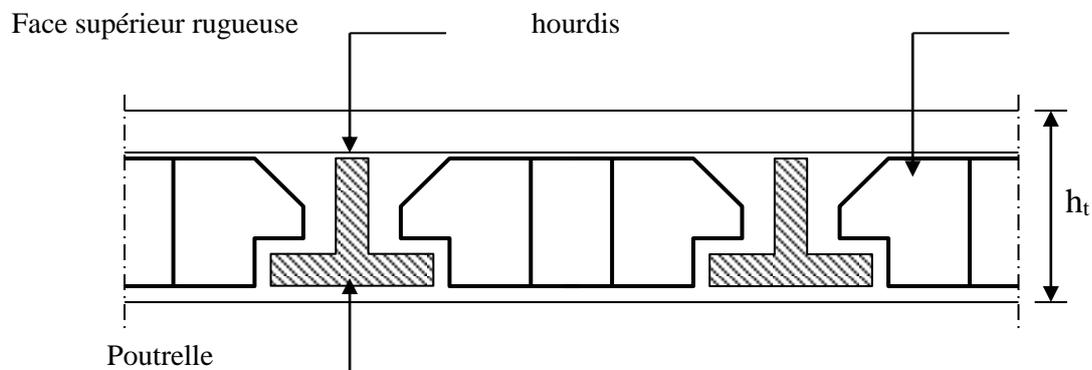


Fig III.15 : Plancher à corps creux

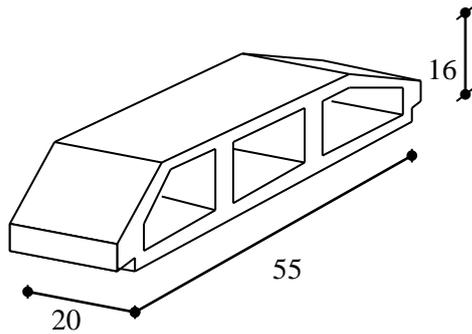


Fig III.16 : Corps Creux

III.6.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

III.6.3 Schémas statiques :

$b = 65 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

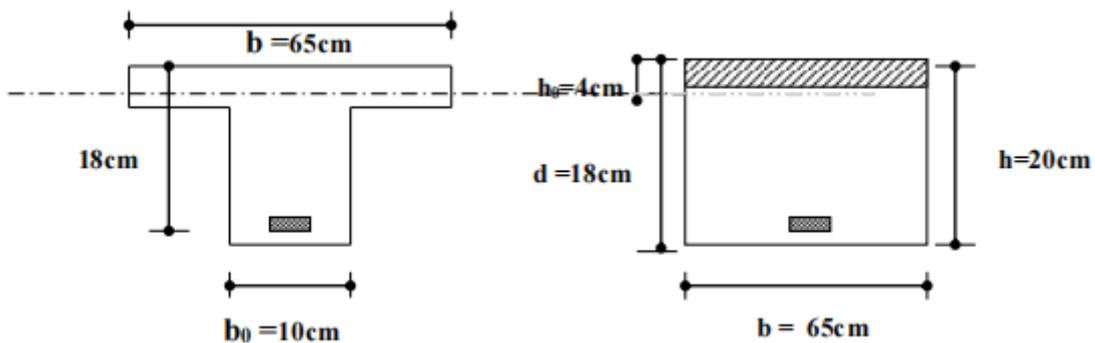


Fig III.17 : Schéma d'une poutrelle

III.6.4 Calcul le moment et l'effort tranchant :



Choix de la methode calcul :

Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$

- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.42, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

- Plancher étage courant:

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.40}{3.05} = 1.11 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.05}{2.95} = 1.03 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{2.95}{3.15} = 0.94 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.15}{3.40} = 0.92 \leq 1.25$ CV

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « $I = \text{constante}$ »CV

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « *la méthode forfaitaire* ».

B. Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes

en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

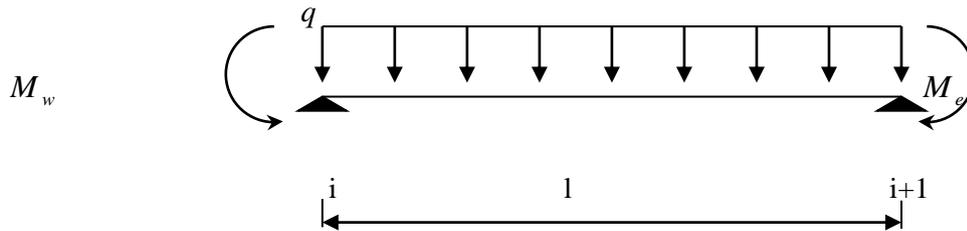


Fig III.18 : Paramètre utilisées dans la méthode de forfaitaire

D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifiées les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

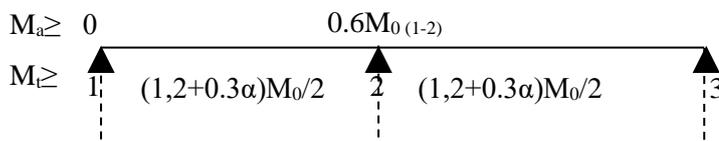
1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

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

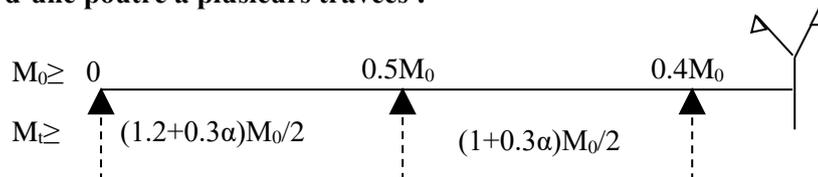
$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée de rive

Les valeurs minimales des moments :

- cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



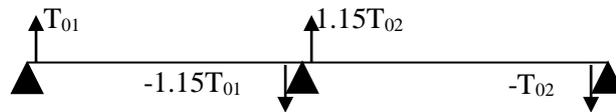
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



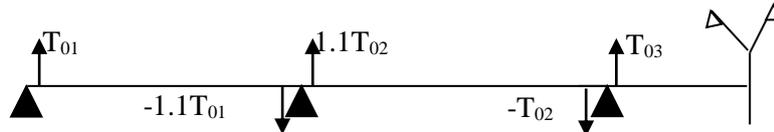
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+5.71} = \mathbf{0.149}$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.149) = \mathbf{1.044}$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.149)/2 = \mathbf{0.522}$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.149)/2 = \mathbf{0.622}$$

Les charges :

Charge permanente :G=5.71KN/m²

Charge d'exploitation : Q=1KN/m²

III.6.5 Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.71) + 1.5 (1) \times 0.65 = \mathbf{5.985 \text{ KN/ml}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{o(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.985 \times (3.7)^2}{8} = \mathbf{10.24 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(2-3)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.985 \times (3.35)^2}{8} = \mathbf{8.40 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(3-4)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.985 \times (3.25)^2}{8} = \mathbf{7.90 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(4-5)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.985 \times (3.45)^2}{8} = \mathbf{8.90 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet M_{o(5-6)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.985 \times (3.7)^2}{8} = \mathbf{10.24 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15 M_0(1-2) = 0.15 \times 10.24 = \mathbf{1.536 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_0(1-2) = 0.5 \times 10.24 = \mathbf{5.12 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0(2-3) = 0.4 \times 8.40 = \mathbf{3.36 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_0(4-5) = 0.4 \times 8.90 = \mathbf{3.56 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.5 M_0(5-6) = 0.5 \times 10.24 = \mathbf{5.12 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.15 M_0(5-6) = 0.15 \times 10.24 = \mathbf{1.536 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

Travée (1-2): travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.24) - (1.536 + 5.12)/2 = 7.424 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.149) \times 10.24/2 = 6.372 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = 7.424 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3): travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.40) - (5.12 + 3.36)/2 = 4.58 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.149) \times 8.40/2 = 4.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = 4.58 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4): travée intermédiaire

$$Mt_{(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.90) - (3.36 + 3.56)/2 = 4.835 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.149) \times 7.90/2 = 4.126 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = 4.835 \text{ KN.m}}$$

Travée (4-5): travée intermédiaire

$$Mt_{(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.90) - (3.56 + 5.12)/2 = 5.005 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.149) \times 8.90/2 = 4.648 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\mathbf{Mt_{(4-5)} = 5.005 \text{ KN.m}}$$

Travée (5-6): travée de rive

$$Mt_{(5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.24) - (5.12 + 1.536)/2 = 7.424 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.149) \times 10.24/2 = 6.372 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\mathbf{Mt_{(5-6)} = 7.424 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.985 \times 3.70/2 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.072 = \mathbf{12.179 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.985 \times 3.35/2 = \mathbf{11.027 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.989 \times 3.35/2 = \mathbf{10.024 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 5.985 \times 3.25/2 = \mathbf{9.725 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 5.985 \times 3.25/2 = \mathbf{9.725 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 5.985 \times 3.45/2 = \mathbf{10.32 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = 1.1 T_{w(4-5)} = 1.1 \times 10.32 = \mathbf{11.352 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.985 \times 3.70/2 = \mathbf{12.179 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 5.985 \times 3.70/2 = \mathbf{11.072 \text{ KN}}$$

III.6.6 Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.71+1) \times 0.65 = \mathbf{4.361 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :
$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_0(1-2) = 4.361 \times 3.70^2 / 8 = \mathbf{7.462 \text{ KN.m}}$$

$$M_0(2-3) = 4.361 \times 3.35^2 / 8 = \mathbf{6.117 \text{ KN.m}}$$

$$M_0(3-4) = 4.361 \times 3.25^2 / 8 = \mathbf{5.757 \text{ KN.m}}$$

$$M_0(4-5) = 4.361 \times 3.45^2 / 8 = \mathbf{6.488 \text{ KN.m}}$$

$$M_0(5-6) = 4.361 \times 3.70^2 / 8 = \mathbf{7.462 \text{ KN.m}}$$

Moments sur appui :

$$M_{a(1)} = 0.15 \times M_0(1-2) = 0.15 \times 7.462 = \mathbf{1.119 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(2)} = 0.5 \times M_0(1-2) = 0.5 \times 7.462 = \mathbf{3.731 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(3)} = 0.4 \times M_0(2-3) = 0.4 \times 6.117 = \mathbf{2.446 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(4)} = 0.4 \times M_0(4-5) = 0.4 \times 6.488 = \mathbf{2.595 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(5)} = 0.5 \times M_0(5-6) = 0.5 \times 7.462 = \mathbf{3.731 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(6)} = 0.15 \times M_0(5-6) = 0.15 \times 7.462 = \mathbf{1.119 \text{ KN.m}}$$

Moments en travée:

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.462) - (1.119 + 3.731)/2 = 5.410 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.149) \times 7.462/2 = 4.643 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

Mt₍₁₋₂₎ = 5.410KN.m

Travée (2-3): travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.117) - (3.731+2.446)/2 = 3.334\text{KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.149) \times 6.117/2 = 3.195\text{KN.m} \end{cases}$$

Mt₍₂₋₃₎ = 3.334 KN.m

Travée (3-4): travée intermédiaire

$$Mt_{(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.757) - (2.446+2.595)/2 = 3.524\text{KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.149) \times 5.757/2 = 3.007\text{KN.m} \end{cases}$$

Mt₍₃₋₄₎ = 3.524KN.m

Travée (4-5): travée intermédiaire

$$Mt_{(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.488) - (2.595+3.731)/2 = 3.649\text{KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.149) \times 6.488/2 = 3.389\text{KN.m} \end{cases}$$

M₍₄₋₅₎ = 3.649KN.m

Travée (5-6): travée de rive

$$Mt_{(5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.462) - (3.731+1.119)/2 = 5.410 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.149) \times 7.462/2 = 4.643\text{KN.m} \end{cases}$$

Mt₍₅₋₆₎ = 5.410 KN.m

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

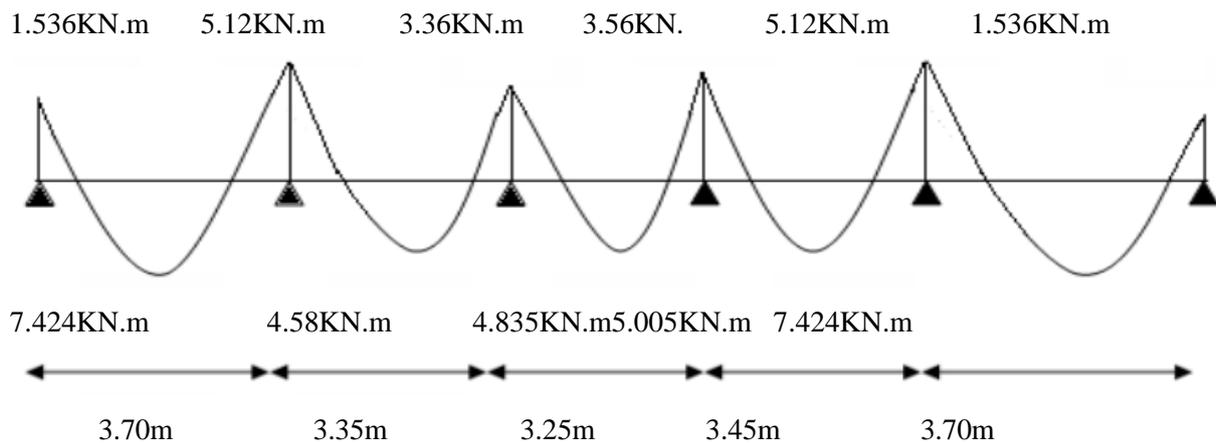


Fig III.19 : Diagramme des moments à L'ELU (1)

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

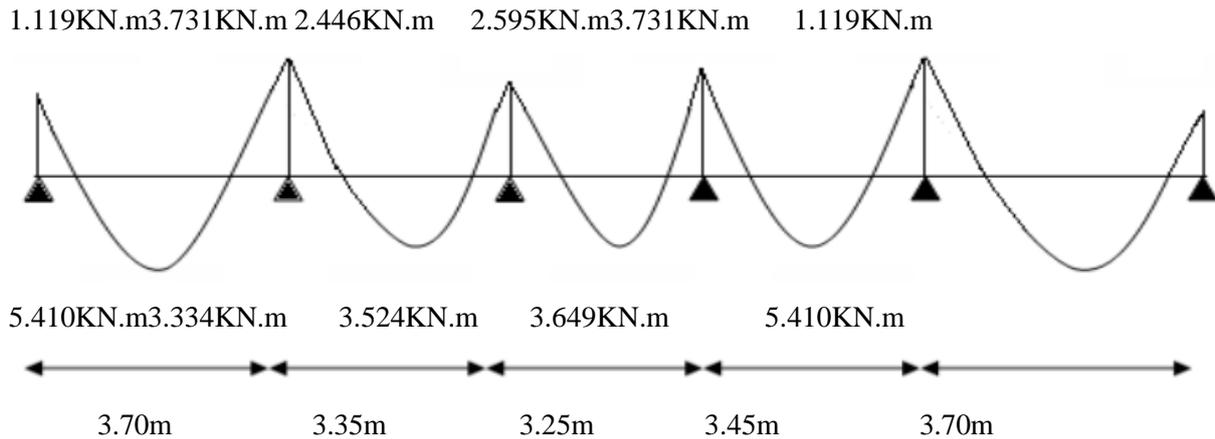


Fig III.20 : Diagramme des moments à l'ELS (2)

Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = \mathbf{58,947 \text{ kN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

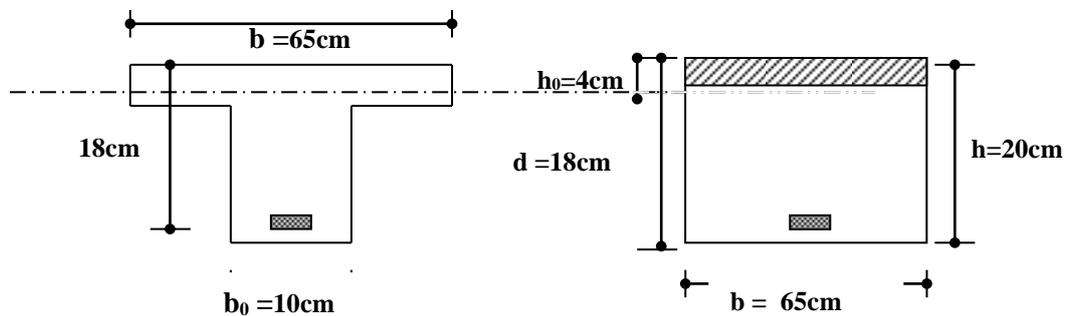


Fig III.21 : Schéma d'une poutrelle

pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

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

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

Les résultats dans le tableau :

