

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

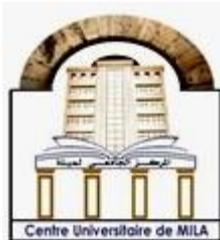
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :.....

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

de MASTER

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

**Conception et calcul d'un bâtiment d'habitation (R+4)
en zone de sismicité moyenne**

Réalisé par :

- **BENHAMMADA Imane**
- **BOUTEBICHA Djoweyda**

Soutenu devant le jury :

Melle. DROUNA.K

Promotrice

Dr. BOUKOUR.S

Présidente et examinatrice

Dr. ABADA.R

Examinatrice

Année universitaire : 2024/2025

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 "Mohammed salah" et ma mère "Leila" que dieu me les garde

❖ *A mon père :*

Merci pour m'avoir soutenu lorsque j'en avais le besoin et de m'avoir guidé et orienté.

❖ *A ma mère :*

Merci de m'avoir tenu la main pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances, de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse avancer.

❖ *Comme je le dédie*

- *A mes frères.*
 - *A ma sœurs.*
 - *A mon marie 'Imad'.*
 - *A mon fils 'Amir'.*
 - *A toute ma famille.*
 - *A mes collègues de travaille.*
- *A mon binôme "Djoweyda" et ceux qui me tiennent à cœur.*
- *A toutes mes chères amies et tous ceux qui m'ont aidés.*
 - *A toute la promotion de génie civil 2025.*

IMANE

Dédicace 2

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail Je dédie ce mémoire à mes chers parents.

❖ *A ma mère :*

Merci de m'avoir tenu la main pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances, de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse avancer.

❖ *A mon père :*

Merci pour m'avoir soutenu lorsque j'en avais le besoin et de m'avoir guidé et orienté.

❖ *Comme je le dédie*

- *A mes frères 'Iskander' 'Aziz' et 'Salah'.*
- *A mes sœurs.*
- *A mon fiancé 'Bilal'*
- *A toute ma famille.*
- *A la mère de mon fiancé.*
- *A mon binôme 'Imane' et ceux qui me tiennent à cœur.*
- *A toutes mes chères amies et tous ceux qui m'ont aidés.*
- *A toute la promotion de génie civil 2025.*

Djoweyda

A decorative border with intricate black and white floral and scrollwork patterns surrounds the text.

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 Melle.K. DROUNA 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.

Nous 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.

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

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.
 $\bar{\sigma}_s$: 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

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.

Sommaire

Introduction Générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation du projet et règles générales

Introduction.....	2
I.1. Implantation de l'ouvrage.....	2
I .2. Présentation du bâtiment.....	2
I.3. Dimensions en élévation.....	2
I.4. Dimensions en plan.....	2
I.5. Conception de la structure.....	2
I.6. Ossature de l'ouvrage.....	5
I.7. Caractéristiques des matériaux de construction.....	6
I.7. 1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	7
I.7. 2 Contraintes limite du Béton.....	9
I.8. Hypothèses de calcul.....	13
I.9. Actions et sollicitations.....	14
I.10. Normes et règlements.....	15
I.11. Logiciels utilisés.....	16
Conclusion.....	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Introduction.....	17
II.1 Pre-dimensionnement des planchers.....	17
II.2 Pre-dimensionnement des escaliers	18
II.3 Pre-dimensionnement de la poutre palière.....	20
II.4 Pre-dimensionnement de l'acrotère.....	20

II.5 Pre-dimensionnement de balcon.....	21
II.6 Pre-dimensionnement des poutres.....	22
II.7 Pre-dimensionnement des poteaux.....	24
II.8 Pre-dimensionnement des voiles.....	25
II.9 Evaluation et decente de charges.....	27
Conclusion.....	40

Chapitre III: Etude des elements secondaires

Introduction.....	41
III.1 L'acrotère.....	41
III.1.1 Calcul des sollicitations.....	42
III.1.2 Calcul de l'excentricité.....	42
III.1.3 Ferrailage et vérifications	43
III.1.3.1. Vérification à L ELU	43
III.1.3.2. Calcul à l'ELS	45
III.1.4 schéma de ferrailage	47
III.2 Etude et ferrailage des escaliers.....	47
III.2.1 Calcul des sollicitations	48
III.2.2. Calcul de Ferrailage à E.L.U.....	52
III.2.3. Vérification de l'effort tranchant	54
III.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS	55
III.2.5. Vérification de la flèche	58
III.2.6. Schéma de ferrailage	60
III.3 Etude de la poutre paliers.....	60
III.3.1. Introduction.....	60
III.3.2. Évaluation des charges	61
III.3.3. Calcul les sollicitations	61
III.3.4. Schéma de ferrailage	69

III.4 Les balcons.....	70
III.4.1. Méthode de calcul	70
III.4.2. Étude de balcon	71
III.4.3. Schéma De ferrailage	76
III.5. Calcul des planchers	76
III.5.1. Généralités.....	76
III.5.2 Évaluation des charges appliquées à chaque nervure	78
III.5.3 Choix de la Méthode de calcul	79
III.5.3.1 Méthode forfaitaire : (Annexe E1) [2].....	79
III.5.3.2 Méthode de Caquot [2] : BAEL 91 (Annexe E.2).....	82
III.5.3.3 Évaluation des charges	86
III.5.3.4 Combinaisons d'action	87
III.5.4 Détermination des sollicitations des planchées	87
III.5.4.1 Plancher terrasse	87
III.5.4.2 Ferrailage des poutrelles	89
III.5.5 Schéma de ferrailage	95
Conclusion.....	96

Chapitre IV : Etude sismique du bâtiment

Introduction	97
IV.1 Présentation du logiciel ROBOT.....	97
IV.2 Objectif de l'étude dynamique.....	97
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	97
IV.4 Conditions d'application de la Méthode Statique Equivalente.....	97
IV.5 Conditions d'application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale.....	98
IV.6 Conditions d'application de la Méthode d'Analyse Dynamique.....	98
IV.7 Classification de site.....	98
IV.8 La Méthode Statique Equivalente.....	99
IV.9 La force sismique totale à la base de la structure.....	100

IV.10 Disposition des voiles.....	104
IV.11 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	105
IV.12 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	112
Conclusion.....	114

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Introduction.....	115
V.1 Ferrailage des poteaux	115
V.1.1 Combinaison d'action.....	116
V.1.2 Recommandation selon RPA99 version 2003.....	116
V.1.3 Choix des armatures.....	116
V.1.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	118
V.1.5 Vérification De L'effort Tranchant.....	119
V.1.6 Ferrailage transversal des poteaux.....	120
V.1.7 Longueur de recouvrement.....	121
V.1.8 Schéma de ferrailage des poteaux.....	121
V.2 Ferrailage des poutres.....	122
V.2.1 Introduction.....	122
V.2.2 Les combinaisons de calcul	122
V.2.2.1. Les poutres principales	122
V.2.2.1.1. Le ferrailage à l'ELU	123
V.2.2.1.2 Vérification de l'effort tranchant à ELU	125
V.2.2.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS	127
V.2.2.1.4 Vérification de la flèche à l'ELS	128
V.2.2.1.5 Schéma du ferrailage (poutre principale)	129
V.2.2.2 Les poutres secondaires	129
V.2.2.2.1 Le ferrailage à l'ELU.....	130

V.2.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant à ELU	130
V.2.2.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS	130
V.2.2.2.4 Vérification de la flèche à l'ELS	131
V. 2.2.2.5 Schéma du ferrailage	132
V. 3 Les voiles.....	132
V.3.1 Prescriptions imposées par RPA 99	132
V.3.1.1 Les armatures verticales	132
V.3.1.2 Les armatures horizontales	133
V.3.1.3 Règles communes	133
V.3.2 Les combinaisons de calcul	134
V.3.3 Méthode de calcul des voiles	134
V.3.4 Calcul de ferrailage de voile	136
V.3.4.1 Détermination des sollicitations	137
V.3.4.2 Armatures verticales	137
V.3.4.2.1. Calcul des contraintes	137
V.3.4.2.2 Section entièrement tendue	137
V.3.4.2.5 Armature verticale	138
V.3.4.2.3 Armature minimale du RPA99/version 2003	138
V.3.4.2.4 Espacement	139
V.3.4.3 Ferrailage Horizontal.....	140
V.3.4.4 Ferrailage transversal	140
V.3.4.5 Vérification des voiles à l'effort tranchant.....	140
V.3.4.6 Vérification à L'ELS	140
V.3.5 Schéma du ferrailage	141
Conclusion.....	141

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Généralité.....	143
VI.1 Classification et types des fondations.....	143
VI.2 Les combinaisons d'actions.....	144
VI.3 Calcul des fondations.....	144

1- Semelle isolée (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage)	144
2- Semelles filante (Pré dimensionnement, calcul et représentation du ferrailage)	145
VI.4 Calcul de la longrine.....	153
VI.5 Conclusion.....	153

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexes

Liste des tableaux.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	22
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC.....	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges des murs extérieurs	24
Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs intérieurs.....	24
Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon.....	24
Tableau II.6 : Evaluation des charges du voile.....	25
Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier	25
Tableau II.8 : Evaluation des charges du paillasse	26
Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.....	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Évaluation de charges des escaliers.....	49
Tableau III.2 Calcul de Ferrailage à E.L.U.....	53
Tableau III.3 : Tableau de ferrailage à l'ELU sur travée	55
Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	56
Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	57
Tableau III.6 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	64
Tableau III.7 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.....	67
Tableau III.8: Evaluation des moments et efforts tranchants à ELU	87
Tableau III.9 : Evaluation des moments et efforts tranchants à ELS.....	88
Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles en travée.....	90
Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles sur appui.....	90
Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles a ELS	93

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités	116
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation.....	121
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques	121
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements pour le sens xx	122
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements pour le sens YY.....	122
Tableau IV.6 : Vérification à L'effet P- Δ	123
Tableau IV.7 : Vérification à L'effet P- Δ	124
Tableau IV.8 : Vérification selon RPA / version 2003 des dimensions des poteaux	124
Tableau IV.9 : Centre de masse et centre de torsion.	125
Tableau IV.10 : Vérification de L'excentricité accidentelle.	126
Tableau IV.11 : Vérification de renversement de la Tour sens xx.....	127
Tableau IV.12 : Vérification de renversement de la Tour sens yy	127

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.....	132
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	132
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.	134
Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres	137

Tableau V.5 : Sollicitations de la poutre principale et la poutre secondaire	138
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres secondaires.....	144
Tableau V.7 : Les sollicitations du voile le plus sollicité	151
Tableau V. 8 : Sollicitations et ferrailage du voile ($L = 5.3$ m)	153
Tableau V.9 : Sollicitations et ferrailage du voile ($L = 5.3$ m)	155

Liste des figures :

Chapitre I: Présentation du Projet et Règles générales

Figure I.1 : Plan Du RDC.....	5
Figure I.2: Plan étage courant.....	6
Figure I.3 : Plan Terrasse.....	6
Figure I.4 :Façade postérieure.....	8
Figure I.5 : Façade Principale.....	8
Figure I.6 : La coupe A-A.....	5
Figure I.7 : Coupe d'une dalle.....	5
Figure I.8 Diagramme Déformation-Contrainte du béton.....	9
Figure I .9Diagramme contraintes- déformations du béton (BAEL).....	10
Figure I .10 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).....	11
Figure I .11 Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).....	12

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	13
Figure II.2: Les principes composant d'escalier.....	14
Figure II.3: Figure : Les dimensions d'escaliers (RDC et étage courant).....	16
Figure II.4: Les dimensions de l'acrotère.....	16
Figure II.5: L'épaisseur du balcon.....	17
Figure II.6 : Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.....	20
Figure II.7 : Coupe verticale d'un voile.....	21
Figure II.8 : coupe horizontale d'un voile.....	22
Figure II.9 L'épaisseur de voile.....	22
Figure II.10 : Coupe plancher d'étage courant.....	23
Figure II .11 : Coupe plancher de la terrasse accessible.....	23
FigureII.12 : Les composants du mur intérieur (10cm).....	26
Figure II.13: Les composants du mur extérieur (15cm).....	28
FigureII.14 : Coupe balcon d'étage courant.....	31
FigureII.15 : La dégression des charges.....	34
FigureII.16 : La surface afférente au poteau central	
FigureII.17 : Les dimensions du poteau.	