Tableau III.4 : Sollicitation a l'ELU et l'ELS (poutrelle)

APPUI ET TRAVEES	M _U (KN.M)	B (CM)	D (CM)	μ	A	Z (CM)	A _S (CM ²)	A _{MIN}	A _{DOPTE} (CM ²)
1	1.536	10	18	0.0282	0,0358	17.742	0.248	0,22	1T10=0,79
1-2	7.424	65	18	0.0210	0,0265	17.809	1.197	1,413	2T10=1,57
2	5.12	10	18	0.0941	0.1237	17.109	0.859	0,22	1T10=0,79
2-3	4.58	65	18	0.0125	0.0158	17.886	0.735	1,413	2T10=1,57
3	3.36	10	18	0.0606	0.0781	17.437	0.553	0,22	1T10=0,79
3-4	4.835	65	18	0.0132	0.0166	17.880	0.777	1,413	2T10=1,57
4	3.56	10	18	0.0646	0.0835	17.398	0.587	0,22	1T10=0,79
4-5	5.005	65	18	0.0138	0.0174	17.874	0.804	1,413	2T10=1,57
5	5.12	10	18	0.0941	0.1237	17.109	0.859	0,22	1T10=0,79
5-6	7.424	65	18	0.0210	0.0265	17.809	1.197	1,413	2T10=1,57
6	1.536	10	18	0.0282	0.0358	17.742	0.248	0,22	1T10=0,79

Vérification à l'E.L.U :

-condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{1,413 \text{ cm}^2}$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \geq 1,413 \text{ cm}^2$$

-sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}$$

$$0,79 \text{ cm}^2 \geq 0,22 \text{ cm}^2$$

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 12,179 \text{ KN}$$

***fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,179 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} = 0,676 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,676 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 100/10; 10) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ 1 cadre T6 \longrightarrow

$$\Rightarrow A_t = 2 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Espaceement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) = \min (0, 9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte: $S_t=15\text{cm}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2 \times \frac{11.072}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1,256\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,256\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermediaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = \frac{2 \times 12.179}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1,381\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,381\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée (5-6) : $\alpha=0,0265 ;$

$$\gamma = 6.269/4.568 = 1,372$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1.372 - 1)/2 + 25/100 = 0,436$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,023 \leq 0,436 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appui de rive : $\alpha = 0,0358$

$$\gamma = 1.297/0.945 = 1,372$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,372 - 1)/2 + 25/100 = 0,437$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0358 < 0,437 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0,1237$

$$\gamma = 4,324/3.150 = 1,372$$

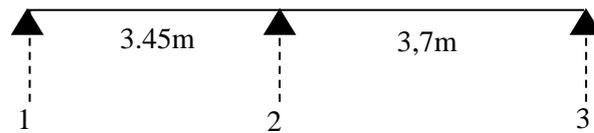
$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,372 - 1)/2 + 25/100 = 0,436$$

$$\alpha = 0,1237 < 0,436 \dots\dots\dots \text{CV}$$

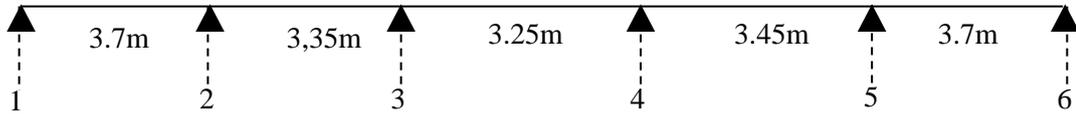
Condition de la flèche :

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2/3.4 = 0,0588 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Type « 02 »



Type «03 »



-Calcul des constantes :

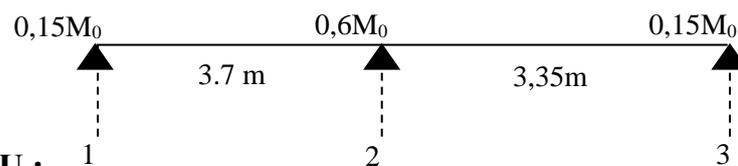
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.34} = 0.219$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.219) = 1.065$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.219)/2 = 0.532$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.219)/2 = 0.632$$

A.Type «01 »



a) Calcul à l'E.L.U :

Combinaison de charge : (Le calcul se fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6,148 \text{ KN/ml}}$$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u L^2 / 8$

$$L = 3,7\text{m}; M_{0(1-2)} = 6.148 \times (3.7)^2 / 8 = \mathbf{10.520 \text{ KN.m}}$$

$$L = 3,35\text{m}; M_{0(2-3)} = 6.148 \times (3.35)^2 / 8 = \mathbf{8.624 \text{ KN.m}}$$

-moment sur appui :

$$M_{a1} = 0,15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 10.520 = \mathbf{1.578 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,6M_{0(1-2)} = 0.6 \times 10.520 = \mathbf{6.312 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,15M_{0(2-3)} = 0.15 \times 8.624 = \mathbf{1.293 \text{ KN.m}}$$

-moment en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.065 (10.520) - (6.312 + 1.578) / 2 = 7.258 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 10.520 = 6.648 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = 7.258 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.065 (8.624) - (6.312 + 1.293)/2 = 5.382 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 8.624 = 5.450 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = 5.382 \text{ KN.m}$$

-Calcul des efforts tranchants :

$$T_{(1-2)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.7/2 = 11.373 \text{ KN}$$

$$T_{(1-2)}^e = 1.15 T_{(1-2)}^w = 1.15 \times 11.373 = 13.078 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^w = 1.15 q_u L/2 = 1.15 \times 6.148 \times 3.35/2 = 11.842 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^e = q_u L/2 = 6.148 \times 3.35/2 = 10.297 \text{ KN}$$

b) Calcul à l'E.L.S: (Le calcul ce fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$q_s = (Q + G) \cdot b = (5.34 + 1.5) \times 0.65 = 4.446 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

a-moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2/8$

$$L = 3.7\text{m}; M_{0(1-2)} = 4.446 \times (3.7)^2/8 = 7.608 \text{ KN.m}$$

$$L = 3.35\text{m}, M_{0(2-3)} = 4.446 \times (3.35)^2/8 = 6.236 \text{ KN.m}$$

b -les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.608 = 1.141 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.60 M_{0(1-2)} = 0.6 \times 7.608 = 4.564 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.15 M_{0(2-3)} = 0.15 \times 6.236 = 0.935 \text{ KN.m}$$

c-Les moments en travées:

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.065 (7.608) - (1.141 + 4.564)/2 = 5.250 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 7.608 = 4.808 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = 5.250 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.065 (6.236) - (4.564 + 0.935)/2 = 3.891 \text{ KN.m} \\ 0.632 \times 6.236 = 3.941 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = 3.891 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

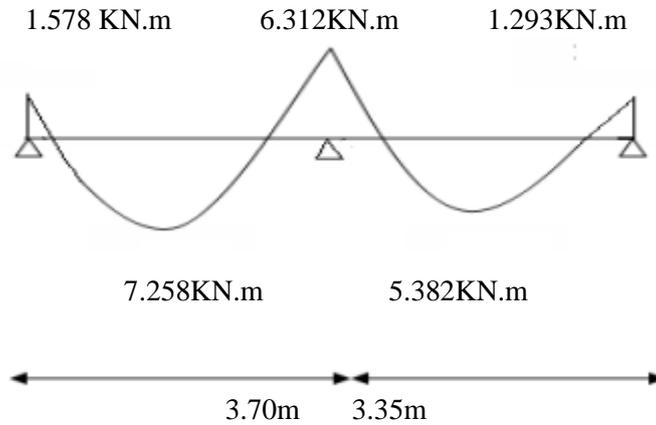


Fig III.22 : Diagramme des moments à L'ELU (3)

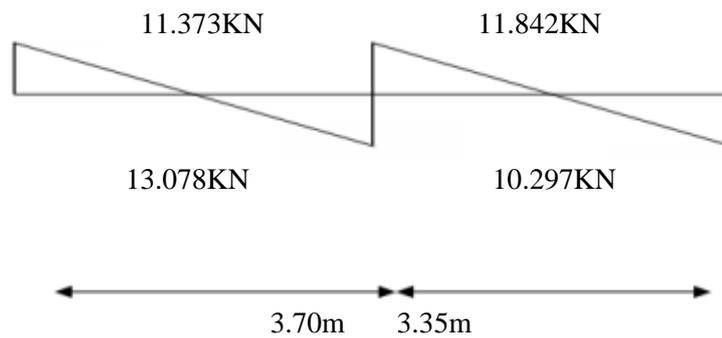


Fig III.23 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (4)

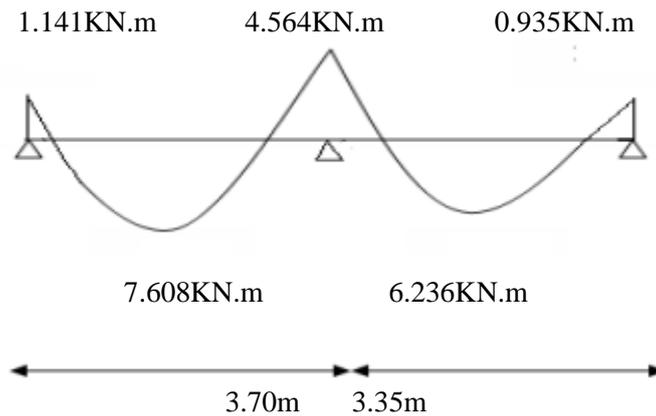


Fig III.24 : Diagramme des moments à l'ELS (5)

d) Ferrailage de la poutrelle « type01 »

-Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 58,947 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} \Rightarrow$ la section sera calculée comme une section rectangulaire $b \cdot h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

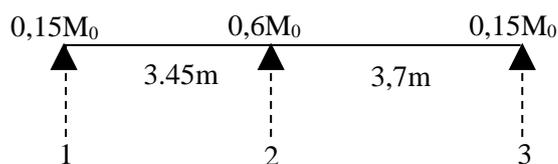
$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau de calcul :

Tableau III.5 : ferrailage de poutrelle type 01

section	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$	$A_{\text{adoptée}}$
1	1.578	10	18	0.0290	0.0368	17.73	0.255	0.22	1T10=0.79
1-2	7.258	65	18	0.0205	0.0259	17.81	1.171	1.413	2T10=1.57
2	6.312	10	18	0.1160	0.1545	16.80	1.079	0.22	2T10=1.57
2-3	5.382	65	18	0.0165	0.0208	17.85	0.866	1.413	2T10=1.57
3	1.293	10	18	0.0233	0.0295	17.78	0.208	0.22	1T10=0.79

B.Type «02 »



a) Calcul à l'E.L.U :

Combinaison de charge : (Le calcul se fait pour une bande de b=65cm)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6,148 \text{ KN/ml}}$$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$L = 3,45 \text{ m}$; $M_{0(1-2)} = 6,148 \times (3,45)^2 / 8 = \mathbf{9,147 \text{ KN.m}}$

$L = 3,7 \text{ m}$, $M_{0(2-3)} = 6,148 \times (3,7)^2 / 8 = \mathbf{10,520 \text{ KN.m}}$

-Moments sur appui :

$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0,15 \times 9,147 = \mathbf{1,372 \text{ KN.m}}$

$M_{a2} = 0,6 M_{0(1-2)} = 0,6 \times 10,520 = \mathbf{6,312 \text{ KN.m}}$

$M_{a3} = 0,15 M_{0(2-3)} = 0,15 \times 10,520 = \mathbf{1,578 \text{ KN.m}}$

-Moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,065 (9,147) - (1,372 + 6,312) / 2 = 5,899 \text{ KN.m} \\ 0,632 \times 9,147 = 5,780 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(1-2)} = 5,899 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,065 (10,520) - (6,312 + 1,372) / 2 = 7,361 \text{ KN.m} \\ 0,632 \times 10,520 = 6,648 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(2-3)} = 7,361 \text{ KN.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

$T_{(1-2)}^w = q_u \cdot L / 2 = 6,148 \times 3,45 / 2 = \mathbf{10,605 \text{ KN}}$

$T_{(1-2)}^e = 1,15 T_{(1-2)}^w = 1,15 \times 10,605 = \mathbf{12,195 \text{ KN}}$

$T_{(2-3)}^w = 1,15 q_u L / 2 = 1,15 \times 6,148 \times 3,7 / 2 = \mathbf{13,079 \text{ KN}}$

$T_{(2-3)}^e = q_u L / 2 = 6,148 \times 3,7 / 2 = \mathbf{11,373 \text{ KN}}$

b) Calcul à l'E.L.S:

Combinaison à l'E.L.S :

$q_s = (Q + G).b = (5,34 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,446 \text{ KN/ml}}$ (Pour une bande de 0,65m)

Calcul les moments :

-moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$

$L = 3,45 \text{ m}$; $M_{0(1-2)} = 4,446 \times (3,45)^2 / 8 = \mathbf{6,614 \text{ KN.m}}$

$L = 3,7 \text{ m}$, $M_{0(2-3)} = 4,446 \times (3,7)^2 / 8 = \mathbf{7,608 \text{ KN.m}}$

-les moments sur appuis :

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

$$M_{a1} = 0,15M_{0(1-2)} = 0,15 \times 6,614 = \mathbf{0,992 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,60M_{0(1-2)} = 0,6 \times 7,608 = \mathbf{4,564 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,15M_{0(2-3)} = 0,15 \times 7,608 = \mathbf{1,141 \text{ KN.m}}$$

-Les moments en travées: Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1,065 (6,614) - (0,992 + 4,564)/2 = 4,265 \text{ KN.m} \\ 0,632 \times 6,614 = 4,180 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(1-2)} = 4,265 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1,065 (7,608) - (4,564 + 1,141)/2 = 5,250 \text{ KN.m} \\ 0,632 \times 7,608 = 4,808 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(2-3)} = 5,250 \text{ KN.m}$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

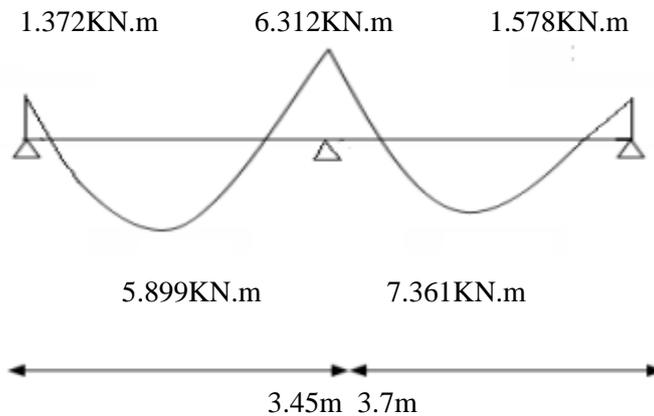


Fig III.25 : Diagramme des moments à L'ELU (6)

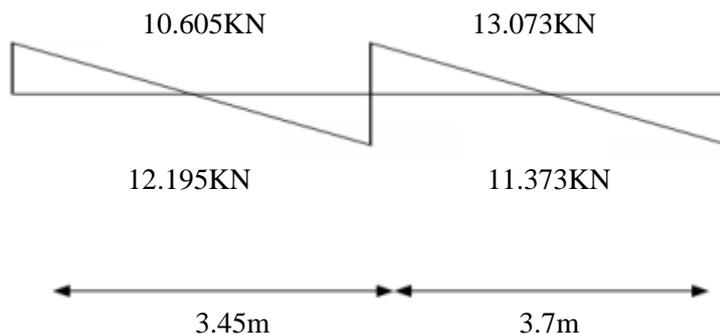


Fig III.26 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (7)

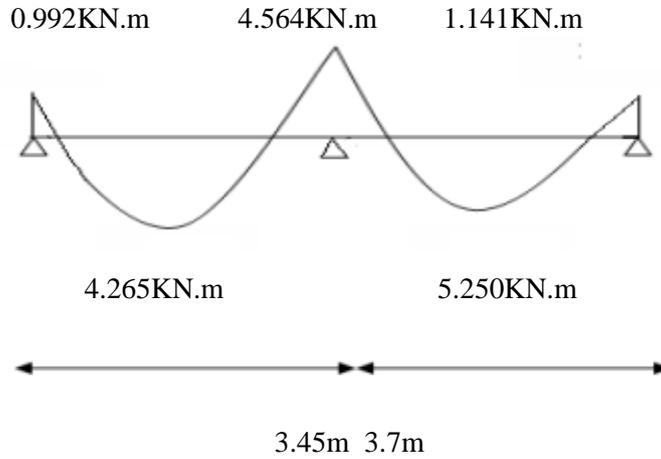


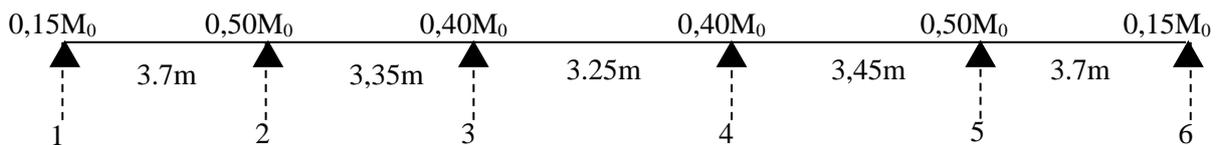
Fig III.27 : Diagramme des moments à l'ELS (8)

Tableau de calcul :

Tableau III.6: ferrailage de poutrelle type 02

SECTION	M _U (KN.M)	B (CM)	D (CM)	M	A	Z (CM)	A _S (CM ²)	A _{SMIN}	A _{ADOPTEE}
1	1.372	10	18	0.0248	0.0315	17.77	0.221	0.22	1T10=0.79
1-2	5.899	65	18	0.0163	0.0206	17.85	0.949	1.413	2T10=1.57
2	6.312	10	18	0.1160	0.1546	16.80	1.079	0.22	2T10=1.57
2-3	7.361	65	18	0.0205	0.0259	17.81	1.187	1.413	2T10=1.57
3	1.578	10	18	0.0290	0.0368	17.70	0.256	0.22	1T10=0.79

C.Type « 03 » :



a) Calcul à l'E.L.U :

Combinaison de charge :(Le calcul se fait pour une bande de b=65cm)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6,148 \text{ KN/ml}}$$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$L = 3.7\text{m}$; $M_{0(1-2)} = 6.148 \times (3.7)^2 / 8 = \mathbf{10.520\text{KN.m}}$

$L = 3.35\text{ m}$; $M_{0(2-3)} = 6.148 \times (3.35)^2 / 8 = \mathbf{8.624\text{KN.m}}$

$L = 3.25\text{m}$; $M_{0(3-4)} = 6.148 \times (3.25)^2 / 8 = \mathbf{8.117\text{KN.m}}$

$L = 3,45\text{m}$; $M_{0(4-5)} = 6.148 \times (3.45)^2 / 8 = \mathbf{9.147\text{KN.m}}$

$L = 3.7\text{ m}$, $M_{0(5-6)} = 6.148 \times (3.7)^2 / 8 = \mathbf{10.520\text{ KN.m}}$

Moments sur appui :

$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 10.520 = \mathbf{1.578\text{KN.m}}$

$M_{a2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 10.520 = \mathbf{5.26\text{KN.m}}$

$M_{a3} = 0,4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 8.624 = \mathbf{3.449\text{ KN.m}}$

$M_{a4} = 0,4 M_{0(4-5)} = 0.4 \times 9.147 = \mathbf{3.658\text{KN.m}}$

$M_{a5} = 0,5 M_{0(5-6)} = 0.5 \times 10.520 = \mathbf{5.26\text{KN.m}}$

$M_{a6} = 0,15 M_{0(5-6)} = 0.15 \times 10.520 = \mathbf{1.578\text{KN.m}}$

-Moments en travée:

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (10.520) - (1.578 + 5.26) / 2 = 7.784\text{KN.m} \\ 0.632 \times 10.520 = 6.648\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(1-2)} = 7.784\text{KN.m}$

Travée (2-3) : travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (8.624) - (5.26 + 3.449) / 2 = 4.830\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 8.624 = 4.594\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(2-3)} = 4.830\text{KN.m}$

Travée (3-4) : travée intermédiaire :

$$M_{t(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (8.117) - (3.449 + 3.658) / 2 = 5.091\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 8.117 = 4.324\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(3-4)} = 5.091\text{KN.m}$

Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$M_{t(4-5)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (9.147) - (3.658 + 5.26) / 2 = 5.287\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 9.147 = 4.873\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(4-5)} = 5.287\text{KN.m}$

Travée (5-6): travée de rive :

$$M_{t(5-6)} : \max \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (10.520) - (5.26+1.578)/2 = 7.789 \text{KN.m} \\ 0.632 \times 10.520 = 6.648 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(5-6)} = 7.784 \text{KN.m}$$

-Calcul des efforts tranchants : $T = q_u \cdot L/2$

$$T^w_{(1-2)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.7/2 = \mathbf{11.373 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(1-2)} = 1,1 T^w_{(1-2)} = 1.1 \times 6.148 \times 3.7 / 2 = \mathbf{12.511 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(2-3)} = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.35 / 2 = \mathbf{11.327 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(2-3)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.35/2 = \mathbf{10.297 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(3-4)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.25/2 = \mathbf{9.990 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(3-4)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.25/2 = \mathbf{9.990 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(4-5)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.45/2 = \mathbf{10.605 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(4-5)} = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.45/2 = \mathbf{11.665 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(5-6)} = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.7/2 = \mathbf{12.511 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(5-6)} = q_u \cdot L/2 = 6.148 \times 3.7/2 = \mathbf{11.373 \text{ KN}}$$

b) Calcul à l'E.L.S: $q_s = 4.446 \text{ KN.m}$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2/8$

$$L = 3,7 \text{m} ; M_{0(1-2)} = 4.446 \times (3.7)^2/8 = \mathbf{7.608 \text{ KN.m}}$$

$$L = 3,35 \text{m} ; M_{0(2-3)} = 4.446 \times (3.35)^2/8 = \mathbf{6.236 \text{ KN.m}}$$

$$L = 3,25 \text{m} ; M_{0(3-4)} = 4.446 \times (3.25)^2/8 = \mathbf{5.870 \text{ KN.m}}$$

$$L = 3,45 \text{m} ; M_{0(4-5)} = 4.446 \times (3.45)^2/8 = \mathbf{6.614 \text{ KN.m}}$$

$$L = 3,7 \text{m} ; M_{0(5-6)} = 4.446 \times (3.7)^2/8 = \mathbf{7.608 \text{ KN.m}}$$

Les moments sur appui:

$$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.608 = \mathbf{1.141 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.608 = \mathbf{3.804 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 6.236 = \mathbf{2.494 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0,4 M_{0(4-5)} = 0.4 \times 6.614 = \mathbf{2.645 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0,5 M_{0(5-6)} = 0.5 \times 7.608 = \mathbf{3.804 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0,15 M_{0(5-6)} = 0.15 \times 7.608 = \mathbf{1.141 \text{ KN.m}}$$

-Moments en travée:

Travée (1-2): travée de rive :

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (7.608) - (1.141+3.804)/2 = 5.630\text{KN.m} \\ 0.632 \times 7.608 = 4.808\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = 5.630\text{KN.m}$$

Travée (2-3) : travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (6.236) - (3.804+2.494)/2 = 3.492\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 6.236 = 3.322\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(2-3)} = 3.492\text{KN.m}$$

Travée (3-4) : travée intermédiaire :

$$M_{t(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (5.870) - (2.494+2.645)/2 = 3.682\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 5.870 = 3.127 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(3-4)} = 3.682\text{KN.m}$$

Travée (4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (6.614) - (2.645+3.804)/2 = 3.819\text{KN.m} \\ 0.5328 \times 6.614 = 3.523\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(4-5)} = 3.819\text{KN.m}$$

Travée (5-6): travée de rive :

$$M_{t(5-6)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.065 (7.608) - (3.804+1.141)/2 = 5.630\text{KN.m} \\ 0.632 \times 7.608 = 4.808\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(5-6)} = 5.630\text{KN.m}$$

Diagrammes des moments et efforts tranchants :

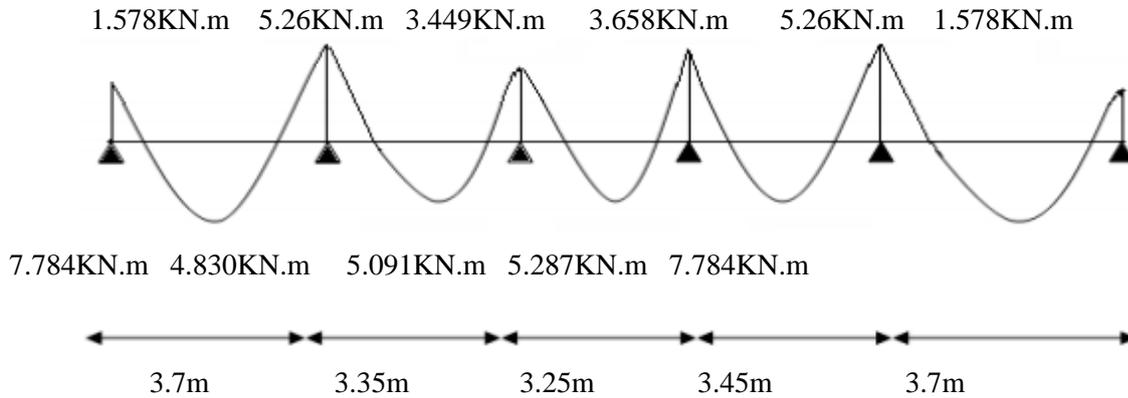


Fig III.28 : Diagramme des moments à L'ELU(9)

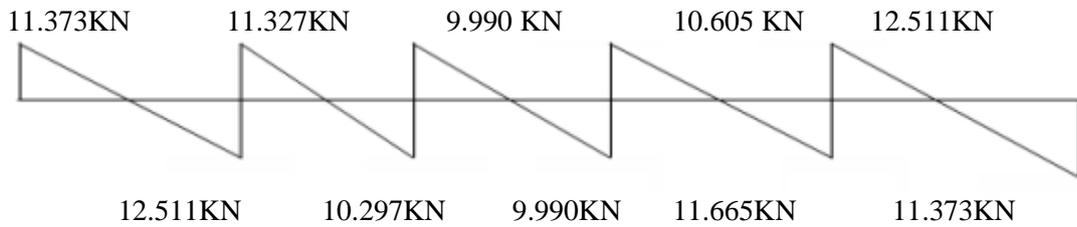


Fig III.29 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (10)

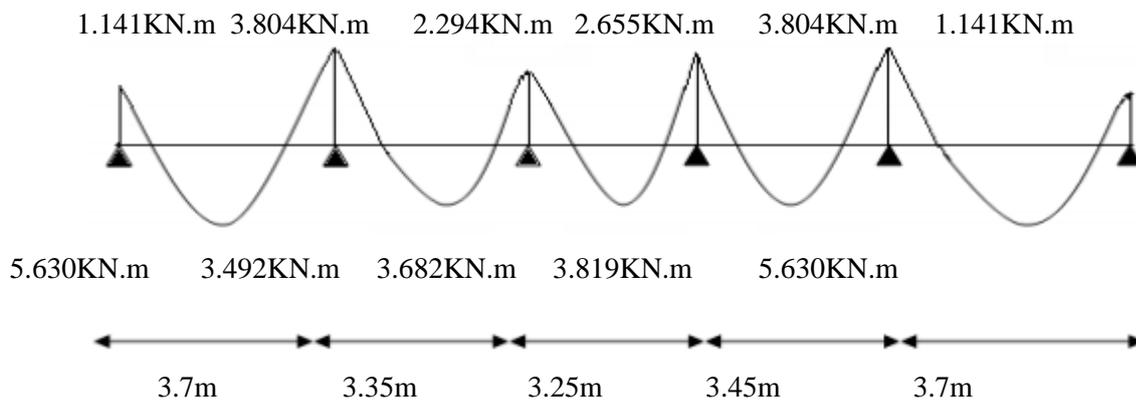


Fig III.30 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (11)

Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = 58,947 \text{KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20)$ cm

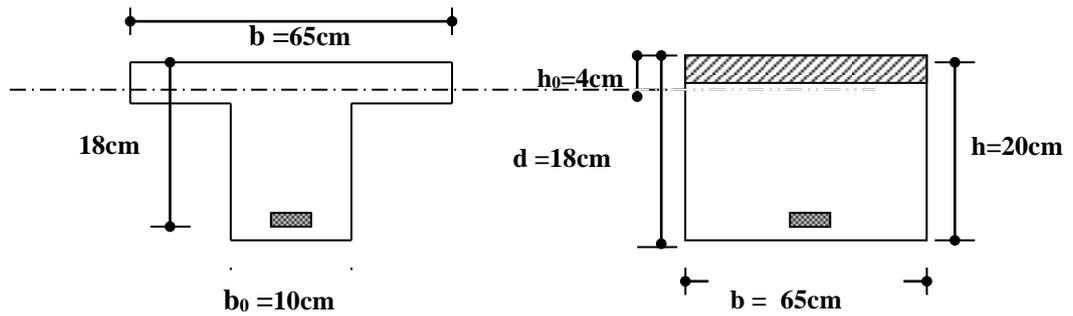


Fig III.31 : Schéma de poutrelle

pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.7: ferrailage de poutrelle type 03

Appuis et traveès	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
1	1.578	10	18	0.0343	0.0368	0.1773	0.255	0.22	1T10=0,79
1-2	7.784	65	18	0.0260	0.0278	0.1779	1.257	1.413	2T10=1,57
2	5.26	10	18	0.1145	0.1274	0.1708	0.884	0.22	1T10=0,79
2-3	4.830	65	18	0.0161	0.0167	0.1787	0.776	1.413	2T10=1,57
3	3.449	10	18	0.0751	0.0804	0.1742	0.568	0.22	1T10=0,79
3-4	5.091	65	18	0.0170	0.0175	0.1787	0.818	1.413	2T10=1,57
4	3.658	10	18	0.0796	0.0859	0.1738	0.604	0.22	1T10=0,79
4-5	5.287	65	18	0.0177	0.0184	0.1786	0.850	1.413	2T10=1,57
5	5.26	10	18	0.1145	0.1274	0.1708	0.884	0.22	1T10=0,79
5-6	7.784	65	18	0.0260	0.0278	0.1779	1.257	1.413	2T10=1,57
6	1.578	10	18	0.0343	0.0368	0.1773	0.255	0.22	1T10=0,79

Vérification à l'E.L.U :

-condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{1,413 \text{ cm}^2}$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \geq 1,413 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

-sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}$$

$$0,79 \text{ cm}^2 \geq 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 12,511 \text{ N}$$

***fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,511 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} = 0,695 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,695 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 100/10; 10) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ 1 cadre T6 \longrightarrow

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = \mathbf{0,56 \text{ cm}^2}$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16,2 \text{ cm}}$$

On adopte: $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{11,373}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3} = 1,404 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,404 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermediaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12,511}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3} = 1,544 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,544 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée (5-6) : $\alpha = 0,0278 ;$

CHAPITRE : 03 / Étude des éléments secondaires

$$\gamma = 7.784 / 5.630 = 1,382$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1,382 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0278 \leq 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appui de rive : $\alpha = 0,0368$

$$\gamma = 1.578 / 1.141 = 1,383$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \Rightarrow (1,382 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0368 \leq 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0,1274$

$$\gamma = 5.260 / 3.804 = 1,382$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1,382 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\alpha = 0,1274 < 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Condition de la flèche :

$$h / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 0,2 / 3,7 = 0,0588 \geq 1 / 22,5 = 0,044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,20 / 3,7 = 0,0540 \geq 7.784 / 15 \times 10.520 = 0,0493 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57 / 10 \times 18 = 0,0087 \leq 3,6 / 400 = 0,009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

\Rightarrow Donc le calcul de la flèche est inutile

Ferraillage des planchers :