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.	40
Figure III.2 : Schéma d'escalier.	41
FigureIII.3 : Évaluation des charges.	45
FigureIII.4 : Schéma de ferrailage d'escalier.	46
FigureIII.5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	50
Figure III.6 :Schéma statique du balcon type2.	50
Figure III.7 :Schéma de ferrailage du balcon type 2.	52
Figure III.8 : Coupe en Elévation de l'Escalier.	53
Figure III.9 :Evaluation des charges.	54
Figure III.10 :Effort tranchant et moment fléchissant à E.L. U.	56
Figure III.11 :Effort tranchant et moment fléchissant à E.L. S.	58
Figure III.12 :Schéma de ferrailage d'escalier.	63
Figure III.13 :Evaluation des charges.	64
Figure III.14 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.	71
Figure III.15 :Schéma d'une poutrelle.	72
Figure III.16 :Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées.	75
Figure III.17 :Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.	75
Figure III.18 :Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.	76
Figure III.19 :Diagramme des moments à ELU (type 1).	79
Figure III.20 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).	79
Figure III.21 :Diagramme des Moments à ELU (type 2).	82
Figure III.22 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 2).	82
Figure III.23 :Diagramme des moments à ELU (type 3).	83
Figure III.24 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).	83
Figure III.25 :Diagramme des moments à ELU (type 1).	84
Figure III.26 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).	85
Figure III.27 :Diagramme des moments à ELU (type 2).	86
Figure III.28 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 2).	86
Figure III.29 :Diagramme des moments à ELU (type 3).	87
Figure III.30 :Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).	87
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	108

Chapitre V : Etude sismique

Figure IV.1 : Disposition des voiles.....	113
Figure IV.2: mode 01 : $T = 0.40$; translation selon (X-X).....	118
Figure IV.3: mode 02 : $T = 0.39$; translation selon (Y-Y)	119
Figure IV.4 : mode 03 : $T = 0.39$; rotation selon (z-z)	119
Figure IV.5: mode 02 : $T = 0.39$; translation selon (x-x).....	120
Figure IV.6 : mode 03 : $T = 0.39$; rotation selon (z-z).....	120

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Représentation schématique Poteau (45×45).....	132
Figure V.2 Schéma de ferrailage des poteaux.....	136
Figure V.3 : Les moments sur les poutres principales (ELU).....	138
Figure V.4 : Les moments sur les poutres secondaires (ELU).....	139
Figure V.5 : Ferrailage de la poutre principale	143
Figure V.6 : Ferrailage de la poutre secondaire	148
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan) ...	149
Figure V.8 : s voiles selon xx et yy	150
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des voiles.....	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.....	162
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile.....	164
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de Longrine	167

Résumé :

الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي زائد 04 طوابق بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية , IIa حسب القواعد الجزائرية لمقاومة الزلزال . RPA99V200.

باستخدام القواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99) اشتملت الدراسة على أربعة أجزاء:

الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم إعطاء الأبعاد الأولية لعناصر البناية مع إعطاء حمولة كل عنصر. الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد الثانوية، السلم، الشرفة والجدار الواقي).

الجزء الثالث يشمل على الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال برنامج ROBOT 2014 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تساعد على حساب تسليح مختلف العناصر الحاملة في البناية.

الجزء الأخير يتضمن الأجزاء الحاملة في البناية (الأعمدة، الروافد، الجدران الحاملة والأساسات)

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus 4 étages, implanté dans la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99/V2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

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

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier, le balcon et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ROBOT 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Abstract:

This project presents a detailed study of an regularly shaped building used for residential consists of a ground floor addition 4 floors, implanted in the Wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99/V2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99/v2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by software ROBOT 2014 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails & foundation).

Introduction générale :

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 cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée plus 6 étages à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de MILA, notre site est classé en zone sismique IIa sur la carte sismique établie par l'RPA version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

Pour cette étude, Tous les calculs sont entrepris conformément aux BAEL 19, RPA version Parasismique Algérien et aussi le document technique règlementaire D.T.R.B.C.2.2.

Notre travail a été organisé en 6 chapitres :

- Le 1^{er} chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment avec une présentation des caractéristiques des matériaux
- Le 2^{ème} chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux sous l'effet des charges supportées.
- Le 3^{ème} chapitre à pour objectif des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier ...)
- Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude sismique et modalisation de la structure selon la règle de RPA 99 version 2003 et en utilisant le ROBOT 2014 pour modalisation.
- Le 5^{ème} chapitre calcul des ferraillements des éléments structuraux à partir des résultats de fichier donnée par logiciel ROBOT 2014.
- Le 6^{ème} chapitre : l'étude des fondations.

CHAPITRE I

Présentation du projet et règles générales

Introduction

Ce chapitre comporte une présentation globale du projet étudié, les caractéristiques des matériaux et les objectifs de notre projet de fin d'étude.

I.1 Implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste d'étude sismique d'un bâtiment **R+4** étages à usage d'habitation, situe en Zone **Ila**, des sismicités moyenne, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/ version 2003**) [1]. régulier en plan et en élévation, ce bâtiment implanté sur un site considéré comme ferme.

I.2 Présentation du bâtiment

- Hauteur totale de bâtiment : $H = 17,62\text{m}$
- Hauteur de RDC : $h = 3,96\text{m}$
- Hauteur d'étage courant : $h = 3,24\text{m}$
- Longueur totale : $L_x = 22,9\text{m}$
- Largeur totale : $L_y = 8,7\text{m}$

I.3 Dimensions en élévation

Hauteur du BATIMENT est de 17,62. m (avec l'acrotère).

Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3,96 m.

Hauteur d'étage courant : $h = 3,24\text{m}$

I.4 Dimensions en plan

- Longueur totale : $L = 22,90\text{ m}$ (sens longitudinal)
- Largeur total : $l = 8,70\text{ m}$ (sens transversal)

I.5 Conception de la structure

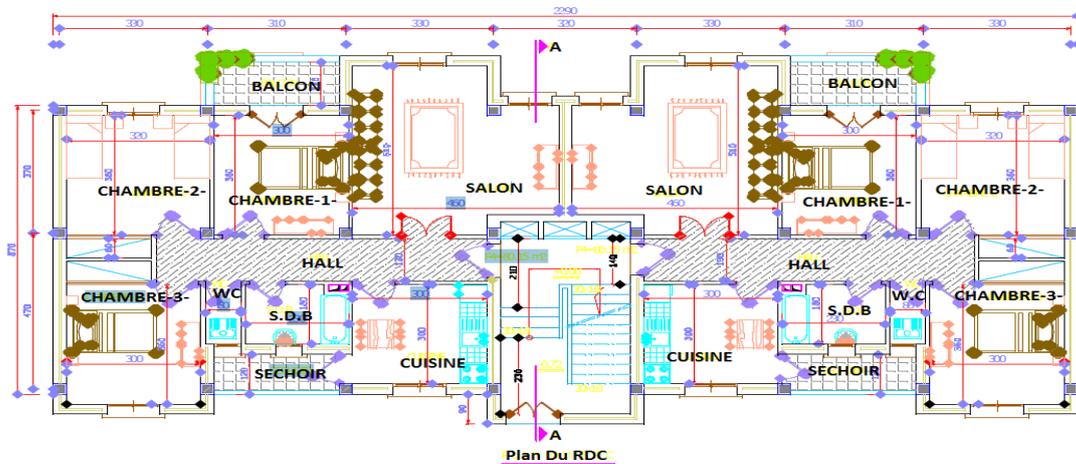


Figure I.1: Plan Du RDC.

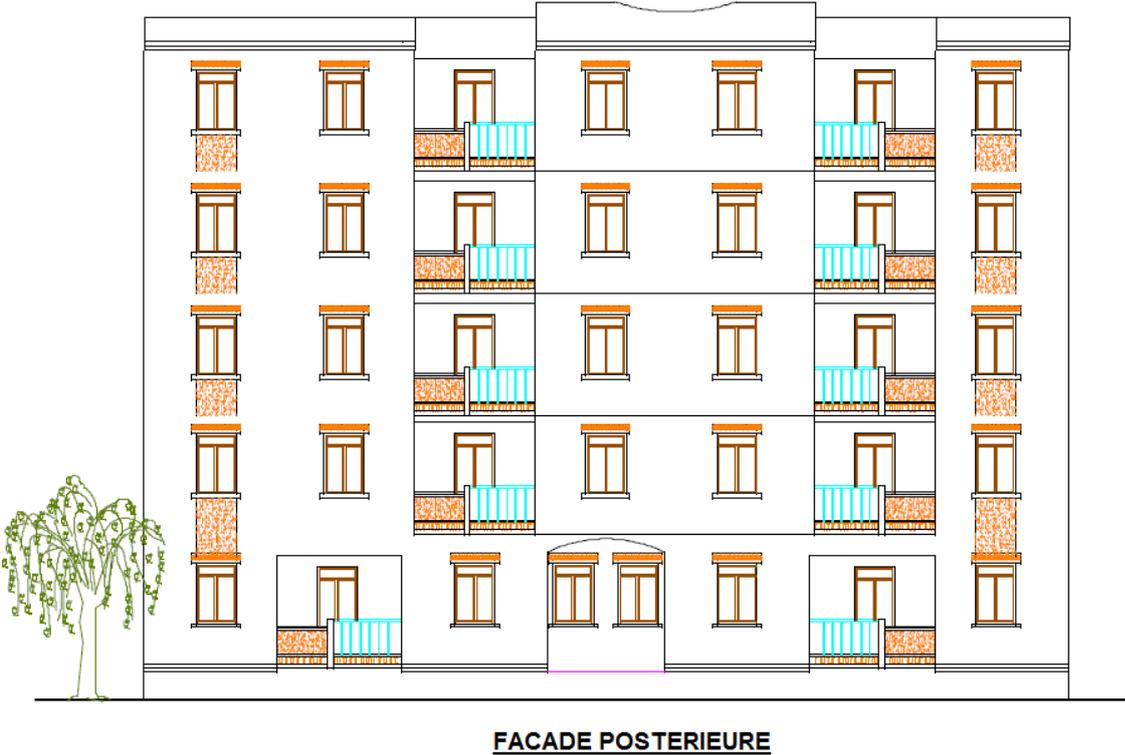


Figure I.4: Facade posterieure.