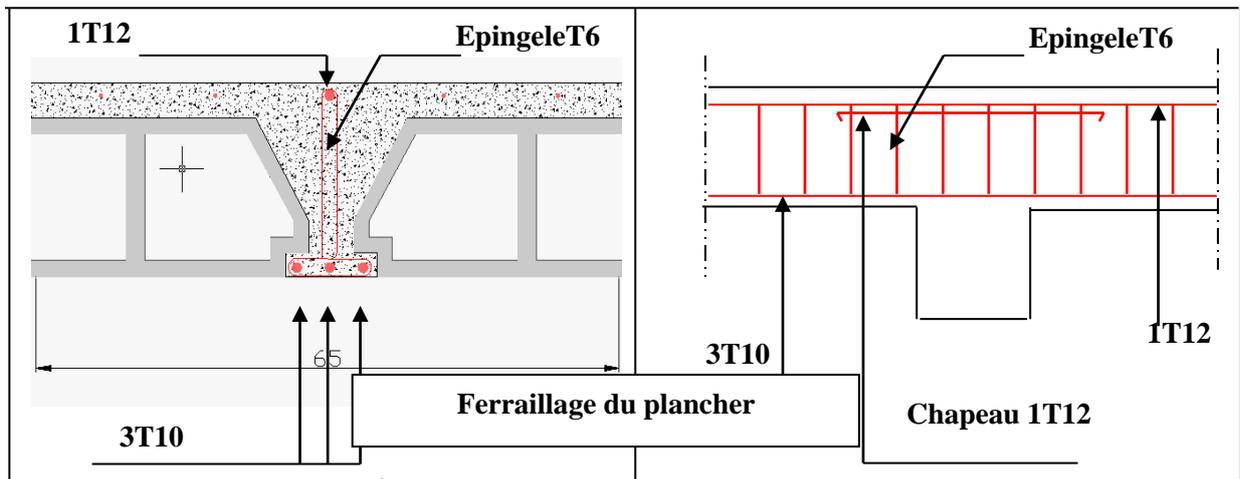


Fig III.32 : Ferraillage des planchers

Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003, ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

Chapitre IV :
Étude Sismique

CHAPITRE 04 : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

IV.2 Présentation du Logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL:

Le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

IV.3 Objective de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une

meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.4 Choix de la Méthode de Calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5 La Méthode Statique Equivalente

-Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

-Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

-Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

-La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV.6 La Méthode d'Analyse Modale Spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.
- La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.7 La Méthode d'Analyse Dynamique

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.8 Paramètres de calcul

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, MILA se situe dans une zone de sismicité moyenne '***ZONE II***

Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective groupe d'usage 2

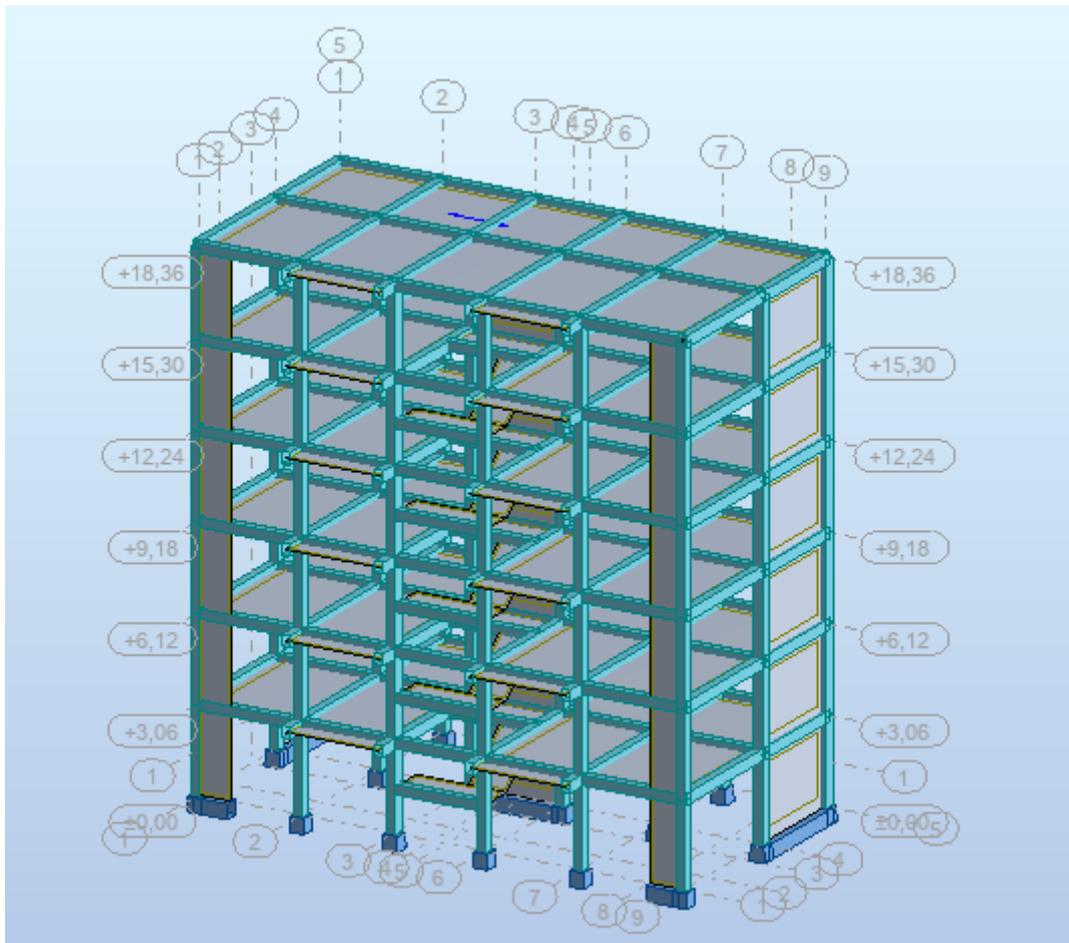


Figure IV.1 : Présentation 3D du bâtiment.

IV.9 Conditions d'application de la Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m au zone I et II_a et à 30m en zone II_b.
- b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur les conditions complémentaires suivantes:

Zone III:

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou

17m Groupe d'usage **1B**, si hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou

10m Groupe d'usage **1A**, si hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou

08m

- **Notre bâtiment est régulier en plan et en élévation avec groupe d'usage 2 et une hauteur de bâtiment égale à 18.36m**

Donc la méthode statique équivalente est applicable pour notre structure.

IV.10 Application de la méthode statique équivalente

IV.10.1 La force sismique totale à la base de la structure

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération de zone ; il dépend du groupe d'usage du bâtiment et la zone sismique.

D : coefficient d'amplification

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

- zone sismique (IIA) : Wilaya de MILA.
- Group d'usage (2) ; « bâtiment d'habitation »

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale: Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants: Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Donc: **A=0.15**

Facteur de qualité (Q):

Le facteur de qualité est fonction de:

- La redondance et la géométrie des éléments structuraux
- La régularité en plan et en élévation

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

- La qualité du contrôle de la construction

Il dépend de l'hypercité de la surabondance du système de la symétrie en plan d'où :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{10} Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que la critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau IV.1)

Tableau IV.2: Valeur des pénalités (Pq)

Critère q	Observé	Nonobs ervé
1. Conditions minimales sur les files de CV	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.05

Donc **Q=1.2**

Coefficient de comportement global de la structure (R):

Donner par

Le Tableau (4.3 du RPA), en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé par voile. Dans ce structure **R = 4**

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de comportement : R

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η)

Et de la période fondamentale de la structure (T):

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

- Catégorie S₁ «site rocheux»
- Catégorie S₂ «site ferme»
- Catégorie S₃ «site meuble»
- Catégorie S₄ «site très meubles»

Tableau IV.4: Classification du Site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂(sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudiée est située dans un site rocheux S₁

T₁ et T₂ : periode caractéristique associées à la catégorie de site (tableau4.7).

$$S_1 \Rightarrow T_1 = 0.15 \quad \text{et} \quad T_2 = 0.3$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/8} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\eta = 8.5$$

$$\xi_i = 5\%$$

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

T: période fondamentale de la structure → $T = C_t h n^{3/4}$ avec $C_t = 0.09 h n / \sqrt{D}$

H_n : 18.36m

C_t = coefficient fonction du système de contreventement C_t = 0.05

$$\text{Donc } T = 0.05 * 18.36^{3/4} = 0.44s$$

D : dimension de bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul

Tableau IV.5 : Système de contreventement

Cas n°	Système de contreventement	C _t
1	Portiques autostables en BA sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	CV assuré partiellement ou totalement par des voiles en	0.050

Dans les cas numéro 3 et 4 on peut également utiliser aussi la formule

$$T = 0.09hn/\sqrt{D}$$

Direction X si **D_x = 17.45 m**

$$3 - T = C_t h n^{3/4} = 0.05 * 18.36^{3/4} = 0.44s$$

$$4 - T_x = 0.09hn/\sqrt{D_x} = 0.09 * 18.36/\sqrt{17.45} = 0.395s$$

Direction Y si **D_y = 8.85 m**

$$3 - T = C_t h n^{3/4} = 0.05 * 18.36^{3/4} = 0.443s$$

$$4 - T_y = 0.09hn/\sqrt{D_y} = 0.09 * 18.36/\sqrt{8.85} = 0.555s$$

Donc

$$T_x = \min(0.443s; 0.395s) = 0.395s$$

$$T_y = \min(0.443s; 0.555s) = 0.44s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est:

$$T_{x,st} = 1.3 \times 0.395 = 0.513 \text{sec}$$

$$T_{y,st} = 1.3 \times 0.443 = 0.576 \text{sec}$$

Calcul de Facteur d'amplification D

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens **D_x** et **D_y**, respectivement pour le sens longitudinal et transversal commesuit:

Sens X

$$\text{Ona: } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.355 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_x = 2.04$$

Sens Y

$$\text{Ona: } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.355 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_y = 2.04$$

IV.11 Calcul de la résultante des forces sismiques V_x V_y

Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i):

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

W_G : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_Q : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ Pour tous les étages à usage d'habitation RPA99 (Tableau 4.5)

D'après le ROBOT le poids de la structure est: $W=11416.65\text{KN}$.

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 11416.65 = 1048.04 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 838.43 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 11416.65 = 1048.04 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 838.43 \text{ KN}$$

La force sismique $V_{\text{dynamique}}$ à la base

Cas 7 : Ex

Cas 7 (C)	G+0.2Q					
Somme totale	-0,00	-0,00	1141,67	-1,25	-0,72	0,04
Somme réaction	-0,00	-0,00	1141,67	4910,71	-9956,69	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-1141,67	-4910,71	9956,69	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00
Précision	2,35919e-05	4,07493e-14				

V_x dynamique : 1141.67 KN

Cas 13 : Ey

Cas 13 (C)	G+Q					
Somme totale	-0,00	-0,00	1260,89	-1,14	-0,91	0,06
Somme réaction	-0,00	-0,00	1260,89	5378,86	-10996,96	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-1260,89	-5378,86	10996,96	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00
Précision	2,95903e-05	7,51276e-14				

V_y dynamique : 1260.89 KN

IV.12. Disposition des voiles :

IV.12.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

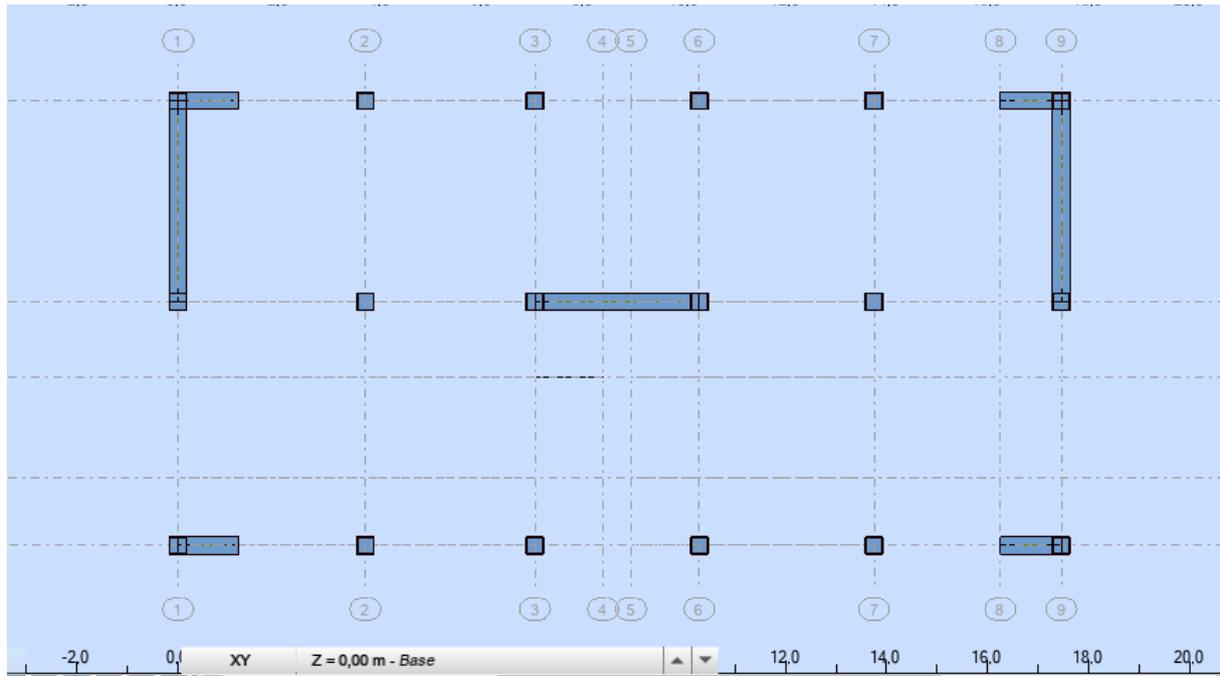
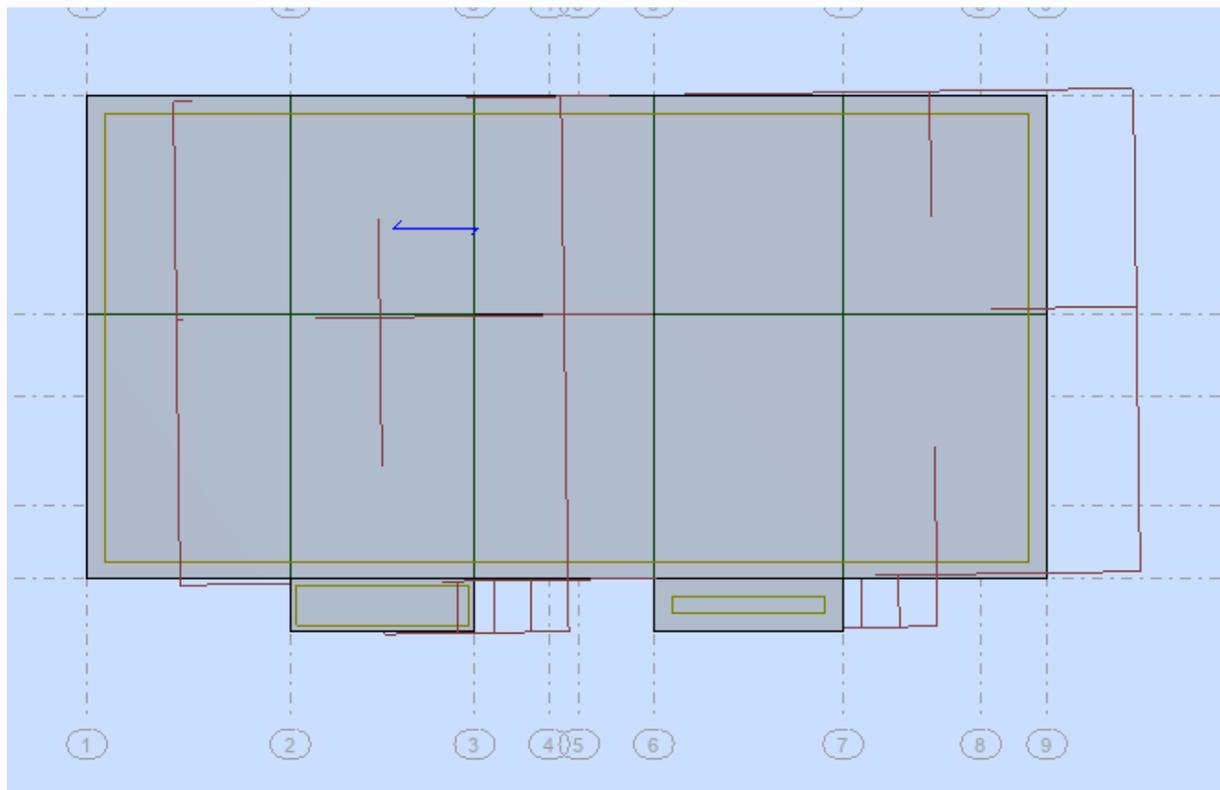
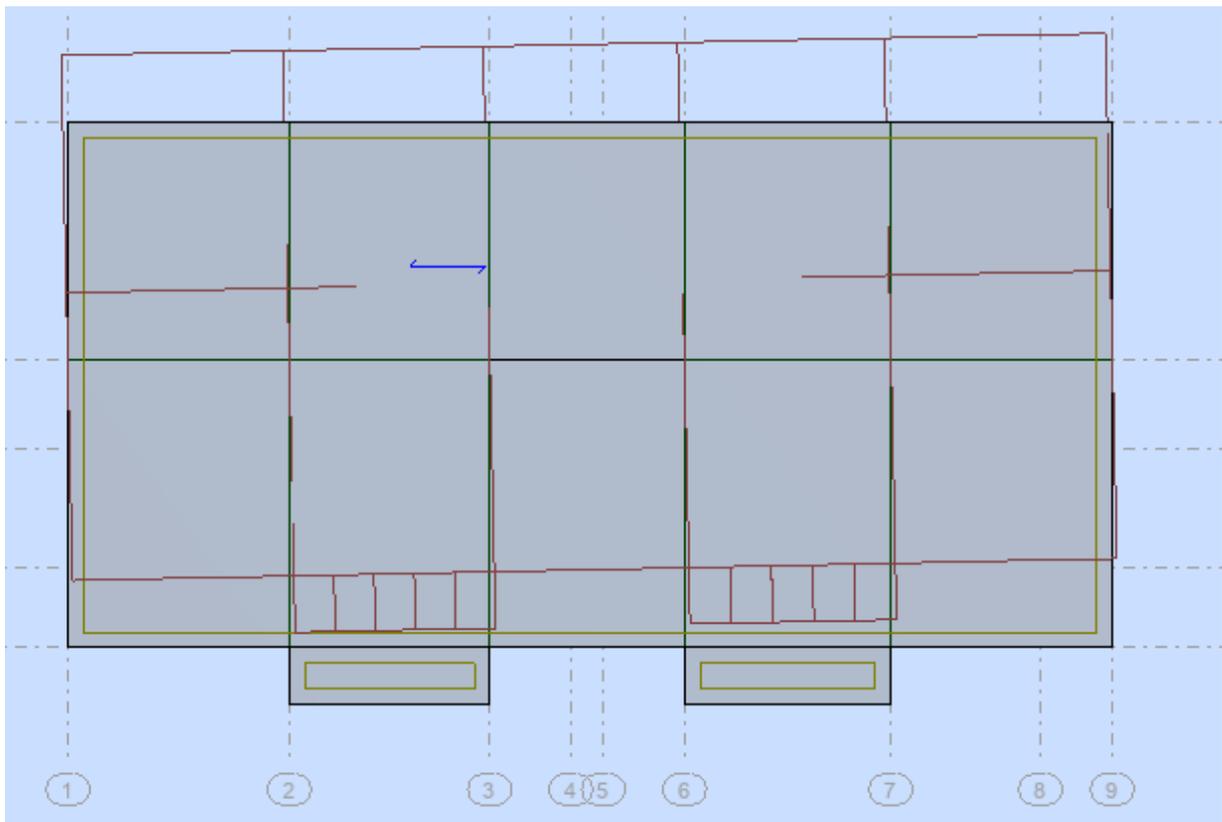