Figure I.5: Facade Principale.

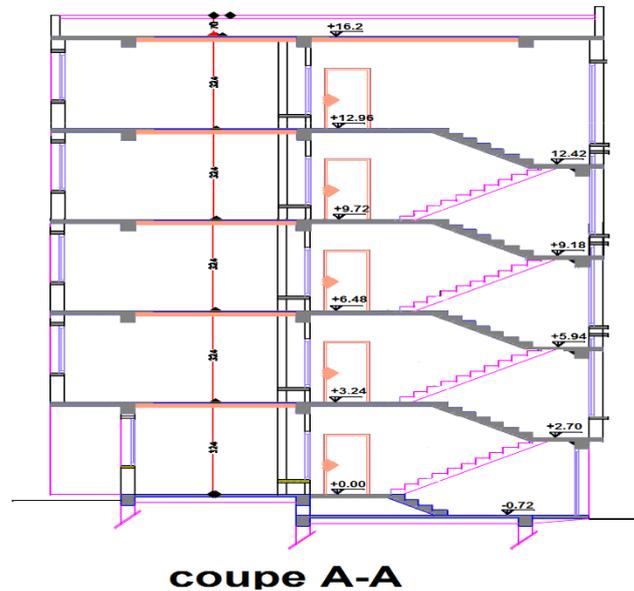


Figure I.6 :La coupe A-A.

I.6 Ossature de l'ouvrage

- **Les Plancher**

Les des différents niveaux sont prévus en corps creux. le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

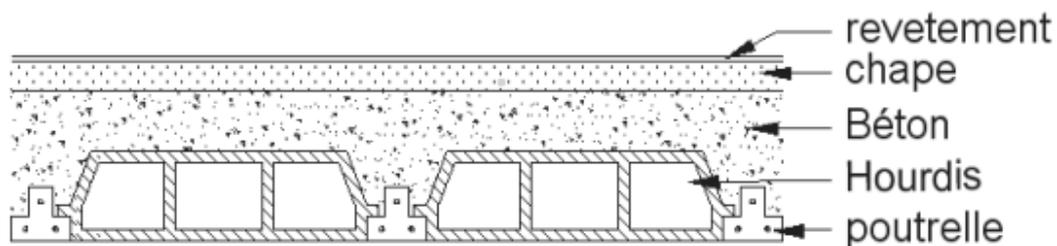


Figure I.7: Coupe d'une dalle.

- ***Escalier**

Bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

- ***Maçonnerie**

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de cm.

Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm et 15 cm d'épaisseur.

***Acrotère**

Dans notre projet la terrasse étant inaccessible, réalisé en béton armé de 60 cm d'ateur et de 15 cm d'épaisseur

*** Fondations**

L'infrastructure assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.7 Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction par contre l'acier offre une bonne résistance de traction. À Partir de ces deux matériaux il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond à mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

• 1-Béton

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés [4].

La composition d'un 1m³ du béton ordinaire est la suivante :

- Ciment 350 kg /m³ (7sacs)
- Sable 400l/m³ Cg ≤ 5 mm
- Gravillons 800l/m³ Cg ≤ 25 mm
- D'eau de gâchage 160~180l/m³ (est différent de l'été à l'hiver)

- L'ouvrabilité** : C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.
- 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, il égale à 3‰ de la longueur d'élément.

- **La dilatation** : Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ \text{C}$ donc la dilatation est de 2‰ de la longueur d'élément.
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoqué dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I.7.1 Caractéristiques mécaniques du béton:

Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de dimensions (16×32) cm. On peut admettre (BAEL91 [2] article A.2.1.1.1) que pour $j \leq 28$ la résistance de béton La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

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

- **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie D'après le **BAEL91** par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ et } f_{c28}=25 \text{ MPa ; } f_{t28}=2.1 \text{ MPa.}$$

Module de déformations longitudinales du béton

Modules de déformation longitudinale :

On distingue deux les modules de Young instantané et différé :

- Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} : Ce module est utilisé pour les calculs des contraintes normales d'une durée d'application inférieures 24 heures.

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91 [1])}$$

article A.2.1.2.1). ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

D'où: $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$

-Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} : Ce module permet de calculer la déformation

finale du béton Sous des contraintes de longue durée d'application.

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91 [2] article A.2.1.2.2).}$$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

Avec exprime en MPa.

Coefficient de poisson:

Par définition, Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. (BAEL91 article A.2.1.3).

$\{\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations ELU.
 $\{\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations ELS.

I.7. 2 Contraintes limite du Béton

- **Etat limite ultime (ELU) :**

-Selon le BAEL :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

L'article A.4.3.4.1 du BAEL donne la valeur de σ_{bc} [2] ;

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_h}$$

Avec :

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que : $\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b = 1.50$ pour les combinaisons courantes.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$ Si $t > 24h$

$\theta = 0.90$ Si $1h < t < 24h$

$\theta = 0.85$ Si $t < 1h$

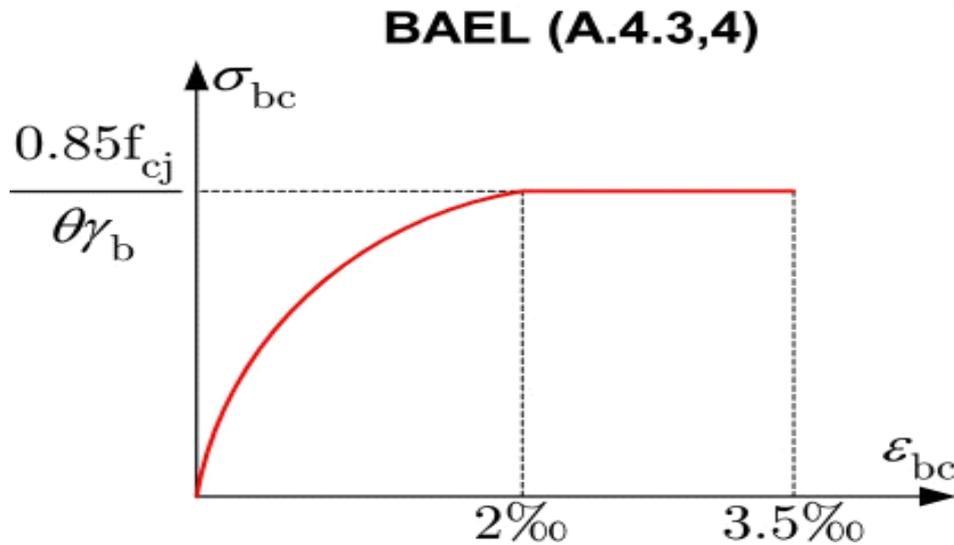


Figure I .9Diagramme contraintes- déformations du béton (BAEL).

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.4.2 du BAEL)

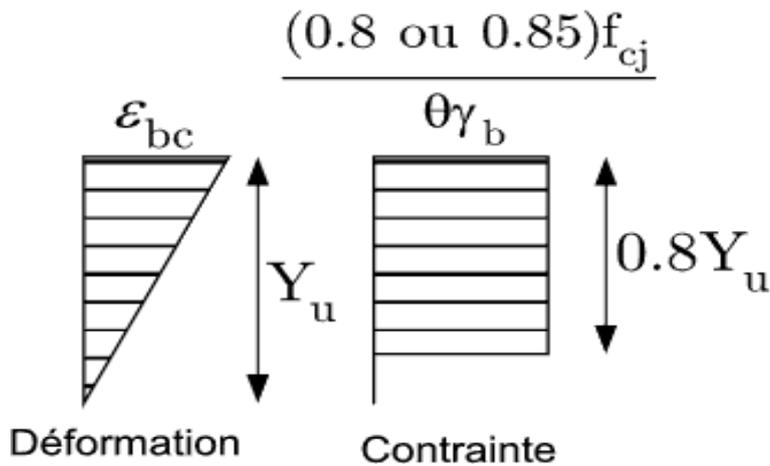


Figure I.10: Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).

La contrainte tangente ultime

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime V_u . L'article A.5.1 du **BAEL** donne la valeur de τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

Contrainte tangente limite ultime

L'article A. 5.1 du BAEL donne la valeur de [2] ;

- **Cas de l'armature Transversale droit à $\alpha = 90^\circ$:**

Fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma b} ; 5Mpa \right\}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma b} ; 4Mpa \right\}$

- **Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$:**

Quel que soit la fissuration : $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.27f_{cj}}{\gamma b} ; 7Mpa \right\}$

2-Aciers

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il

peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

2.1 Caractéristiques de forme des aciers

Il existe trois types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface ;

- *Les aciers lisses :*

Les nuances sont (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235MPa.

- *Les aciers à haute adhérence :*

Les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500MPa.

- *Treillis soudés (Ts) :*

La nuance et Fe E400 correspondant à la limite d'élasticité de 400MPa.

2.2 Contraintes limite d'acier

- **Etat limite ultime (ELU) :**

-Selon le BAEL :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation

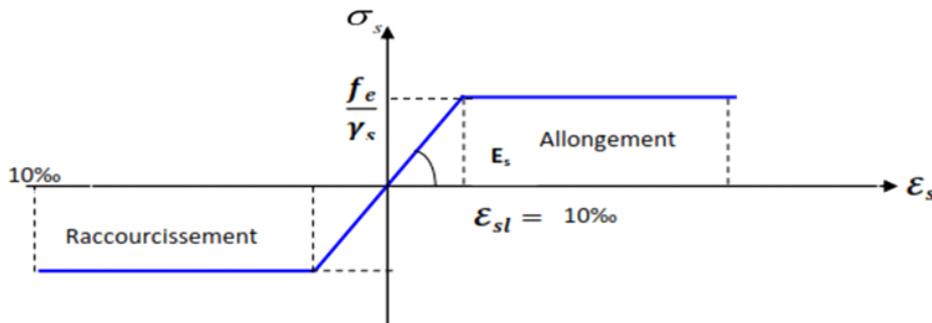


Figure I.11: Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).
Tel que :

f_e : Contrainte limite élastique.

- ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$
 $\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$
- σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_s := 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s := 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_e = 400$ MPa

Etat limite de service (ELS) :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft 28} \right) \right\}_{\min} = \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- Fissuration très préjudiciable : $\left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot ft 28} \right\}_{\min} = \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

Coefficient d'équivalence:

- Le coefficient d'équivalence noté h est le rapport suivant :

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

Avec :

h : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.8 Hypothèses de calcul

Etats limites :

Etat limite ultime : Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- A cause de sa faible résistance en traction Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à:

$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$: Sections partiellement comprimées.

$\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: Sections totalement comprimées «faible excentricité».

-L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$.

-L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

-Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

-Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

.Etat limite service : Les hypothèses de calcul sont :

-Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable ;

-Le coefficient d'équivalence : $\eta = \frac{Es}{Eb} = 15$.

-Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\varepsilon_{cu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I.9 Actions et sollicitations

• Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (permanent, exploitation, climatique...) qui sont appliquées à une

structure et aux déformations imposées, on distingue :

• Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

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

• Actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le

temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

• Actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte

durée d'application, on peut citer :

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

Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables :
 - A l'état limite ultime (ELU) : $1.35 G + 1.5 Q$.
 - A l'état limite de service (ELS) : $G + Q$.
- Situations accidentelles : utilisées dans notre étude selon le (RPA99/version 2003): $G + Q \pm E$
 $0.8 G \pm E$

- **Sollicitations**

Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments

d'une construction et on compte :

- Effort Normal N.
- Effort Tranchant V.
- Moment Fléchissant Mf.
- Couple de Torsion T.

I.10 Normes et règlements

On utilise pour le calcul de notre étude les règlements suivants :

- [CBA93] [5] (Codes du Béton Armé).
- [RPA99]/ révisée 2003[1] (Règles Parasismiques Algériennes).
- Le Règlement [BAEL 91] modifié 99[2] (Béton Armé aux Etats Limites).
- [DTR- B.C.2.2]. [6] (Document Technique Réglementaire charges et surcharge).

I.11 Logiciels utilisés

Pour étudier une construction, on a utilisé plusieurs codes numériques comme SAP, ETABS, AUTOCAD, ROBOT.

Dans notre projet, on a choisi de calculer par ROBOT.

Par définition, le logiciel Auto desk Robot structural Analyses professionnel propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structure l'évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

Conclusion

Dans ce 1er chapitre, nous avons cité les différents matériaux choisis pour le projet et leurs caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les codes et règlement vigueur.

Ainsi qu'une présentation architecturale et technique du bâtiment étudié

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Introduction

Nous étudions dans ce chapitre le pré dimensionnement des éléments structuraux afin de déterminer des sections préliminaires économiques, et d'éviter le sur plus d'acier et béton.

II.1 Pre-dimensionnement des planchers

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
 - Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.30 m)
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.-
- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

a-Planchers à corps-creux :

- Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :
- Les corps creux « entrevous » qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes;

La condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_x}{22.5}$$

h_t : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_x : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

On a $L_x = 330\text{cm}$

$$ht \geq \frac{330}{22.5} \quad \text{Donc} \quad ht \geq 14.66$$

On admet que : $ht = 20\text{cm}$

Résistance au feu :

Selon le BEAL 91:

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

- $e = 7 \text{ cm}$, pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$, pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$, pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

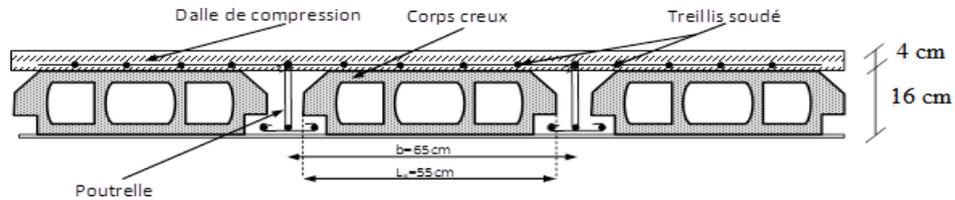


Figure II.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II.2 Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Son utilisation régularise un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers. Les principes composant d'escalier sont montrés dans la figure suivante :

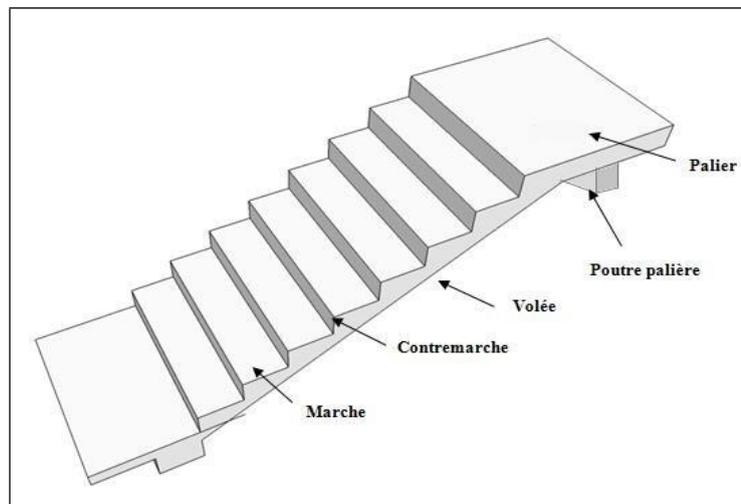


Figure II.2: Les principes composant d'escalier

-La hauteur et La largeur de la marche :

$$22 \leq g \leq 33$$

$$14 \leq h \leq 22$$

Pour une bonne réalisation d'escaliers on prend :

$g = 30 \text{ cm}$.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$h = 18\text{cm}$.

Vérification d'après la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 62\text{cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

Nombre des contres marches (N_c) :

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Avec H : la hauteur de RDC = 3.96 m et Etage courant = 3.24m

$$N_c = \frac{324}{18} = 18. \quad \text{On aura 18 contre marche entre chaque étage.}$$

Donc on adopte 9 contre marche

Nombre des marches (N_m) :

$$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \rightarrow \quad \text{Donc on adopte : 8 marches.}$$

La pente d'inclinaison (α) :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L}$$

avec

$$L = 30 \times 8 = 240\text{cm.}$$

$$\text{Tg } \alpha = 162/240 = 0,591$$

$$\alpha = 30,58^\circ$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L'épaisseur de palier et de volée (e) RDC et étage courant :

L :Est la portée de volée :

$$L = 2.8955 \text{ m} + 1.30 \text{ m}$$

Donc :

$$429.55/30 \leq e \leq 429.55/20$$

$$14,31 \leq e \leq 21,47 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Donc on adopte l'épaisseur $e = 18\text{cm}$.

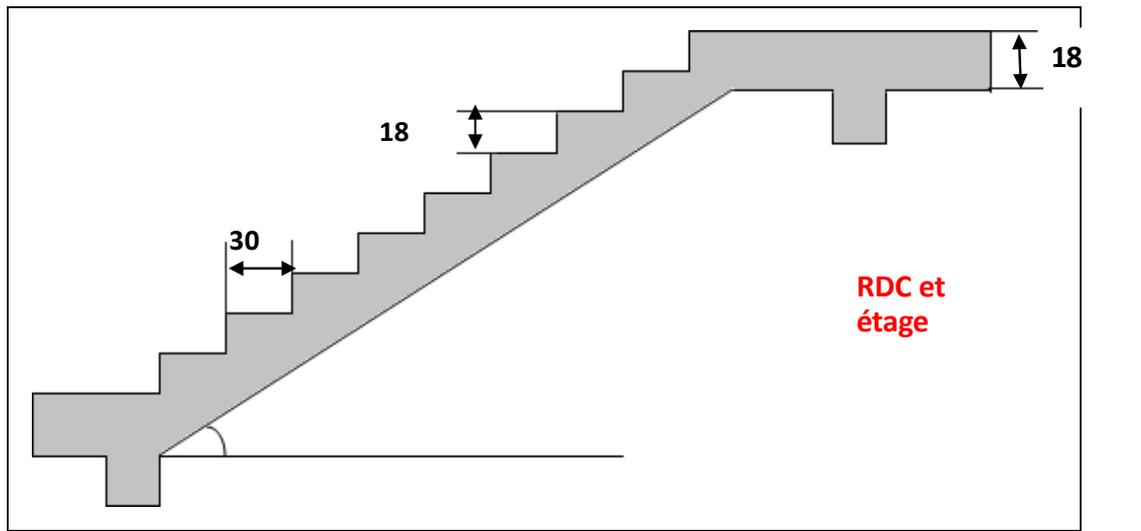


Figure II.3: Figure :Les dimensions d'escaliers (RDC et étage courant)

II.3 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

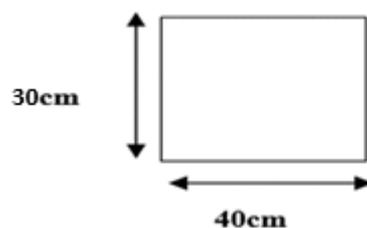
- D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21,33 \leq h \leq 32 \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 40\text{cm}$$



II.4 Pré-dimensionnement de L'acrotère

C'est un élément secondaire en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges
 plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre, main courante et à une force sismique horizontale définie par le RPA 99 version 2003). Son rôle principal est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

-L'acrotère de notre projet à dimensions suivantes (en cm) :

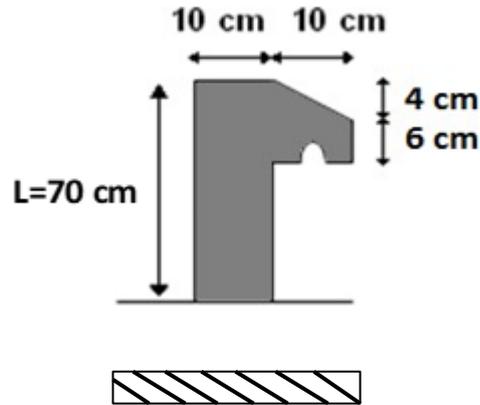


Figure II.4: Les dimensions de l'acrotère.

II.5 Pre-dimensionnement du balcon :

Un élément plan (dalle pleine) encastré dans les poutres dont l'une des dimensions (son épaisseur e) est nettement plus petit que ses dimensions en longueur et en largeur (portées L_x et L_y).

L'épaisseur du balcon doit satisfaire les conditions suivantes :

a-Résistance à la flexion :

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

-Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{l_x}{20}$

-Pour une dalle reposant sur deux appuis avec $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

-Pour une dalle reposant sur trois appuis ou 4 appuis avec $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

l_x : Largeur de la dalle plein.

$$e \geq 15\text{cm}$$

$$e = 15\text{cm}$$

b-Résistance au feu :

Selon la règle BEAL 91[3]:

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

- $e = 7 \text{ cm}$, pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$, pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$, pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que :

$e = 15 \text{ cm}$.

Donc on adopte : $e = 15 \text{ cm}$.



Figure II.5: L'épaisseur du balcon.

II.6 Pre-dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux métallique, ou en bois ou en béton armé, destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui.

Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis.

Le pré dimensionnement doit respecter la condition de la flèche.

D'après les règles de **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h: hauteur de la poutre.

b :largeur de la poutre.

L :est la grande portee de la poutre, mesuree entre nus des appuis.

Les poutres principales

La longueur de plus grande portee est egale a $L=3.30\text{m}$.

- **la hauteur de la poutre :**

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \quad \text{donc} \quad 22 \leq h \leq 33$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

On adopte : $h = 40\text{cm}$.

La largeur de la poutre :

$$0.4 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \quad \text{donc} \quad 16 \leq b \leq 28$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$.

Donc notre poutre a la section suivante : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003:

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

On adopte la section suivante $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ qui vérifie les conditions de RPA.

Les poutres secondaires

La longueur de plus grande portée est égale à $L = 3.30\text{m}$.