Fig IV.2 : Disposition des voiles



FigIV.3:Mode 1 translation selon y-y



FigIV.4 : Mode 2 translation selon x-x

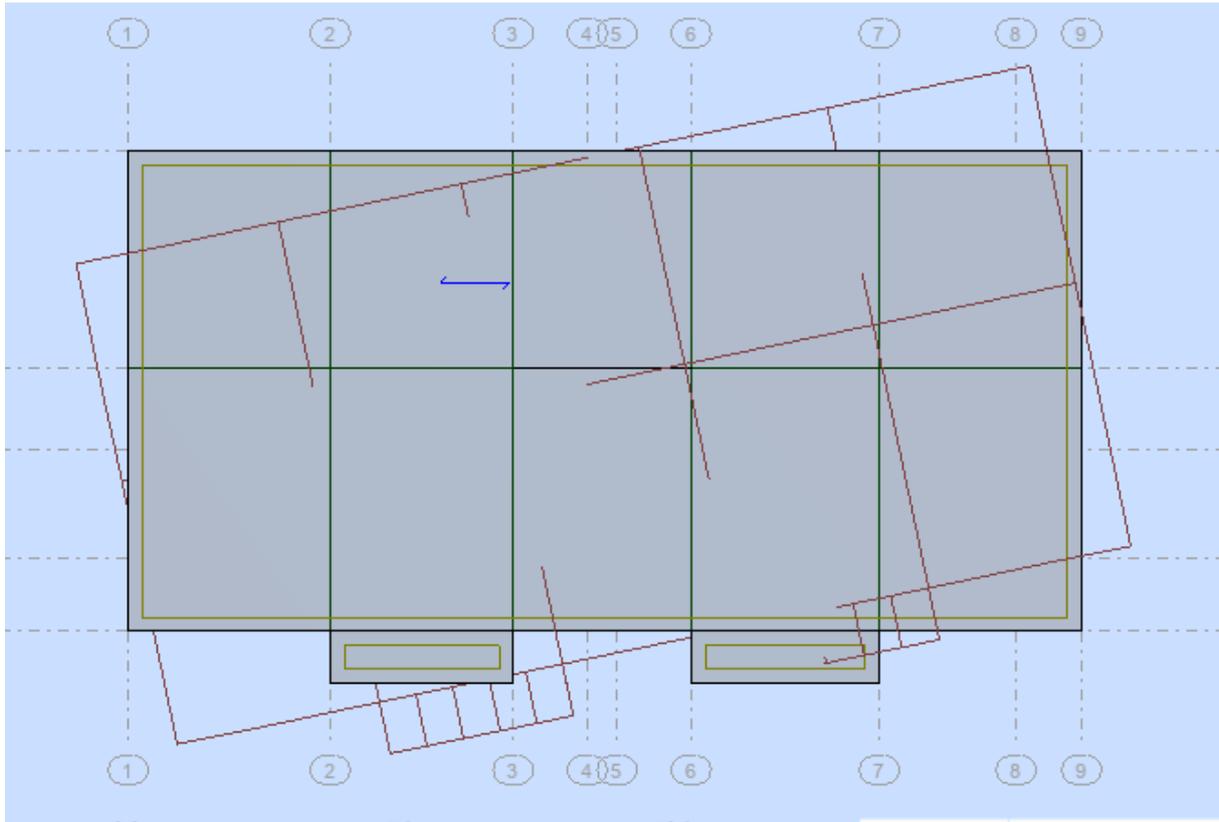


Fig IV.5: Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z

Le RPA99/version2003 (Article 4.3.4-a) exige que le nombre de mode de vibration à Retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au Moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse Totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

TableauIV.6 : Periode de vibration et taux de participation

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,92	0,52	70,35	0,01	0,00	70,35	0,01	0,00	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 2	2,67	0,37	70,38	68,22	0,04	0,03	68,21	0,04	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 3	3,67	0,27	70,54	68,92	0,04	0,16	0,70	0,00	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 4	6,30	0,16	70,54	68,95	0,26	0,00	0,03	0,22	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 5	7,58	0,13	87,92	68,95	0,26	17,38	0,00	0,00	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 6	11,26	0,09	87,93	89,29	0,64	0,01	20,34	0,38	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 7	13,44	0,07	87,93	89,33	38,04	0,00	0,04	37,40	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 8	14,12	0,07	87,93	89,34	38,05	0,00	0,00	0,01	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 9	14,58	0,07	87,93	89,34	46,00	0,00	0,00	7,95	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 10	15,59	0,06	88,22	89,35	46,00	0,28	0,01	0,00	1141665,26	1141665,26	1141665,26
4/ 11	15,71	0,06	88,44	89,49	46,01	0,22	0,14	0,01	1141665,26	1141665,26	1141665,26

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

Analyse des résultats :

Ces résultats montrent que la participation modale suivant :

-La direction X atteint 80% lorsqu'on prend les 8 modes (88.44%).

-La direction Y elle atteint 80% lorsqu'on prend les 7 premiers modes (89.49%).

Vérification de la période :

L'Article (4.2.4) du RPA99/Version2003 recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% :

$$T_{dy}(\text{Mode 01})=0.52s < T_{\text{empirique}}=1.3 \times 0.44 = 0.572s \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'Article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base

V_{obtenue} par combinaison des valeurs modales ne doit pas être

inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par équivalente

V_{st} .

Nous avons :

$$V_{\text{dynamiaque}} \geq 0.8 V_{\text{st}}$$

Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques

Forces sismiques	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$0.8 V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{dynamiaue}}(\text{KN})$	Observation
Sensxx	1048.04	838.43	1147.67	CV
Sensyy	1048.04	838.43	1260.89	CV

Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par : D'après RPA99/ version2003 (Article 4.4.3) :

$$\delta K = R \times \delta eK$$

δeK = Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R = 4).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Le RPA99/ version2003 (Article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1%

De la hauteur de l'étage :

$$\Delta K \leq 1 \% \times h_e$$

h_e : La hauteur de l'étage

TableauIV.8:Vérification des déplacements pour le sens xx.

Niveau	Sensxx						Obs.
	$\delta_{eK}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\Delta K(m)$	$1\%h_e$ (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	
RDC	0.001	4	0.004	0.004	0.0306	0.0013	ok
1 ^{er} etage	0.004	4	0.016	0.012	0.0306	0.0039	ok
2 ^{eme} Etage	0.008	4	0.032	0.016	0.0306	0.0052	ok
3 ^{eme} Etage	0.012	4	0.048	0.016	0.0306	0.0052	ok
4 ^{eme} Etage	0.016	4	0.064	0.016	0.0306	0.0052	ok
5 ^{eme} Etage	0.020	4	0.080	0.016	0.0306	0.0052	ok
6 ^{eme} Etage	0.024	4	0.096	0.016	0.0306	0.0052	ok

TableauIV.9:Vérification des déplacements pour le sens yy

Niveau	Sensyy						Obs.
	$\delta_{eK}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\Delta K(m)$	$1\%h_e$ (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	
RDC	0.002	4	0.008	0.008	0.0306	0.0026	Ok
1 ^{er} Etage	0.006	4	0.024	0.016	0.0306	0.0052	Ok
2 ^{eme} Etage	0.011	4	0.044	0.020	0.0306	0.0065	Ok
3 ^{eme} Etage	0.016	4	0.064	0.020	0.0306	0.0065	Ok
4 ^{eme} Etage	0.021	4	0.084	0.020	0.0306	0.0065	Ok
5 ^{eme} Etage	0.026	4	0.104	0.020	0.0306	0.0065	Ok
6 ^{eme} Etage	0.030	4	0.120	0.016	0.0306	0.0052	Ok

Analysedesrésultats:

D’après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la stabilité de l’ouvrage sous charges horizontales est assurée.

Justificationvis-à-visdel’effetP-Δ:

C’est le moment additionnel dû au produit de l’effort normal dans un poteau au niveau d’un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

L'effet $P-\Delta$ (effet de second ordre) est l'effet du 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 $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

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 ».

Si: $0.1 < \theta_k < 0.2$

L'effet $P-\Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse de la statique du premier ordre par le

Facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si : $\theta_k \geq 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Tableau IV.10: Vérification à L'effet $P-\Delta$.

Niveau	Sens xx					
	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	11416.65	0.004	1147.67	3.06	0.01	CV
1 ^{er} Etage	9757.820	0.012	1114.24	3.06	0.03	CV
2 ^{eme} Etage	8131.516	0.016	1041.34	3.06	0.04	CV
3 ^{eme} Etage	6505.212	0.016	938.14	3.06	0.03	CV
4 ^{eme} Etage	4891.136	0.016	788.35	3.06	0.03	CV
5 ^{eme} Etage	3260.757	0.016	597.23	3.06	0.02	CV
6 ^{eme} Etage	1614.236	0.016	345.21	3.06	0.02	CV

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

Tableau IV.11: Vérification à l'effet P-Δ.

Niveau	Sensyy					
	P _K (KN)	Δk(m)	V _K (KN)	h _K (m)	θ	θ ≤ 0.1
RDC	11416.65	0.008	1260.89	3.06	0.02	CV
1 ^{er} Etage	9757.820	0.016	1224.16	3.06	0.04	CV
2 ^{eme} Etage	8131.516	0.020	1144.07	3.06	0.04	CV
3 ^{eme} Etage	6505.212	0.020	1021.49	3.06	0.04	CV
4 ^{eme} Etage	4891.136	0.020	851.24	3.06	0.03	CV
5 ^{eme} Etage	3260.757	0.020	640.03	3.06	0.03	CV
6 ^{eme} Etage	1614.236	0.016	365.73	3.06	0.02	CV

Analyses des résultats:

D'après les résultats obtenus dans ces tableaux, les effets P-Δ peuvent être négligés.

*Vérification de l'effort normal réduit:

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99/2003[1], dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$V = \frac{Nd}{B \times Fc28} \leq 0.30$$

Avec :

N_d: L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.
B: l'aire de la section transversale du poteau.

*Vérification de l'excentricité accidentelle:

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel; en lui affectant la valeur exigée par le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7).

± 0.05L (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\text{Sens X: } e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{xi}$$

$$\text{Sens Y: } e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{yi}$$

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masses ont données par:

$$X_g = \sum \frac{M_i \times X_i}{M_i} \text{ et } Y_g = \sum \frac{M_i \times Y_i}{M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

$X_i; Y_i$: Coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

Tableau IV.12: Centre de masse et centre de torsion.

Niveau	Position du Centre de masse		Position du Centre de torsion	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
RDC	8.72	4.27	8.71	4.16
1 ^{er} Etage	8.72	4.27	8.71	4.16
2 ^{eme} Etage	8.72	4.27	8.71	4.16
3 ^{eme} Etage	8.72	4.27	8.71	4.16
4 ^{eme} Etage	8.72	4.27	8.71	4.16
5 ^{eme} Etage	8.72	4.27	8.71	4.16
6 ^{eme} Etage	8.72	4.43	8.71	4.16

Calcul de l'excentricité:

L'excentricité théorique:

$$e_x = |X_G - X_R|; e_y = |Y_G - Y_R|$$

-L'excentricité accidentelle:

$$\text{Sens x-x: } e_{acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 17.43 = 0.871 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y: } e_{acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 8.43 = 0.421 \text{ m}$$

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

Tableau IV.13: Vérification de L'excentricité accidentelle

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		Observation
	e_x	e_y	e_{accx}	e_{accy}	$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0.01	0.11	0.871	0.421	CV
1 ^{er} Etage	0.01	0.11	0.871	0.421	CV
2 ^{eme} Etage	0.01	0.11	0.871	0.421	CV
3 ^{eme} Etage	0.01	0.11	0.871	0.421	CV
4 ^{eme} Etage	0.01	0.06	0.871	0.421	CV
5 ^{eme} Etage	0.01	0.12	0.871	0.421	CV
6 ^{eme} Etage	0.01	0.07	0.871	0.421	CV

Analyse des résultats :

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

Vérification de renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_{st} : Moment stabilisant $M_{st} = W \times \frac{L}{2}$

M_r : Moment renversement $M_r = \sum F_i \times h_i$

W: Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Sens xx

Tableau IV.14: Vérification de renversement de la Tour sens xx.

Niveau	F_x	h_i (m)	L_x	$L_x/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_{st} (KN.m)
RDC	1147.67	3.06	17.43	8.71	3511.87	99439.02
1 ^{er} Etage	1114.24	3.06	17.43	8.71	3409.57	84990.61

CHAPITRE : 04 / Étude sismique

2 ^{eme} Etage	1041.34	3.06	17.43	8.71	3186.50	70825.50
3 ^{eme} Etage	938.14	3.06	17.43	8.71	2870.70	56660.39
4 ^{eme} Etage	788.35	3.06	17.43	8.71	2412.35	42601.79
5 ^{eme} Etage	597.23	3.06	17.43	8.71	1827.23	28399.60
6 ^{eme} Etage	345.21	3.06	17.43	8.71	1056.34	14059.99

Analyse des resultats :

$$\sum M_{st} = 396976.9 \text{ KN.m} \quad \sum M_r = 18274.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} / M_r = 21.72 \geq 1.5$$

Cette condition est

verifiéeselon X

Sens yy

Tableau IV.15: Vérification de renversement de la Tour sens yy.