La hauteur de la poutre

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \quad 22 \leq h \leq 33 \quad \text{on adopte :} \quad h = 35\text{cm}.$$

La largeur de la poutre

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \text{Donc} \quad 14 \leq b \leq 24 \quad \text{on adopte :} \quad b = 30\text{cm}.$$

Donc notre poutre a la section suivante : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003

article 7.5.1

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

On adopte la section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ qui vérifie les conditions de RPA.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

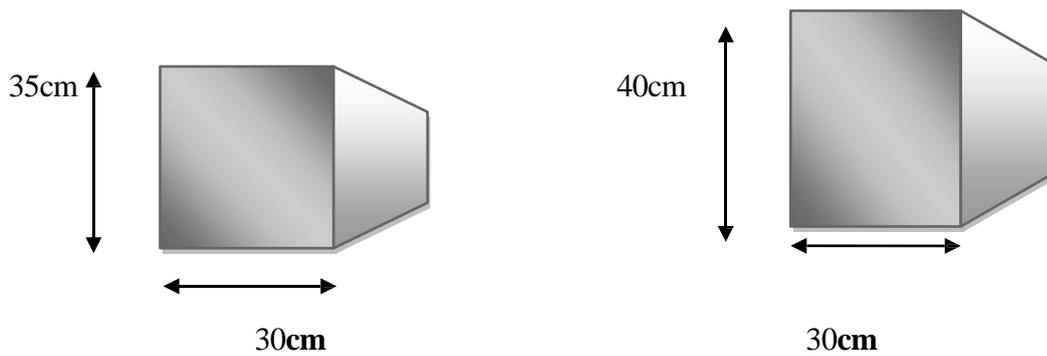


Figure II.6 : Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.

II.7 Pre-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des tiges droite, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (un réseau des poutres ou de dalle d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures (les fondation).

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité.

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

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

Les dimensions des poteaux supposées:

Selon BAEL 91.

$$b \geq \frac{l_f}{14.4}$$

l_f : longueur de flambement est $(0.7 L_o)$.

L_o : hauteur de RDC et Etage courant = 324 cm

$l_f = 324 * 0,7 = 226.8 \text{ Cm}$.

Donc :

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Pour RDC et l'étage courant :

$$b \geq \frac{226.8}{14.4}$$

$b \geq 15.75$ On adopte: $b = 30$ cm.

Vérification selon RPA:

On a: $b = 30$ cm et $h = 40$ cm.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \iff \frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \iff \text{Min}(30, 40) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le poteau à une section de **(30*40) cm²** pour RDC et étages courants.

II.8 Pré-dimensionnement des voiles

On définit les voiles ou murs de contreventement comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

L'épaisseur minimale est de **15 cm** de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de la rigidité extrémité.

Sont considérés comme voile les éléments satisfaisant à la condition : $l \geq 4a$ dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003):

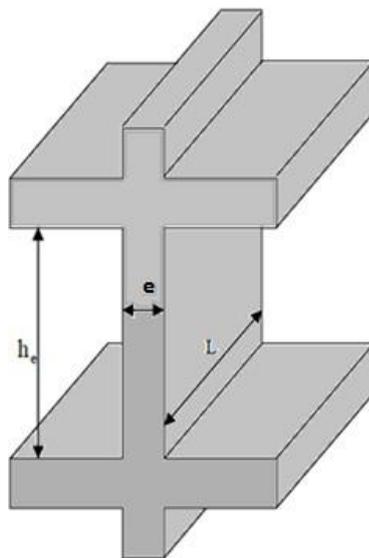


Figure II.7 : Coupe verticale d'un voile.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

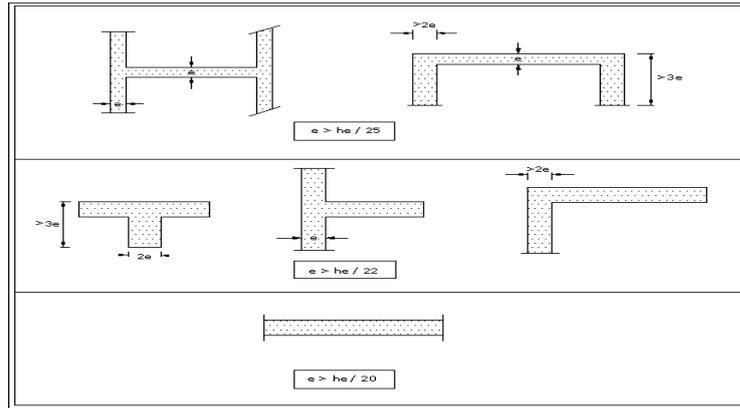


Figure II.8 : coupe horizontale d'un voile.

Pour le cas des voiles encadrés aux extrémités par des poteaux, qui ne se considèrent pas

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

comme des raidisseurs, l'épaisseur doit vérifier la condition des voiles libres suivante :

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la **Figure**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99]:

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,24\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \rightarrow e \geq 324/25 \quad \square \quad e \geq 12,96\text{ cm} \quad e \geq h/22 \rightarrow e \geq 324/22 \quad \square \quad e \geq 14,72\text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \rightarrow e \geq 324/20 \quad \square \quad e \geq 16,20\text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 12,96; 14,72; 16,20)$$

$$e \geq 16,20\text{ cm} \text{ on adopte que : } e=20\text{ cm} ; e=18\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 20\text{ cm}$**

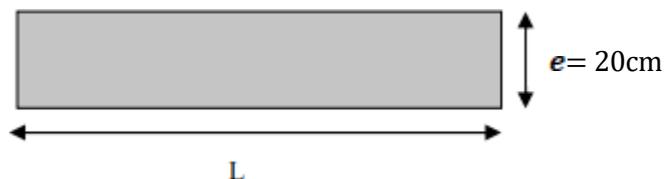


Figure II. 9: L'épaisseur de voile.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

II.9 Evaluation et décente de charges :

a-Charges variable :

Pour les planchers Sont définies selon l'article 7.2.4 du DTR BC-22

intitulés « charges permanentes et charges d'exploitation » dans le tableau suivant :

Nature de local	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Terrasse accessible	1.5
Etage courant	1.5

▪ Pour le balcon :

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

▪ Pour les escaliers :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (a usage d'habitation)}$$

▪ Pour l'acrotère :

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

b.Charges permanentes :

Plancher d'étage courant :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau

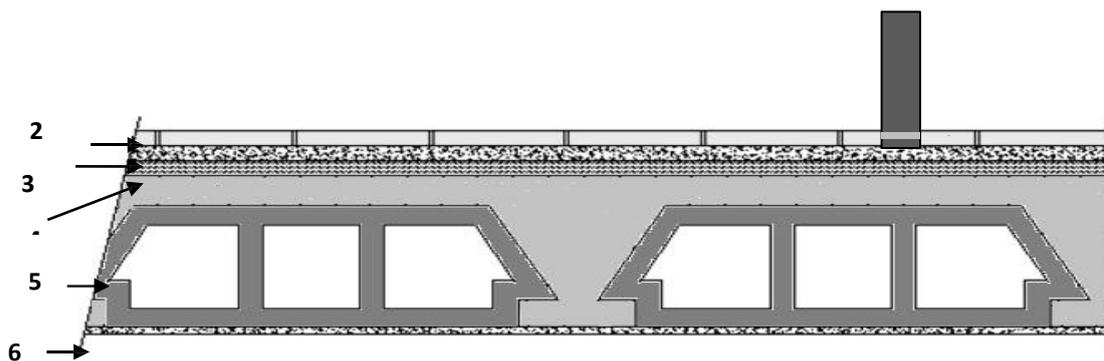


Figure II.10 : Coupe plancher d'étage courant.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau II.1: Les charges sur le plancher d'étage courant.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Cloisons en brique	-	-	1
2	Revêtement en carrelage	2	0.2 KN/m ² /cm	0.4
3	Mortier de pose	2	20 KN/m ³	0.40
4	Lit de sable	3	18 KN/m ³	0.54
5	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.80
6	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
Total		/		5.34

▪ Plancher de la terrasse inaccessible

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

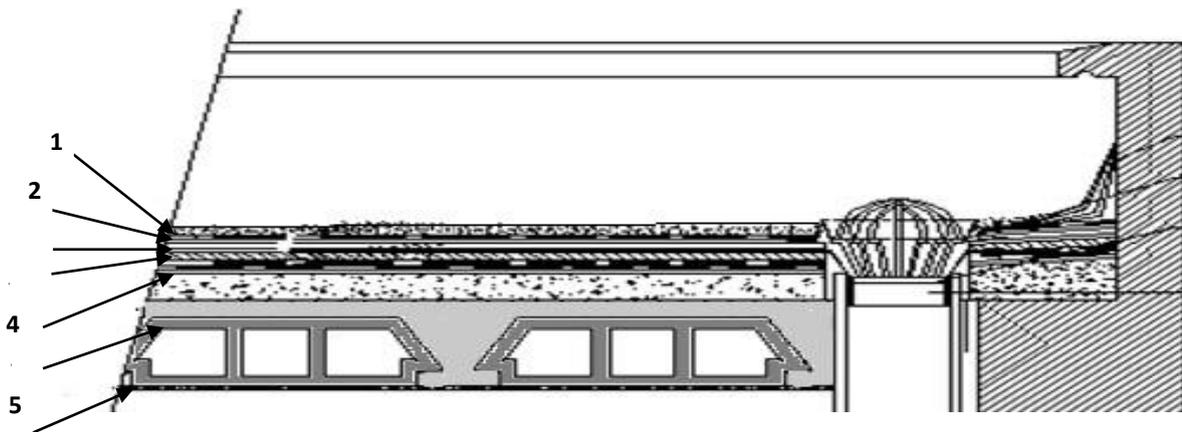


Figure II .11 : Coupe plancher de la terrasse accessible

TableauII.2 : Les charges sur le plancher de la terrasse accessible.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20KN/m ² /cm	0.4
2	Mortier de pose	2	20 KN/m ³	0.4
3	Etancheite multicouches	-	-	0.12
4	Lit de sable	10	22KN/m ³	2.20
5	Isolant thermique (liege)	4	4KN/m ³	0.16

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

6	Par vapeur	4	2.4 KN/m ² /cm	0.096
7	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.8
8	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
Total		/		6.376

▪ Mur intérieur

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

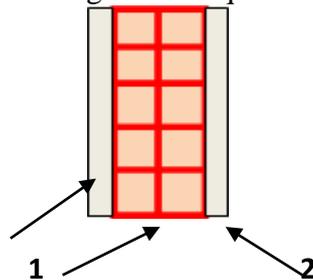


Figure II.12 : Les composants du mur intérieur (10cm).

Tableau II.3 : Les charges du mur intérieur (10cm).

N ^o	Constituants	Épaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m ³	0.9
2	Enduit plâtre (2 cotés)	2 + 2	10 KN/m ³ /cm	0.4
Total				1.30

▪ Mur extérieur

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

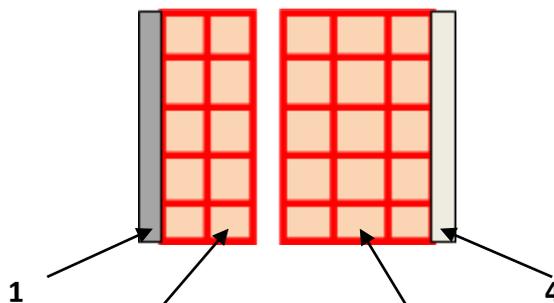


Figure II.13: Les composants du mur extérieur (15cm).

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau II.4 : Les charges du mur extérieur.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18 KN/m ² /cm	0.36
2	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m ³	0.9
3	Maçonnerie en brique creuse	15	9 KN/m ³	1.35
4	Enduit plâtre	2	10 KN/m ³	0.20
Total				2.81

▪ Le balcon :

Les balcons sont en dalle pleine

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau:

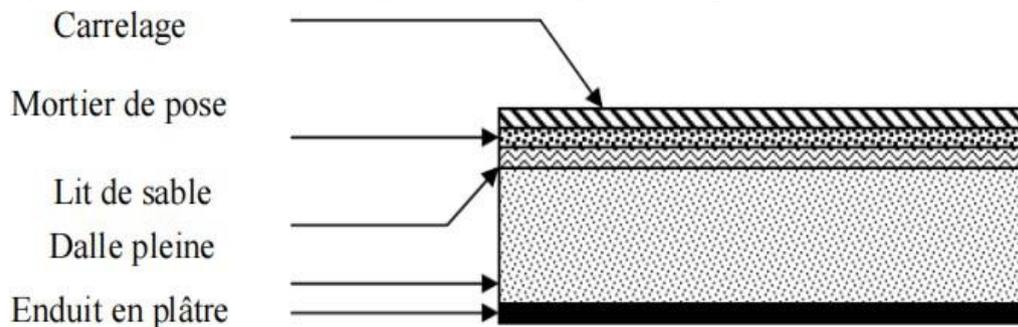


Figure II.14 : Coupe balcon d'étage courant.

Tableau II.5: Les charges sur le balcon d'étage courant.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m ² /cm	0.44
2	Mortier de pose	2	20 KN/m ³	0.40
3	Lit de sable	2	18 KN/m ³	0.36
4	Dalle pleine	15	25 KN/m ³	3.75
5	Enduit en ciment	2	0.18 KN/m ² /cm	0.36
Total				5.31

▪ Les escaliers :

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

La paillasse :

Tableau II.6: Les charges sur la paillasse

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Carrelage sur marches	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
2	Carrelage sur contre Marches	2h/g	0.20 KN/m ² /cm	0.226
3	Mortier de pose	0.02+0.02h/g	20 KN/m ³	0.626
4	Lit de sable	2	0.18 KN/m ³	0.36
5	Paillasse et marches	(0.18/cos32.19) + (0.17/2)	25 KN/m ³	7.443
6	Enduit en ciment	2/cos32.195	0.18 KN/m ² /cm	0.425
7	Gard – corps	-	-	0.10
Total				9.579

- Le palier :

Tableau II.7 : Les charges sur le palier.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
2	Mortier de pose	2	20 KN/m ³	0.40
3	Lit de sable	2	18 KN/m ³	0.36
4	Palier	18	25 KN/m ³	4.5
5	Enduit de ciment	2	0.18 KN/m ² /cm	0.36
Total				6.02

- L'acrotère de la terrasse accessible :

Sa charge permanente sera recensée comme suit :

Surface :

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$S=0.076\text{m}^2$$

Poids propre de L'acrotère :

$$g_0=(s \times \rho)=0.076 \times 25=1.9 \text{ KN/ml}$$

Poids de l'enduit deciment :

$$g_1=0.7 \times 0.02 \times 18=0.252 \text{ KN/ml.}$$

$$g_2=0.886 \times 0.02 \times 18=0.319 \text{ KN/ml.}$$

$$G=g_0+g_1+g_2=1.9+0.252+0.312=2.521 \text{ KN/ml.}$$

Loi de dégression des charges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

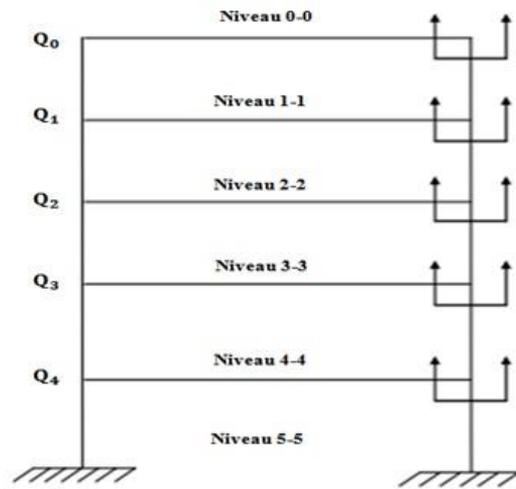
Le principe de cette loi est exposé comme suit :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages **1, 2,3, ..., n** numérotés à partir du sommet du bâtiment.

▪ **Surcharges différentes :**

Terrasse	Q_0
Dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Etage 2	$Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$
Etage 3	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
Etage 4	$Q_0 + 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Etage n ($n \geq 5$)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

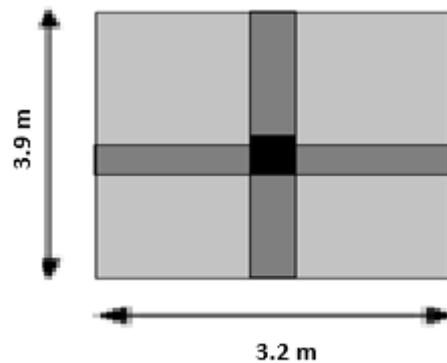


FigureII.15: La dégression des charges

Tableau II.8: L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

Niveau des Planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ surcharges différentes	Σ Surcharge (KN/m ²)
4	$Q_0 = 1.5$	$\Sigma_0 = Q_0$	1.5
3	$Q_1 = 1.5$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3
2	$Q_2 = 1.5$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	4.35
1	$Q_3 = 1.5$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.55
RDC	$Q_4 = 1.5$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.6

Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire) :



FigureII.16 :La surface afférente

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

La surface afférente :

$$S=(1.7 \times 1.5)+(2.2 \times 1.5)+(1.7 \times 1.4)+(2.2 \times 1.4)=11.31 \text{ m}^2.$$

-La charge permanente :

Les poteaux :

Le poteau RDC et le poteau D'étage :

$$25 \times 3.24 \times (0.4 \times 0.3) = 9.72 \text{ KN}.$$

Les poutres :

▪ La poutre principale :

$$0.3 \times 0.4 \times (1.5 + 1.4) = 8.7 \text{ KN}.$$

▪ La poutre secondaire

$$0.3 \times 0.35 \times (2.2 + 1.7) \times 25 = 10.237 \text{ KN}.$$

▪ Plancher terrasse accessible:

$$11.31 \times 6.376 = 72.11 \text{ KN}.$$

▪ Plancher d'étage courant:

$$11.31 \times 5.34 = 60.395 \text{ KN}.$$

▪ Mur intérieur (dans l'étage 1 à 4) et (dans RDC) :

$$((3.24 - 0.30)(1.5 + 1.4) + (3.24 - 0.4)(2.2 + 1.7)) \times 1.3 = 25.4826 \text{ KN}.$$

Tableau II.9: Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Poutre principale	8.7	16.965
	Poutre secondaire	10.237	
	Plancher terrasse	72.11	
Total		91.047	
	Revenant 0	91.047	
	Poteau des étages	9.72	

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

1-1	Poutre principale	8.7	33.93
	Poutre secondaire	10.237	
	Plancher étage courant	60.39	
	Mur intérieur d'étage	24.482	
Total		206.376	
2-2	Revenant 1	206.376	49.198
	Poteau des étages	9.3	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	10.237	
	Plancher étage courant	60.39	
	Mur intérieur d'étage	24.482	
Total		319.485	
3-3	Revenant 2	319.485	62.77
	Poteau des étages	9.3	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	10.237	
	Plancher étage courant	60.39	
	Mur intérieur d'étage	24.482	
Total		432.594	
4-4	Revenant 3	432.594	74.647
	Poteau des étages	9.3	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	10.237	

	Plancher étage courant	60.39	
	Mur intérieur d'étage	24.482	
Total		547.503	
5-5	Revenant 4	547.503	74.647
	Poteau de RDC	9.3	
	Mur intérieur	24.482	
Total		581.285	

Pré dimensionnement :

Selon le BAEL [3] article B.8.4.1, le pré dimensionnement est déterminé en supposant

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante:

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad (3)$$

Avec :

θ : coefficient égale à 1.

N_u : est l'effort normal ultime, que l'on déduit après faire la descente des charges.

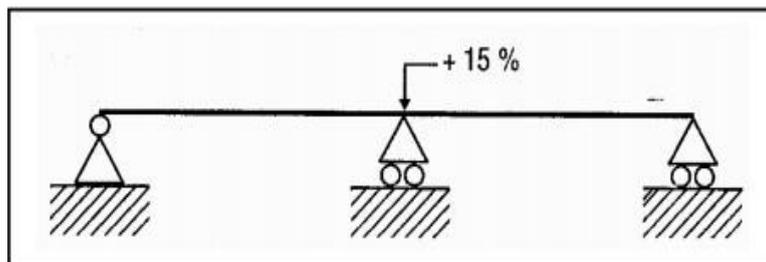
$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35 \times (581.285) + (1.5 \times 74.647)]$$

$$N_u = 896.705 \text{KN.}$$

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de :

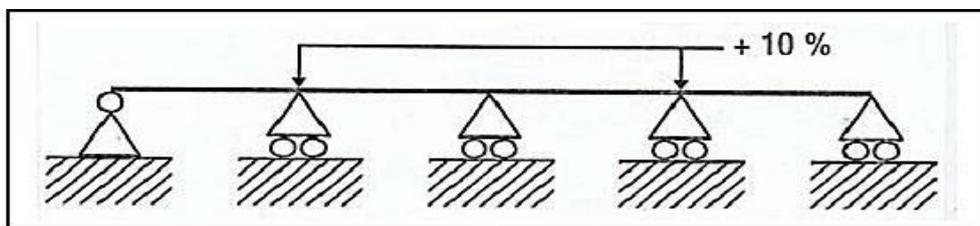
- pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On multiplie par 1.15).

15%



- pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1)

10%



CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Donc : pour le cas de notre bâtiment on la charge ultime N_u multiplie par 1.15.

-Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{1031.21 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25}$$

$$B \geq 0.0687$$

$$\text{On a } B = (0.4 \times 0.3) = 0.12 m^2$$

$$B = 0.12 \geq 0.0687 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

B_r : est la section de béton réduite du béton, obtenue en enlevant 1cm de béton sur toute la périphérie de la section :

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.4 - 0.02).$$

$$B_r = 0.1064 m^2.$$

α : un coefficient de flambement en fonction de l'élanement de l'élément poteau (λ)

$$\text{Pour } 0 < \lambda < 50 \quad \text{on à : } \alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)}$$

$$\text{Avec : } \beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2.$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda < 70 \quad \text{on à : } \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Donc on calcul l'élancement λ :

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

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0.7 l_0.$$

l_0 : Longueur du poteau.

i: Rayon de giration.

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie.

$$l_f = 0.7l_0 \times 3.24 = 2.268m.$$

$$B=0.12m^2.$$

$$I = \frac{(0.3 \times 0.4^3)}{12} = 0.0016m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.16 \times 10^{-2}}{0.12}} = 0.1154m$$

$$\lambda = \frac{2.268}{0.1154} = 19.653$$

Il est préférable de prendre $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{19.653}{35}\right)^2} = 0.799$$

A partir de l'équation citée précédemment, on trouve B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$B_r \geq \frac{1031.21 \times 10^{-3}}{0.84 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)} = 0.0602m^2$$

Avec $\frac{A_s}{B_r}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Le pourcentage minimal d'armature pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA V2003[1], pour la zone sismique **IIa** égale à : **0.8%**.