Niveau	F_x	h_i (m)	L_y	$L_y/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_{st} (KN.m)
RDC	1260.89	3.06	8.43	4.16	3858.32	47493.26
1 ^{er} Etage	1224.16	3.06	8.43	4.16	3745.92	40592.53
2 ^{eme} Etage	1144.07	3.06	8.43	4.16	3500.85	33827.10
3 ^{eme} Etage	1021.49	3.06	8.43	4.16	3125.75	27061.68
4 ^{eme} Etage	851.24	3.06	8.43	4.16	2604.79	20347.12
5 ^{eme} Etage	640.03	3.06	8.43	4.16	1958.49	13564.74
6 ^{eme} Etage	365.73	3.06	8.43	4.16	1119.13	6715.22

$$\sum M_{st} = 189601.65 \text{ KN.m} \quad \sum M_r = 19913.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} / M_r = 9.52 \geq 1.5$$

Cette condition est verifiée selon Y

Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme. Après un ferrailage correcte.

Chapitre V :
Étude des éléments
Structuraux

CHAPITRE 05 : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction:

Une structure en béton armé, doit avoir une réponse favorable aux différentes sollicitations qui sont dus soit aux charges verticales ou horizontales. Cependant le bon dimensionnement et la bonne disposition des éléments structuraux ramènent une résistance pour reprendre ces sollicitations ainsi qu'un ferrailage rigide et bien disposé.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On utilise l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V.2.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

-Selon le règlement BAEL 91 :

• E L U $1,35 G + 1,5 Q$

• E L S $G + Q$

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

• $G + Q + EX$

• $G + Q + EY$

• $0,8G \pm EX$

• $0,8G \pm EY$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$, $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003:

Armatures longitudinales :

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b_1 t$ %) est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Le ferrailage :

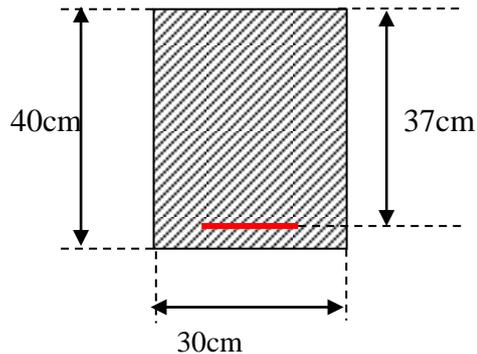


Fig V.1 : Représentation schématique Poteau (30×40)

Tableau V.1 : ferrailage de poteau

poteau	N (KN)	M (KN.m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min} BAEL	A _{min} RPA	A _{adopté} (cm ²)
1	999,672	17,585	6.16	4.52	2.40	9.60	4T14+4T12

Tableau V.2 : Vérification des poteaux sous les sollicitations normales.

Poteaux	Nd(m2)	Nd(m2)	Fc28	V ≤ 0.3	observation
30×40	999.672	30×40	25	0.22	vérifiée

V.2.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

-contrainte de compression du béton :

-Fissuration non préjudiciable : « $\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}; \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ »

Soit le poteau le plus sollicité sous la combinaison : G + Q

$N_{ser} = 1061,168 \text{ KN}$

$M_{ser} = 36,438 \text{ KN.m}$

On à : $c = d - e_a$

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,204 \text{ m}$

Donc : $c = d - e_a = 0,37 - 0,204 = 0,166 \text{ m}$

Alors : $C = 16,6 \text{ cm}$

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

y_c : est la solution de l'équation :

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

Avec :

$$P = -3 c^2 - (90 A_s' \times (c - d') / b) + (90 A_s (d - c) / b) = -317,244 \text{ cm}^2 \quad "A_s' = A_s = 5,34 \text{ cm}^2"$$

$$q = -2 c^3 - (90 A_s' \times (c - d')^2 / b) - (90 A_s \times (d - c)^2 / b) = -9137,9642 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -4629523,294 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = (3q / 2p) \sqrt{\frac{-3}{p}} = 43,21^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0,20$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0,19 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0,14 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = -0,05 \text{ cm}$$

Alors on prend : $y_c = 0,19 \text{ cm}$

Le moment de la section homogène réduite :

$$I = (b \times y_{\text{ser}}^3 / 3) + 15 [A_s \times (d - y_{\text{ser}})^2 + A_s' (y_{\text{ser}} - d')^2];$$

Tel que: $y_{\text{ser}} = y_c + c = 0,19 + 16,6 = 16,79 \text{ cm}$

Donc: $I = 80719,115 \text{ cm}^4$

$$K = N_{\text{ser}} \cdot y_c / I = 1061,168 \times 0,0019 / 80719,115 \times 10^{-8} = 2497,822 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_{\text{ser}} = 0,419 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ La fissuration est non préjudiciable, donc la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures est inutile.

V.2.4 Vérification De L'effort Tranchant

-fissuration non préjudiciable :

▪ D'après le BAEL :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit le poteau le plus sollicitée : $T_{\max} = 46,796 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0,422 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,422 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **D'après l'RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

λ_g : l'élançement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

$$B = 1200 \text{ cm}^2 \quad \ll \text{ aire de la section du béton. } \gg$$

$$I = 160000 \text{ cm}^4 \quad \ll \text{ moment d'inertie de la section. } \gg$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 11,54 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = 18,56 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \cdot 25 = 1,875 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,422 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.2.5 Ferrailage transversal des poteaux

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T}{h_1 \cdot f_e}$$

t : l'espacement de l'RPA ($S_t = 15 \text{ cm}$)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = 18,56 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,5 \times 40,06 \cdot 10^{-3} \times 0,15 / (0,4 \cdot 400) = 0,939 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Détermination de la longueur de la zone nodale :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

V.2.6 Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \varnothing 14 = 40 \times 14 = 560\text{mm}$$

$$L_r \geq 40 \varnothing 12 = 40 \times 12 = 480\text{mm}$$

V.2.7 Schéma de ferrailage des poteaux

➤ Ferrailages des poteaux :

$$\underline{x-x'}: 4T14+4T12=10,68\text{cm}^2$$

$$\underline{y-y'}: 4T14+4T12=10,68\text{cm}^2$$

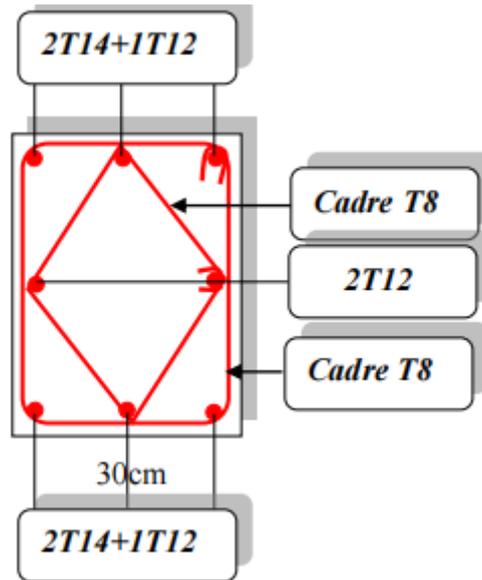


Fig V.2 : Schéma de ferrailage de poteau

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction:

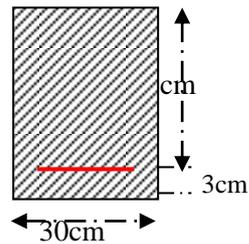
Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer des normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

➤ Ferrailages des poutres transversales :



A. Ferrailage en travée : selon la combinaison **1,35G + 1,5Q**.

$$M_{\max} = 42,626 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,074$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

Tableau V.3: Ferrailage en travée

Portique	élément	M_u (KN.m)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2) BAEL 91	A_{min} (cm^2) R.P.A.99	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
1	1	20,61	1,63	1,34	6,00	3T16 = 6,03
2	2	42,626	3,45	1,34	6,00	3T16 = 6,03
3	3	40,30	3,25	1,34	6,00	3T16 = 6,03

B. Ferrailage sur appuis : nappe supérieure.

Selon la combinaison **G + Q ± E**

$$M_{\max} = 105,146 \text{ KN.}$$

Tableau V.4 : Ferrailage sur appuis nappe supérieure

Portique	M_u (KN.m)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2) BAEL 91	A_{min} (cm^2) R.P.A.99	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
1	105,146	9,12	1,34	6,00	3T16 + 3T12 = 9,42

C. Ferrailage sur appuis : nappe inférieure.

Selon la combinaison **0,8G ± E**

$$M_{\max} = 96,509 \text{ KN.m}$$

Tableau V.5 : Ferrailage sur appuis nappe inférieure

Portique	élément	M_u (KN.m)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2) BAEL 91	A_{min} (cm^2) R.P.A.99	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
----------	---------	--------------	--	---	--	--

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

1	175	96,509	8,28	1,34	6,00	3T16 + 3T12 = 9,42
---	-----	--------	------	------	------	---------------------------

V.3.4 Choix des armatures :

Le choix des armatures en travée : « Ast = **3T16 + 3T12** » de section **15,45**cm²/ml.

B.1-Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement et de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B.2-Armatures transversales :

(RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $\min(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.5 La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure :

$$A_t = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Calcul de σ_b :

$$b.y^3 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^3 + 90,45y - 6693,3 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 13,5 \text{ cm}$

$$I = b.y^3 / 12 + 15.A_s.(d - y)^2 = 56101,95 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée $M_{\text{ser}} = 21,82 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I = 21,82 \times 10^{-3} \times 13,5 \times 10^{-2} / 56101,95 \times 10^{-8} = 5,251 \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

V.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\text{min}} = 5\% . b \times h = 0,50 \times 0,40 \times 0,30 = 6,00 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 48,00 \text{ cm}^2$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A'_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3T16 + 3T12 = 9,42 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 6,03 + 9,42 = 15,45 \text{ cm}^2$$

D'où : $15,45 \text{ cm}^2 < 48,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ La Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 f_{t28} b . d / f_e = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Cv}$$

V.3.7 Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifier:
 - Espacement : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

- Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,74 MPA$$

Soit pratiquement : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis.a.vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha = \pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

Condition de non fragilité :

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

V.3.8 Déterminer les Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du noeud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

V.3.9 Condition de non vérification de la flèche :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature.

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8 = (11,92 + 2,73) \times 1,171 = 25,069 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$h / L \geq 1 / 16 \quad \Rightarrow \quad 0,095 \geq 0,0625$$

$$h / L \geq M_{t_{\text{ser}}} / 10M_0 \quad \Rightarrow \quad 0,095 \geq 0,0835$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,00656 \leq 0,0105$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB_:

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de

l'appui est supérieur à :

$L_{\max}/5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0,80 m

$L_{\max}/4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 0,95 m

V.3.10 Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres transversales: (30x40) cm²

En travée : 3T16

Sur appui : -nappe supérieure : 3T16 + 3T12

- Nappe inférieure : 3T16 + 3T12

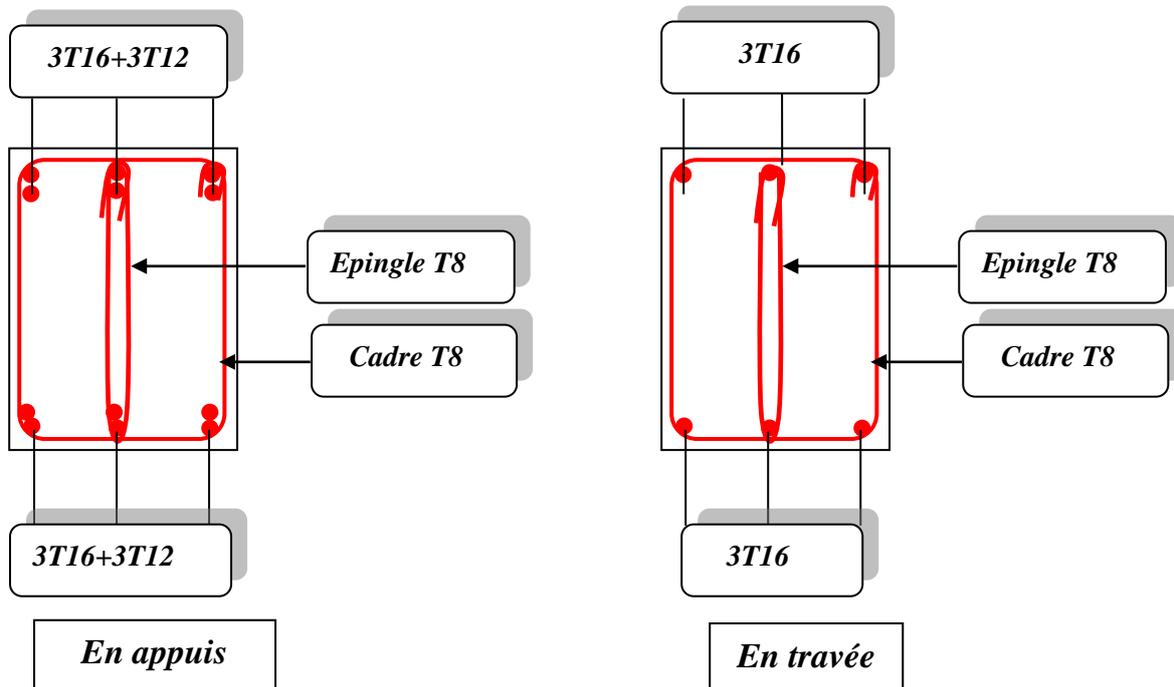


Fig V.3: Schéma de ferrailage de la poutre principale

Poutres longitudinales (30x35) cm²

En travée: 3T16

Sur Appui: -Nappe supérieure: 3T16 + 3T14

- Nappe inférieure: 3T16 + 3T12

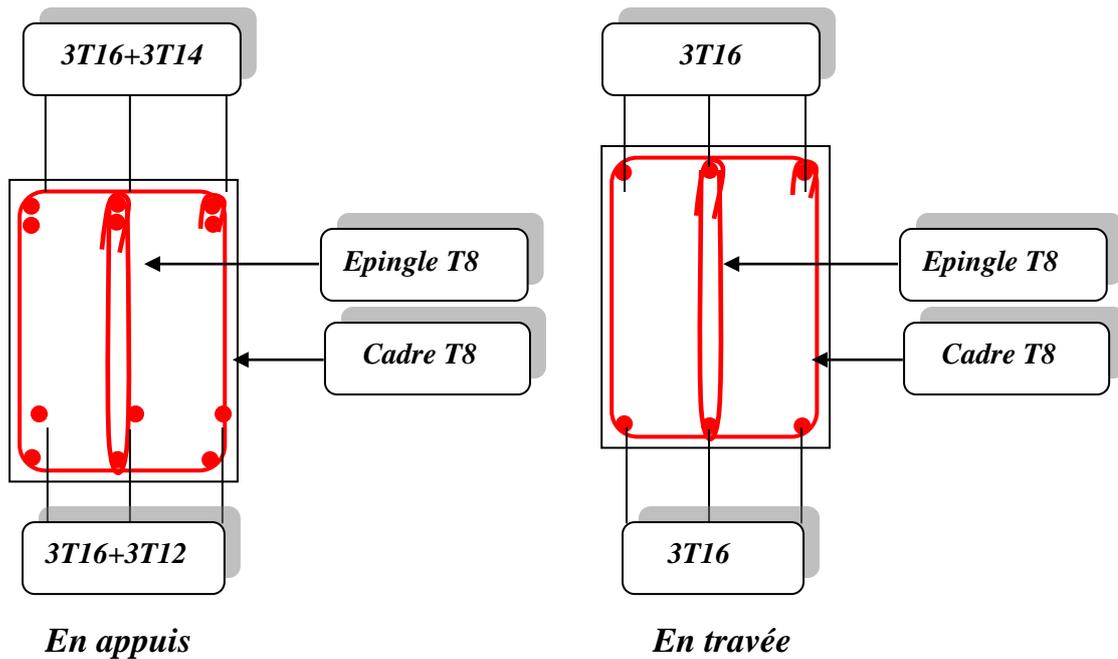


Fig V.4 : Ferrailage de la poutre secondaire

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces derniers on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon la disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient 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 (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \varnothing .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Prescriptions communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
 - $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.
- 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 des charges.