TableauII.10: Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	RDC	Etage 1,2,3,4,5
$N_u(KN)$	1031.21	1031.21
$B_{cal}(m^2)$	0.0991	0.0991
$B_{adop}(m^2)$	0.12	0.12
$l_0(m)$	3.24	3.24
$L_f(m)$	2.17	2.17
$I \cdot 10^{-2}(m^4)$	0.16×10^2	0.16×10^2
$i(m)$	0.1154	0.1154
λ	19.653	19.653
α	0.799	0.799
$Br_{cal}(m^2)$	0.0602	0.0602
$Br_{adop}(m^2)$	0.1064	0.1064

$Br_{adop}(m^2) > Br_{cal}(m^2)$CV.

Donc les poteaux ne risquent pas de flamber.....

Donc :

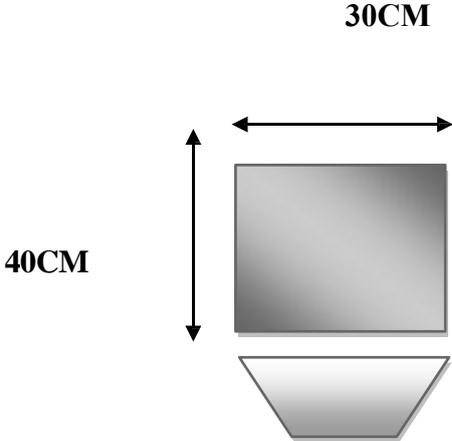
On adopte **h =40 cm** et **b= 30cm**

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(30,40) \geq 30\text{cm} \\ \min(30,40) \geq \frac{310}{20} \\ 0.25 \leq \frac{30}{40} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ 30\text{cm} > 15.5\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \underline{0.25 < 0.75 < 4 \dots\dots\dots CV} \end{array} \right.$$

On adopte la section (**b₁ × h₁**) = **(30 × 40) cm²** qui vérifie les conditions de **RPA** [1].



FigureII.17: Les dimensions du poteau.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de pré dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux et voile) et les éléments secondaires (escaliers, acrotère et plancher) et de déterminer les charges sollicitant ces derniers on été calculé dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Étude des éléments secondaires

Introduction :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs et les éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (acrotère, planchers, balcon et escaliers) qui se fera selon les étapes suivantes : (1) évaluation des charges sur l'élément considéré, (2) calcul des sollicitations les plus défavorables puis (3) détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (**BAEL 91 modifié 99, RPA 99 version 2003, et CBA93**).

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastree au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- - Un effort normal dû à son poids propre (**G**)
- - Une surcharge horizontale (**Q**) estimée à **1 KN/ml**.
- - Une effort sismique horizontal (**Fp**).
- -Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- -La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- -L'acrotère est sollicité en flexion composée.

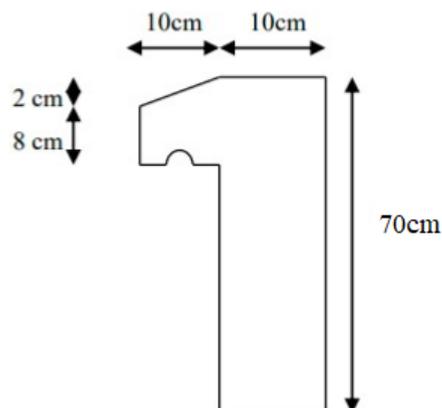


Figure III.1: Section de Calcul d acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $G = 2.521 \text{ KN/ml}$.

- la charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

E.L.U:

- $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.521 = 3.40 \text{ KN}$
- $M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$
- $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

E.L.S:

- $N_s = G = W_p = 2.521 \text{ KN}$
- $M_s = Q h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$
- $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

III.1.2. Calcul de l'excentricité :**Calcul a l'ELU :**

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composée.

- h : Épaisseur de la section : 10 cm
- b : Largeur de la section : 100 cm
- c : Enrobage : 2 cm
- $d = h - c$: Hauteur utile : $10 - 2 = 8 \text{ cm}$

MF : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendue.

- $e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.40} = 0.308 \text{ m} = 30.8 \text{ cm}$
- $e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.521} = 0.277 \text{ m} = 27.7 \text{ cm}$

a. Calcul des Armatures à l'ELU :

- $e_{ou} = 0.308 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$

Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

➤ **Calcul en Flexion Simple :**

III.1.3. Ferrailage et vérifications :

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{d-h}{2} \right)$$

$$M_f = 1.05 + 3.40 \left(\frac{0.8-0.1}{2} \right) = 3.71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{et } \theta = 1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.71 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.04.$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392$ (pour feE400) $A_s = 0$ La section est simplement armée.

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow Z = 80 (1 - 0.4 \times 0.051) = 78.368 \text{ mm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{3.71 \times 10^6}{78.368 \times 348} = 136.03 \text{ mm}^2 \rightarrow A_f = 1.36 \text{ cm}^2.$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A_s) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 136 - \frac{3.40 \times 10^3}{348} = 126.23 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 1.26 \text{ cm}^2.$$

III.1.3.1. Vérification à L ELU :

- Condition de Non Fragilité : [BAEL91] Article (A.4.2.1). [2]

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u = 1.26 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

- Espacement maximale :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA6 = 1.13 cm²

- Espacement maximale :

$$St = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] Article (5.1.1) [2] :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \rightarrow \tau_u = \frac{0.15 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

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

III.1.3.2. Calcul à l'ELS :

- $e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.521} = 0.277 \text{ m} = 27.7 \text{ cm}$
- $e_{ou} = 0.277 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$

Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

- $M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{d-h}{2}\right)0$
- $M_f = 0.7 + 2.521 \left(\frac{0.8-0.10}{2}\right)$
- $M_f = 2.59 \text{ KN.m.}$

Calcul du moment limite de service M1 :

- $M_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s$

La contrainte du béton à l'ELS est :

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$
- $\mu_r = \alpha \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right)$
- $\alpha r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$

La contrainte de l'acier à l'ELS (La fissuration est préjudiciable).

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{f_{t28}} \right\}$ (CBA 93 article A.4.5.3.3). [5]
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ Mpa.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.67; 201.63\}$
- $\bar{\sigma}_{st} = 201.63$ Mpa
- $\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$
- $\mu_r = 0.53 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.22$
- $M_1 = 0.22 \times 1000 \times (80)^2 \times 15 = 2.112 \times 10^7$ N. mm
- $M_1 = 21.12$ KN.m
- $M_s = 0.7$ KN.m < $M_1 = 21.12$ KN.m $A = 0$. La section sans acier comprimé.

- $z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 80 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 65.86$ mm
- $A_s = \frac{M_{ser}}{z_r \sigma_{st}} = \frac{0.7 \times 10^6}{65.86 \times 201.63} = 52.71$ mm²
 $A_s = 0.52$ cm²
- $A_{s\ ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = 52.71 - \frac{2.521 \times 10^3}{201.63} = 40.20$ mm²
 $A_{s\ ser} = 0.40$ cm²
 $A_s = \max (A_{s\ ser} = 0.40 ; A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2)$
 $A_s = 1.45$ cm²
 → On adopter : **$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification de l'Acrotère au Séisme :**

D'après le RPA99 version 2003 (Article 6.2.3) [1]. Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

- $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8.
- W_p : Poids de l'élément.
- A : Coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2).

Dans notre cas :

- Le groupe d'usage 2 et zone one IIa (Mila) → $A = 0.15$.
- Élément en console → $C_p = 0.8$.

- Poids de l'acrotère → $W_p = 2.521 \text{ KN. ml.}$

D'où :

- $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.521 = 1.21 \text{ KN/ml}$
- $F_p = 1.21 \text{ KN/ml}$
- $F_p = 1.21 \leq 1.5Q = 1.5 \dots\dots\dots$ Vérifié.
-

Alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations Q, W_p .

III.2.4. Schéma de ferrailage :

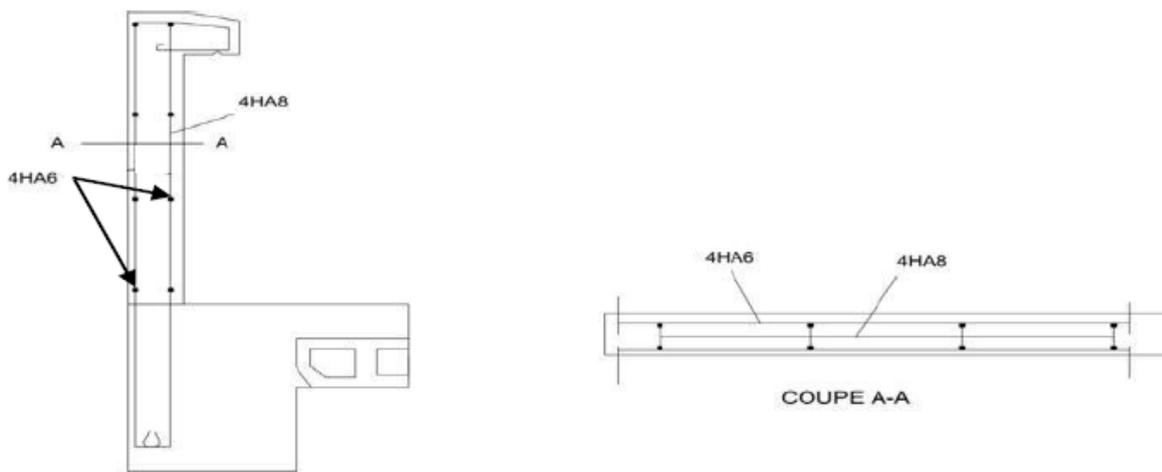


Figure III.2: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.2. Étude et ferrailage des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est soumis à ses poids propres et aux surcharges.

Les caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc. Le nombre de marches est pris comme suit :
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche. Le nombre de contre marche est donnée par :

- c. • **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm.
- d. • **L’emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- e. • **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successive.
- f. • **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l’escalier.
- g. • **La volée** : est l’ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- h. • **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- i. • **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d’épaisseur.

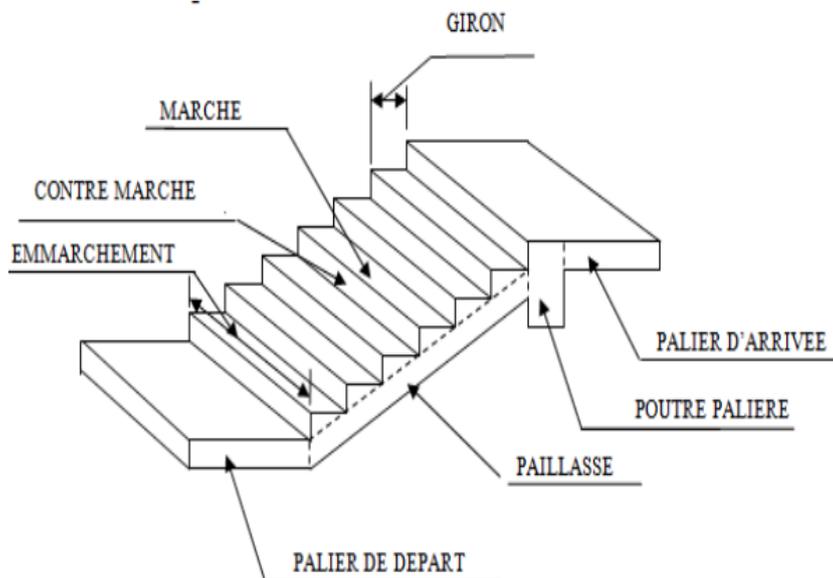


Figure III.2 : Schéma d’escalier.