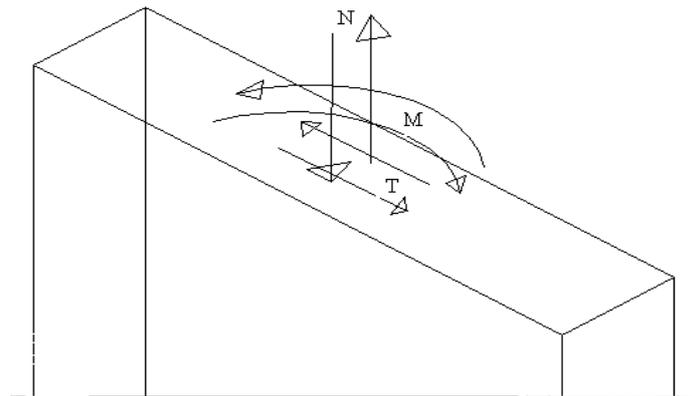


Fig V.5: Voile soumis à la flexion composée

-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N / S \pm M \times Y / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

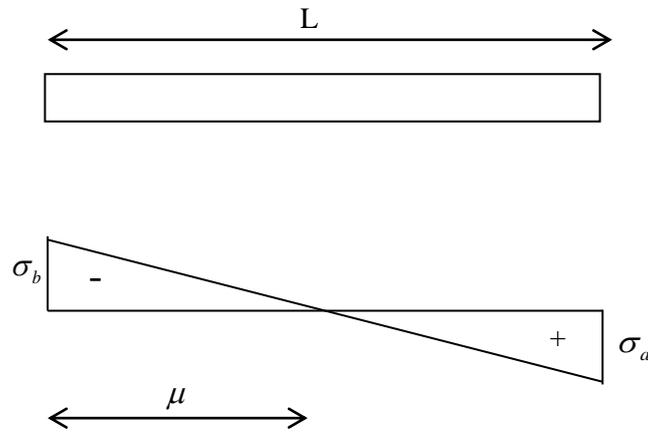
Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone

tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



FigV.6 : Section partiellement comprimée

$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$

B- Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]$

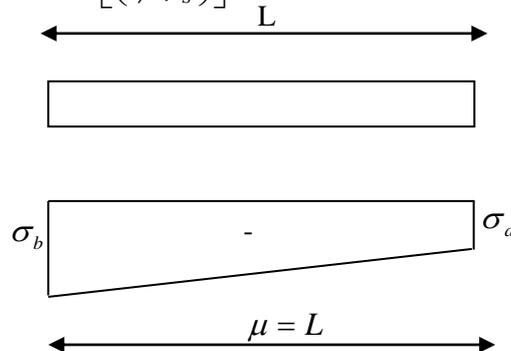


Fig V.7: Section entièrement tendue

C- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

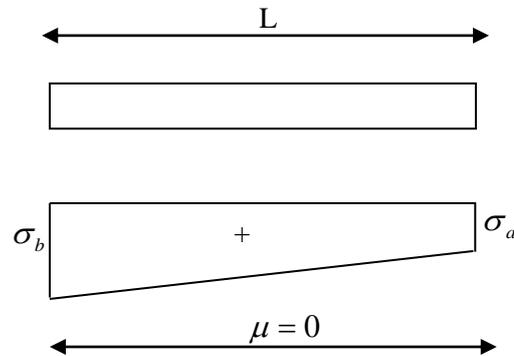


Fig V.8 : Section entièrement comprimée

V.4.2 Combinaison d'action :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

G+Q ± E

0.8G ± E

- Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile:

Vérification vis à vis de RPA :

$A_{min}=0.15\% b.h$ globalement dans la section du voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Détermination des sollicitations:

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT

Tableau V.6 : Les sollicitations du voile le plus sollicité

	G+Q-Ex		G+Q±E		0.8G±E	
	N _{max} et M _{corr}		M _{max} et N _{corr}		N _{min} et M _{corr}	
voile	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}
Voile (3.25m)	3231.00	3453.08	3231.00	2025.49	495.68	3453.08

•
❖ Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{corr} :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable.

1^{er} cas :

$$L = 3.25 \text{ m}; d = 0.3 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}, d' = 0.05 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 3231.00 \text{ m}^2 \text{ KN.m (traction);}$$

$$M_{\text{corr}} = 3453.08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$S = e \times l = 0.2 \times 3.25 = 0.65 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a.L^3}{12} = 2.48 \text{ m}^2;$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.62 \text{ m.}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{3231}{0.205} + \frac{3453.08 \times 1.62}{0.028} = 2355 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{3231}{0.205} - \frac{3453.08 \times 1.62}{0.028} = -6840.48 \text{ KN/m}^2$$

σ_a, σ_b sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

➤ **Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03] [1] :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 3.25 \times \left(\frac{495.68}{3231.00 + 495.68} \right) = 1.25 \text{ m}$$

$$L_c = 1.25 \text{ m}$$

Longueur tendue: $L_t = L - L_c$

$$L_t = 2 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = (1.53; 0.91)$$

Soit: $d = 0.91 \text{ m} \leq L_t = 2 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{3231.00}{2} = 807.75 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_l = \tan \alpha (L_t - d)$$

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

$$\sigma_1 = \tan \alpha (2 - 0.91) = 5260.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_1}{2} = \frac{6840.48 + 5260.256}{2} = 6050.52 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{\text{traction}} = \sigma_{\text{moy}} \times S = 6050.52 \times (0.91 \times 0.2) = 1101.19 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F_{\text{traction}}}{f_e} = 27.52 \text{ cm}^2$$

Tableau V.7: Sollicitations et ferrailage du voile (L = 3.25m).

voile	1 ^{er} cas	2 ^{er} cas	3 ^{er} cas
L (m)	3.25	3.25	3.25
b (m)	0.16	0.16	0.16
I (m ⁴)	0.028	0.028	0.028
S (m)	0.205	0.205	0.205
Y (m)	0.64	0.64	0.64
N (KN)	832.136	833.72	1152.13
M (KN.m)	273.499	272.49	306.04
σ_a KN/m ²	10309.46	10295.37	12615.51
σ_b KN/m ²	-2191.06	-2161.49	-1375.15

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

- Selon RPA99/V2003 [1]: :

$$A_{\text{min}} = 0.2 \% . e . L_t = 15.76 \text{ cm}^2$$

- Selon BAEL [2]: :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 3.25 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 12.79 \text{ cm}^2$$

➤ **La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 [1]: :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone d'bout : } (L/10) = (3.25/10) = 32.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } L - 2 \left(\frac{L}{10} \right) = 3.25 - 2 \left(\frac{3.25}{10} \right) = 42.4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement :**

Selon RPA (article 7.7.4.3) [1] :

Zone nodale:

CHAPITRE : 05 / Étude des éléments structuraux

$$S_t \leq \min(1, 5a ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 20 = 30\text{cm} ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Alors : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courant :

$$S_t \leq \min(1, 5a ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 20 = 30\text{cm} ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc:

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{calculée}} ; A_{\text{rpa}} ; A_{\text{bael}}) = \max(27.52 ; 15.76 ; 12.79)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 27.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 20\text{HA}14 = 30.79 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{Zone d'bout : } 7 \text{ HA}14 & \rightarrow A_s = 10.78 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } 13\text{HA}14 & \rightarrow A_s = 20.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ adoptée}} = 30.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

- Selon RPA [1]: :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 530 \times 20 = 15.9 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL [2]:

$$A_h = \frac{A_h}{4} = \frac{27.71}{4} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \max(A_{\text{rpa}} ; A_{\text{bael}}) = \max(15.9 ; 6.93)$$

$$A_h = 15.9 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage des voiles, sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.8: Sollicitations et ferrailage du voile

Voile	$A_h(\text{cm}^2)$	$A_{h \text{ adoptée}}$	Choix de barres		S_t	
			RDC	Etage courant	RDC	Etage courant
Voile : 3.25m	15.9	16.96	15HA12	15HA12	17.53	17.53

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

➤ Selon le RPA [1]: :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] [1] : à

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenus par l'analyse on a : $T_u = -578.64 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{T_u}{bd} = 1.4 \frac{578.64 \times 10^3}{200 \times 5250} = 0.77$$

$$\tau = 0.77 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ Selon le BAEL [2]: :

On doit vérifier que : $T_u \leq T$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ Mpa} \right) \bar{\tau}_u \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{578.64 \times 10^3}{200 \times 5250} = 0.55 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15A}$$

Avec :

B : : section du béton

A : section d'armatures

N_s : Effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15A} = \frac{1211.71 \times 10^3}{200 \times 5300 \times 3079} = 1.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

V.4.3 Schéma de ferrailage de des voiles :

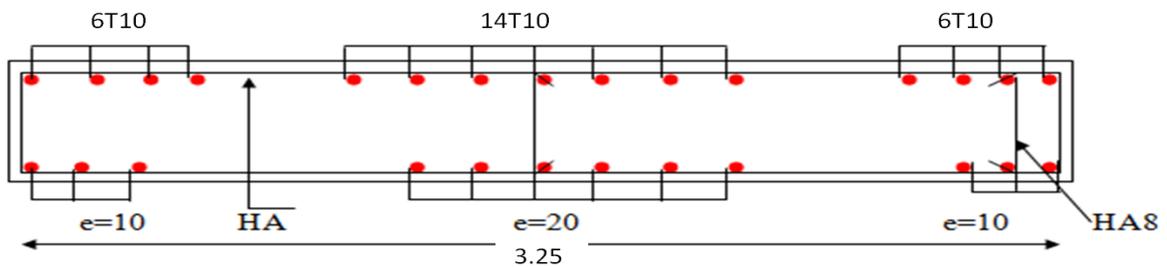


Fig V.9 : Représentation du ferrailage du voile

Conclusion :

Dans ce chapitre, le calcul du ferrailage des éléments principaux de la structure a été fait en appliquant les suggestions des règles en vigueur.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

Le ferrailage des voiles a été effectué selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Chapitre VI :

ÉTUDE

DE L'INFRA

STRUCTURE

CHAPITRE 06 : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Généralités :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelle sont transmises toutes les supportées par l'ouvrage. soit directement (cas des semelles sur : le sol ou cas des radier soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple). donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Objectifs Assurés par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultante, par exemple, l'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol-structure

VI.3 Classification et types des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharge et la résistance du terrain à savoir

- a) Lorsque les couches de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelle isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur plus ou moins importante on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux)

Fondationssuperficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, on a trois types des semelles:

- Semelles isolées.
- Semelles Filantes.
- Radiers générales

Fondationsprofondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments :

- Semelles sur pieux.
- Semelles sur puits.
- Semelles sur les parois moulées

VI.4 Les combinaisons d'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G+1.5Q).
- Pour les vérifications 0.8G+E et G+Q+E.

VI.5 Choix du type de fondation:

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation

VI.6 Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles filantes soit un radier général.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$S_{\text{semelle}}/S_{\text{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par:

$$S_{\text{semelle}} \geq N / \sigma_{\text{sol}}$$

VI.6.1 Semelle isolée (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage)

- Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu

à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

- La vérification à faire est :

$$\sigma_{\text{sol}} = N/S \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$S = A \times B \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

Avec : (a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

S : surface de la semelle isolée

σ_{sol} : Contrainte du sol

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: 200 bar = 200 KN/m² ;

Les efforts appliqués sur cette fondation à l'ELU sont

$$N = 821.43 \text{ KN} \quad M_x = 7.53 \text{ N.m} \quad M_y = 2.95 \text{ N.m}$$

On remarque qu'on a deux moments selon l'axe x et y, dans ce cas la surface total A de la semelle est remplacé par une autre surface A' tel que $A' = B' \times L'$

$$B' = B - 2e_y \quad ; \quad L' = L - 2e_x$$

$$\text{Avec : } e_x = M_y / N_u = 2.95 / 821.43 = \mathbf{0.0035m}$$

$$e_y = M_x / N_u = 7.53 / 821.43 = \mathbf{0.0091m}$$

$$200\text{KN} \geq \frac{Nu}{(B-2e_y)(L-2e_x)}$$

$$B \geq 2.03\text{m}$$

On a : L_{min} : longueur minimale entre deux poteaux = 3.25m

Remarque

On remarque que la largeur B de la semelle dépasse 50% de la distance entre les poteaux dans les deux directions, l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, dans ce cas, on doit choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{\sum N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 303.58\text{m}^2$$

$$0.5 \times S_{\text{bâtiment}} = 151.79\text{m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = 10.84\text{m}^2 \leq 0.5 \times S_{\text{bâtiment}} = 151.79\text{m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire

VI.6.2 Semelle filante (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage) :

Sous poteaux :

Méthode de calcul :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : distance entre les poteaux

N : $\sum N_i$ de chaque file de poteaux

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte du sol

- La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle) ;

- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de Chainages et d'aciers de répartition ;

- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée

Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la Condition suivante : $L/B > 5$.

Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI.1: Charges sur la semelle

Filante	N_{ser} (KN)	L(m)	$\overline{q_d}$ (KN/m ²)	S(m ²)	B(m)	L/B>5
1	1260.53	8.85	200	6.302	0.712	cv
2	3264.77	8.85	200	16.32	1.844	c non v
3	4309.49	8.85	200	21.54	2.433	c non v
4	2798.37	8.85	200	13.99	1.580	cv
5	1793.82	8.85	200	8.969	1.013	cv
6	1908.31	8.85	200	9.541	1.078	cv
7	2935.86	17.45	200	14.67	0.840	cv
8	4448.27	17.45	200	22.24	1.274	cv
9	3395.62	17.45	200	16.97	0.972	cv

Note : On va prendre une valeur de B = 1 m

$$S_{semelle} = 130.54 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 303.58 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{semelle} / S_{batiment} = 130.54 / 303.58 = 0.43 < 50\%$$

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$D'où : d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$d \geq \frac{100-40}{4} = 0.15 \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } d = 36 \text{ cm } h = 40 \text{ cm}$$

d : hauteur utile

b : côté du Poteau

Vérification du poinçonnement : BAEL91 [Art : A.5.2.4.2]

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times U_c \times F_{c28} / \gamma_b$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

U_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge

h : hauteur de la semelle filante

Note : La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normal

Appliqué Par le poteau le plus sollicité.

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2$$

$$U_c = (0.40 + 0.30 + 2 \times 0.4) \times 2 = 3 \text{ m}$$

$$Q_u = 821.43 \text{ KN} \leq 0.045 \times 0.4 \times 3 \times \frac{25}{1.5} = 900 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

Vérification au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ Art : A.10.1.5

$$M = 87.14 \text{ KN.m}$$

$$N = 4248.78 \text{ KN.}$$

$$e = 0.02 < 0.25 \dots\dots \text{cv}$$

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

Calcul de ferrailage :

Ferrailage principale :

N : Effort amené par l'ouvrage sur la semelle.

B : largeur de la semelle.

d : hauteur de la semelle moins l'enrobage.

$$A_s/B = \frac{N(B-b)}{8d \times \sigma_s}$$

$$A_s/B = \frac{4448.27 \times 10^3 (100-40)}{8 \times 400 \times 348} = 23.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 + 6\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

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

Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{24.12}{4} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

Schéma du ferrailage :

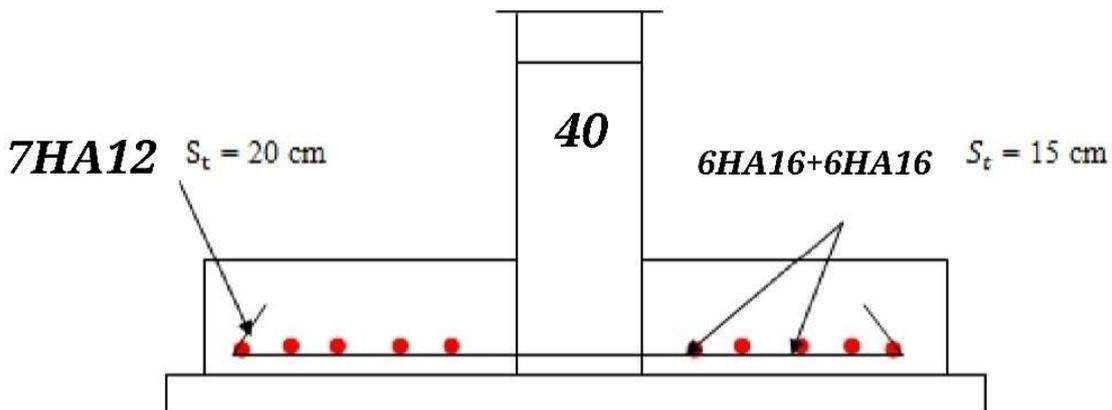


Fig VI.1: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux

Sous voile :

$N_{ser} = 1246.72 \text{ KN}$.

$N_u = 1453.42 \text{ KN}$.

$L = 5.3 \text{ m}$.

Dimensionnement de la semelle filante :

La semelle étant très rigide dans le sens de sa longueur elle ne sera calculée que dans le sens Longitudinale

La largeur B :

Vu que dans le sens de A il n'y a pas de moment de flexion, la méthode de bielles est donc applicable par conséquent, B sera déterminée comme pour une semelle filante de section $1\text{ml} \times B_{\text{et}}$ donc :

La largeur est déterminée par la condition de portance :

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$P_{ser} = \frac{N_{ser}}{L} = \frac{1246.72}{5.3} = 235.23 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{235.23}{200} = 1.17 \text{ m}$$

Soit : $B = 130 \text{ cm}$

Épaisseur de la semelle :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

B : L'épaisseur de voile.

$$d \geq \frac{130-20}{4} \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

Soit : $d = 35 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle par mètre linéaire :

$$P_{\text{semelle}} = 25 \times 0.4 \times 1.4 \times 1 = 14 \text{ KN/m}$$

$$N_{\text{ser nouveau}} = P_{\text{ser}} + P_{\text{semelle}} = 235.23 + 14 = 249.23 \text{ KN/m}$$

Vérification des dimensions de la semelle :

$$\frac{N_{\text{ser nouveau}}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\frac{249.23}{1.4} = 178.08 \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

Les dimensions sont à priori acceptables.

Le ferrailage de la semelle filante :

Les armatures principales :

Le calcul se fait selon B sur une bande de 1ml de longueur par :

$$A_s = \frac{N_u \text{ nouveau}(B-b)}{8d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$N_u \text{ nouveau} = \frac{N_u}{L} + 1.35 \times P_{\text{semelle}} = \frac{1453.42}{5.3} + 1.35 \times 14 = 293.43 \text{ KN/m}$$

$$A_s/B = \frac{293.43 \times 10^3 \times 3(130-20)}{8 \times 350 \times 348} = 3.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12/ml = 7.92 cm² /ml

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²

Disposition des barres :

$$L_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{F_e}{\tau_u} \text{ avec :}$$

$$\tau_u = 0.9 \Psi s_2 \times f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ Pour l'acier HA

$$\tau_u = 0.9 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

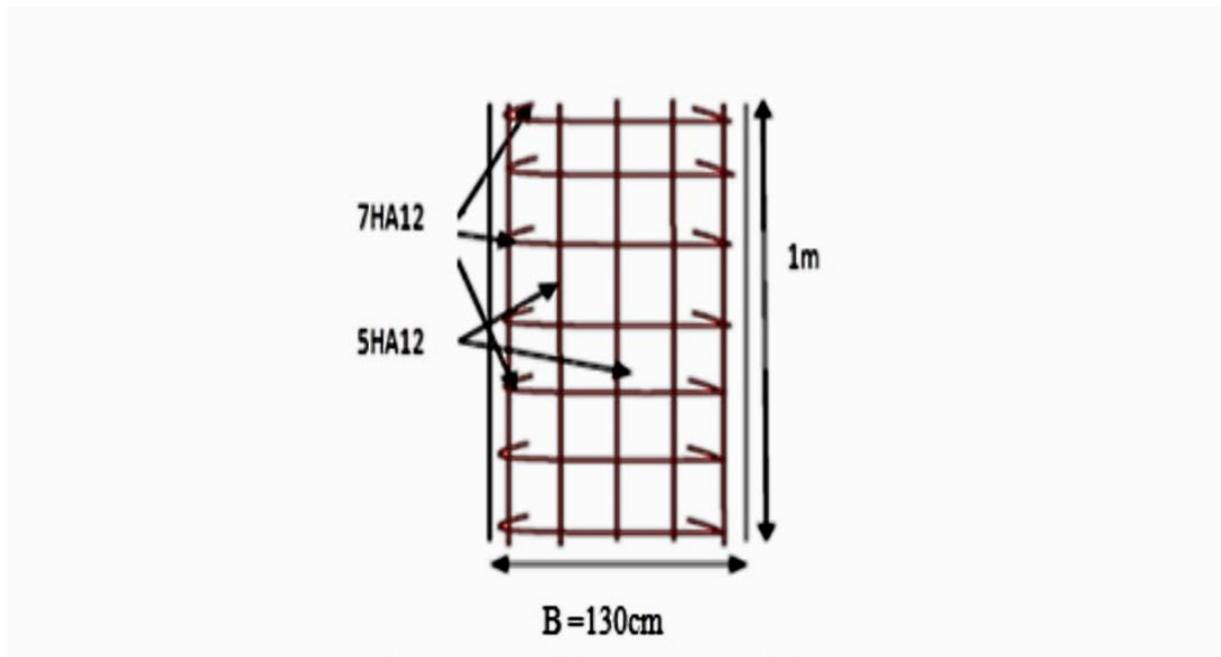
$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{130}{4} = 32.5 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = 32.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les barres sont prolongée jusqu'aux extrémités est sont avec crochés

Schéma du ferrailage :



FigVI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile

VI.7 La longrine :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leurs calculs se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un Effort de traction <F>

Dimensionnement de la longrine :

Selon [RPA 99] (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origine Sont:

- ✓ (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ✓ (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

b= 30cm

h= 40cm

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 9.24 \text{ cm}^2 = 6\text{HA14}$$

Armatures transversales :

$$\text{On prend : } 4\phi 8 \text{ (} A_s = 2,01 \text{ cm}^2\text{)}$$

Avec espacement de :

$$St \leq \min (20 \text{ cm; } 15 \Phi L)$$

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

Calcul de la section minimale :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{F_e} = \frac{0.4 \times 400 \times 15}{400} = 0.6 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$A_t = 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

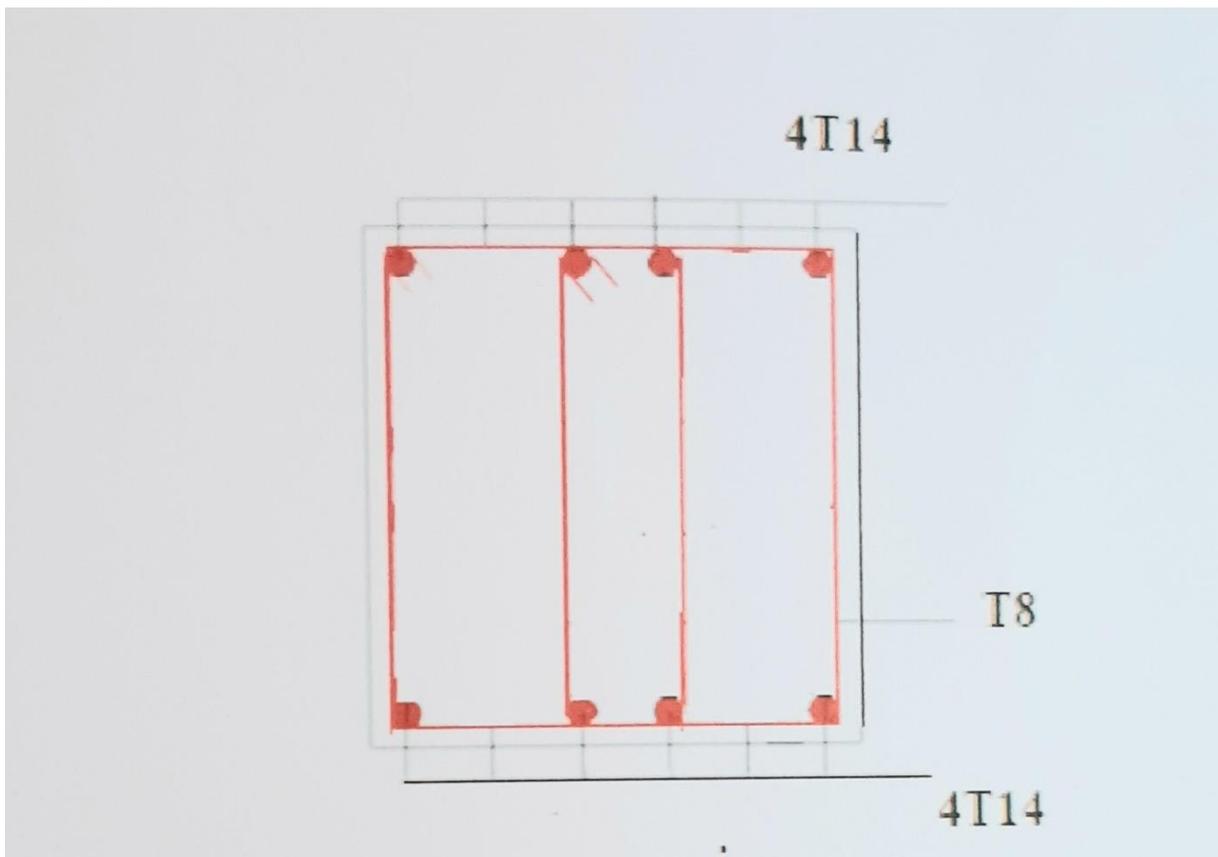


Fig VI.3 : Ferrailage de la longrine

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles filantes en se basant sur la capacité Portance du sol et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre charges transmises Par la structure au sol.

Le bon choix du type de fondation et un ferrailage adéquat associés avec une bonne qualité D'exécution sur chantier sont les points clés d'une construction stable et bien ancrée.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « SAP2000 et autoCAD » lui mêmes.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

Règlements :

- [1] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [2]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites révisés 99(BAEL91)
- [3]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [4]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et Surcharges d'exploitation .1992

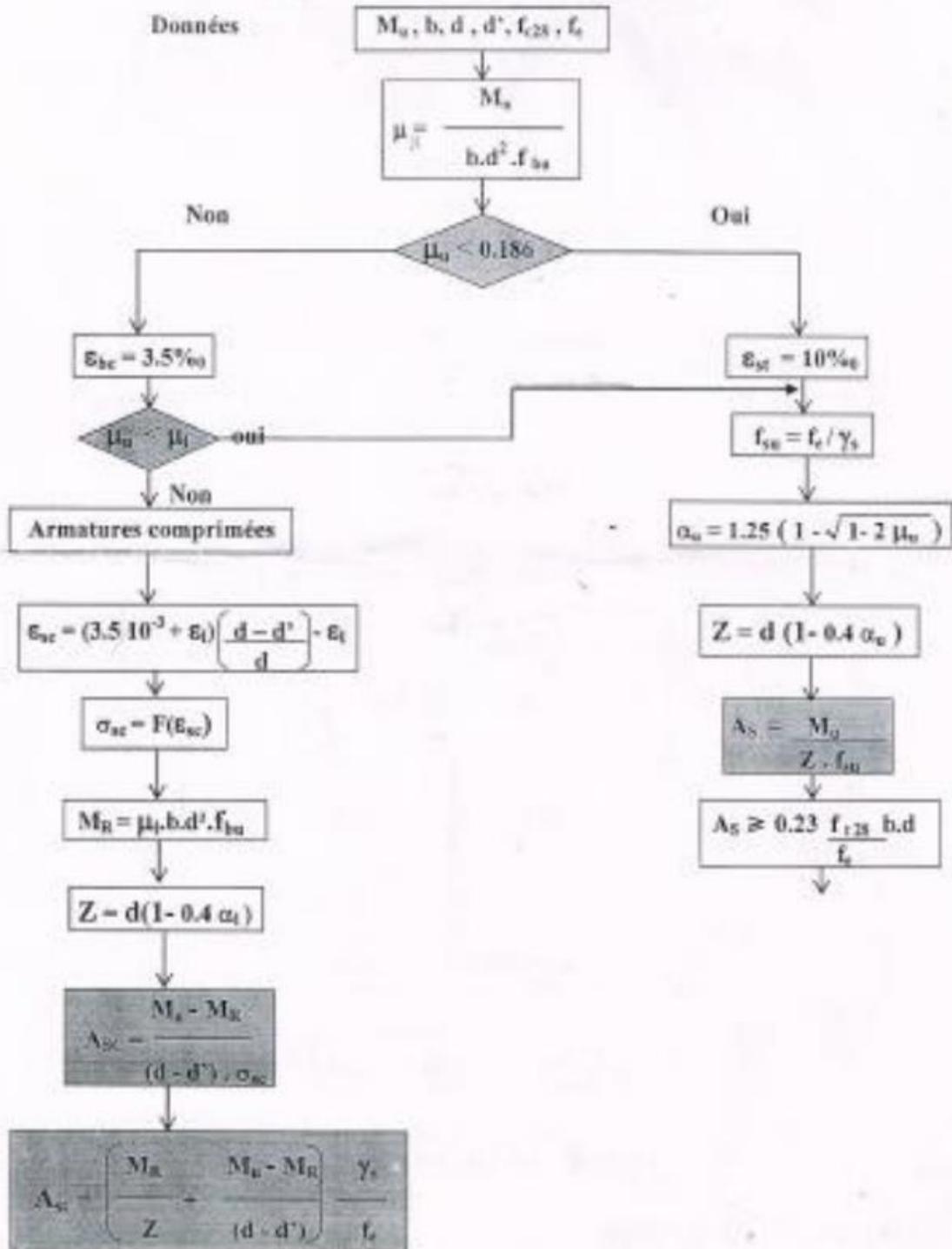
Logiciels :

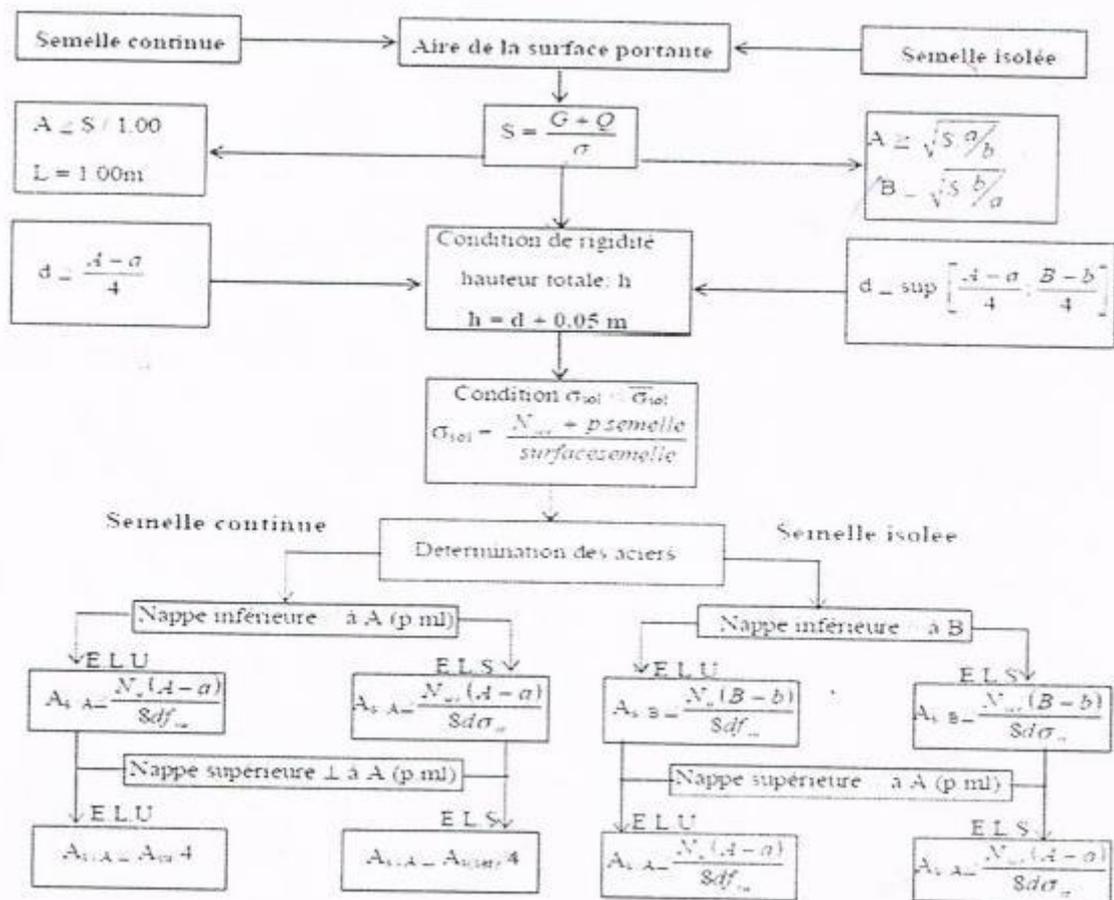
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019
- SOCOTEC
- WORD 2007
- AUTO CAD 2010
- POWER POINT 2007

Annexes

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

SECTION RECTANGULAIRE





**SECTIONS REELLES
D'ARMATURES**

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	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	49.04	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l}{t}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$		$\alpha = \frac{l}{t}$	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	0.5940
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	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
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	0.7933
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	0.8358
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	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					