III.2.1. Calcul des sollicitations :

a. Évaluation des charges :

- **Paillasse :**

- Charge permanente : $G=9.579 \text{ KN/m}^2$
- Charge d’exploitation : $Q =2.5 \text{ KN/m}^2$

• Palier :

- Charge permanente : $G=6.02\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q =2.5 \text{ KN/m}^2$

• Pour le mur extérieur :

- $G = 2.81\text{KN/m}^2$

ELU :

•Palier :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.877 \text{KN/m}$$

• Paillasse

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 9.579 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.68 \text{ KN/m}$$

ELS :

• Palier

$$q_s = (G + Q) \times 1m = (6.02 + 2.5) \times 1 = 8.52 \text{ KN/m}$$

• Paillasse

$$q_s = (G + Q) \times 1m = (9.579 + 2.5) \times 1 = 12.079 \text{ KN/m}$$

Désignation	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	16.68	11.877
ELS	12.079	8.52

Tableau III.1 : Évaluation de charges des escaliers.

Pour le mur extérieur :

ELU :

- $P_u = 1.35 \times G \times \frac{3.20}{2} \times 1 = 1.35 \times 2.81 \times \frac{3.20}{2} \times 1$
- $P_u = 6.06 \text{ KN}$

ELS :

- $P_u = G \times \frac{3.20}{2} \times 1 \rightarrow P_u = 2.81 \times \frac{3.20}{2} \times 1$
- $P_u = 4.49 \text{ KN}$

➤ Schéma statique :

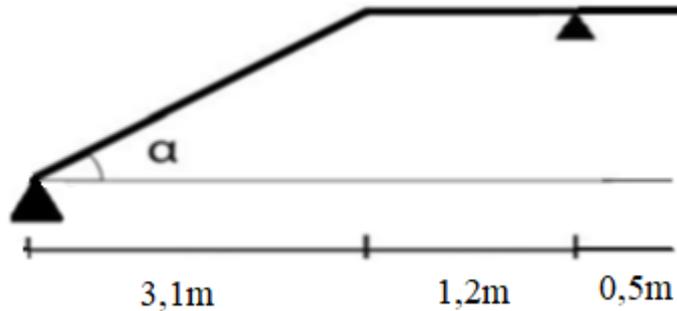


Figure III.3 : schéma statique avec les dimensions d'escalier

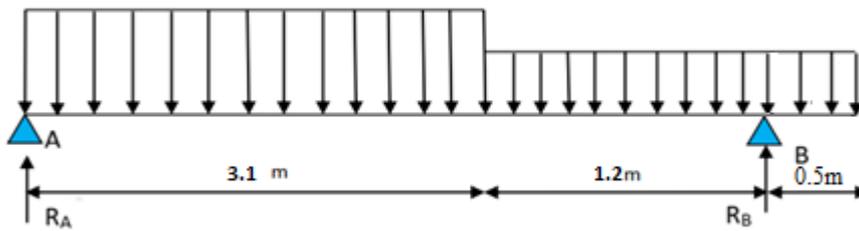


Figure III.4 : Évaluation des charges.

b. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le calcul des sollicitations peut être mené par la méthode équivalente :

❖ Méthode de la charge équivalente

- $P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_1 \times L_2 + P_m}{L_1 + L_2}$
- $P_{eq} = \frac{16.68 \times 3.1 + 11.877 \times 1.7 + 6.06}{3.1 + 1.7}$
- $P_{eq} = 16.24 \text{ KN}$

❖ Le moment isostatique

- $M_0 = \frac{P_{eq} \times L^2}{8}$

- $M_0 = \frac{16.24 \times 4.8^2}{8}$

- $M_0 = 46.77 \text{ KN.m}$

❖ **L'effort tranchant**

- $T_u = \frac{P_{eq} \times L}{2}$

- $T_u = \frac{16.24 \times 4.8}{2}$

- $T_u = 38.97 \text{ KN}$

❖ **Le moment sur appuis**

- $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 46.77 = -14.03 \text{ KN.m}$.

- $M_a = -14.03 \text{ KN.m}$

❖ **Le moment sur travée**

- $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 46.77 = 39.75 \text{ KN.m}$.

- $M_t = 39.75 \text{ KN.m}$.

c. Calcul des sollicitations à l'ELS :

Le calcul des sollicitations peut être mené par la méthode équivalente :

❖ **La charge équivalente**

- $P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2 + P_m}{L_1 + L_2}$

- $P_{eq} = \frac{12.079 \times 3.1 + 8.52 \times 1.7 + 4.49}{3.1 + 1.7}$

- $P_{eq} = 11.75 \text{ KN}$

❖ **Le moment isostatique**

- $M_0 = \frac{P_{eq} \times L^2}{8}$

- $M_0 = \frac{11.75 \times 4.8^2}{8}$
- $M_0 = 33.84 \text{ KN/m}$

❖ **L'effort tranchant**

- $T_u = \frac{P_{eq} \times L}{2}$
- $T_u = \frac{11.75 \times 4.8}{2}$
- $T_u = 28.2 \text{ KN}$

❖ **Le moment sur appuis**

- $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 33.84 = -10.15 \text{ KN.m.}$
- $M_a = -10.15 \text{ KN.m}$

❖ **Le moment sur travée**

- $M_t = 0.8M_0 = 0.85 \times 33.84 = 28.76 \text{ KN.m.}$
- $M_t = 28.76 \text{ KN.m.}$

III.2.2. Calcul de Ferrailage à E.L.U:

➤ **Sur appuis :**

$M_a = 14.03 \text{ KN.m}$

- $\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$
- $\mu_{bu} = \frac{14.03 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.17} = 0.037$

$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$

$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A. = 0.$

- $\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047.$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 162(1 - 0.4 \times 0.047) = 158.95 \text{ mm.}$

$$A_s = \frac{Ma}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.03 \times 10^6}{158.95 \times \frac{400}{1.15}}$$

$A_s = 253.64 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s \text{ (calculé)} = 2.53 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_c = 2.1 \text{ Mpa.}$

$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 16.2 \times 2.1}{400} = 195.61 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{min} = 1.95 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A_{cal} = 2.53; A_{min} = 1.95 \text{ cm}^2)$

→ On adopte : **4HA10 soit $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$**

❖ **Espacement maximale :**

$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 20 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifié

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$

→ On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

❖ **Espacement maximale :**

$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 25 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifié

Mau (KN.m)	Mbu	α_u	Z (mm)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopt(cm ²)	St(cm)
14.03	0.037	0.047	158.95	2.53	1.95	4HA10=3.14	25

Tableau III.2 : Calcul de Ferrailage à E.L.U.

III.2.3. Vérification de l'effort tranchant :

- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
- $\tau_u = \frac{T_u}{b d} \rightarrow \tau_u = \frac{88.26 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.203 \text{ Mpa}$
- $\tau_u = 0.203 \text{ Mpa}$
- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa})$
- $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$
- $\tau_u = 0.203 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

➤ **En travée :**

$M_t = 39.75 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} = \frac{39.75 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.17} = 0.106$

$\mu_{bu} = 0.106 \leq \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot A.}$

$\mu_{bu} = 0.106 \leq \mu_1 = 0.392 \text{ A.} = 0.$

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.14$

$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 162(1 - 0.4 \times 0.14) = 152.92 \text{ mm.}$

$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{39.75 \times 10^6}{152.92 \times \frac{400}{1.15}} = 746.95 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s(\text{calculé}) = 7.47 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 16.2 \times 2.1}{400} = 195.61 \text{ mm}^2 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_{cal} = 7.47; A_{min} = 1.95 \text{ cm}^2)$$

→ On adopte : **6HA14 soit $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$**

❖ **Espacement maximale :**

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

❖ **Espacement maximale**

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Mtu (KN.m)	Mbu	α_u	Z (mm)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopt(cm ²)	St(cm)
39.75	0.106	0.14	152.92	7.47	1.95	6HA14=9.24	25

Tableau III.3 : Tableau de ferrailage à l'ELU sur travée.

III.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **Sur appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

❖ **Position de l'axe neutre :**

- $\eta = 15$
- $A_s = 0$
- $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (16.2 - y) \times 9.24 = 0$$

$$50y^2 + 138.6y - 2245.32 = 0$$

$$y = 5.45 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.45^3 + 15 \times (16.2 - 5.45)^2 \times 9.24 = 21412.86 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.15 \times 10^6 \times 54.5}{21412.86 \times 10^4} = 2.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$$

Les résultats trouvés en Appui et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections	Mas(KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc(Mpa)	σbc ≤ σ ^{bc}
Appui	10.15	9.24	5.45	21412.86	2.5	CV

Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

➤ **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

❖ **Position de l'axe neutre :**

- $\eta = 15$
- $A_s = 0$
- $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (16.2 - y) \times 3.14 = 0$$

$$50y^2 + 47.1 y - 763.02 = 0$$

$$y = 3.45 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.45^3 + 15 \times (16.2 - 3.45)^2 \times 3.14 = 9025.48 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{28.76 \times 10^6 \times 34.5}{9025.48 \times 10^4} = 10.99 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.99 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$$

Les résultats trouvés en Appui et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections	Mas(KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc(Mpa)	σbc ≤ σ̄bc
Travée	28.76	3.14	3.46	9025.48	10.99	CV

Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Finalemment :

➤ **Travée :**

- A principale = 6HA14 = 9.24 cm²
- A répartition=3HA10 =2.36cm²
- Avec un espacement St=25 cm²

➤ **Appui :**

- A principale = 4HA10 = 3.14 cm²
- A répartition= 3HA10 =2.36 cm
- Avec un espacement St=25 cm²

III.2.5. Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.18}{4.30} = 0.041 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M0} \rightarrow \frac{0.18}{4.70} = 0.038 \geq \frac{39.75}{10 \times 46.77} = 0.085 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$
- $\frac{As}{b d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{9.24}{100 \times 16.2} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$

Les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

❖ **Calcul de la flèche : BAEL 91**

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$

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

- $I_0 = \frac{b h^3}{12} + As \left[\frac{h}{2} - d \right]^2 + 15 As' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$
- $I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 9.24 \left[\frac{18}{2} - 16.2 \right]^2$
- $I_0 = 49079 \text{ cm}^4$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{As}{b_0 d} = \frac{9.24}{100 \times 16.2} \rightarrow \rho = 0.057$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.004} \rightarrow \lambda_i = 5.25$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.004} \times 0.02 \times 2.1/5 \times 0.00 \rightarrow \lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 232.73 \rightarrow \sigma_s = 232.73 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 232.73 + 2.1} \right] \rightarrow \mu = 0.40$$

❖ **Moment d'inertie fictive :**

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 48951.99}{1 + 5.25 \times 0.4} = 17370.06 \rightarrow I_{fi} = 17370.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 48951.99}{1 + 2.1 \times 0.4} = 29264.77 \rightarrow I_{fv} = 29264.77 \text{ cm}^4$$

❖ **La flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{25.6 \times 10^6 \times (3.1 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 17370.06 \times 10^4} = 4.40 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{25.6 \times 10^6 \times (3.1 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 29264.77 \times 10^4} = 7.84 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta ft = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta ft = 7.84 - 4.4 \leq \frac{3100}{500}$$

$$\Delta ft = 3.44 \leq \bar{f} = 6.2 \text{ mm}$$

III.2.6. Schéma de ferrailage :

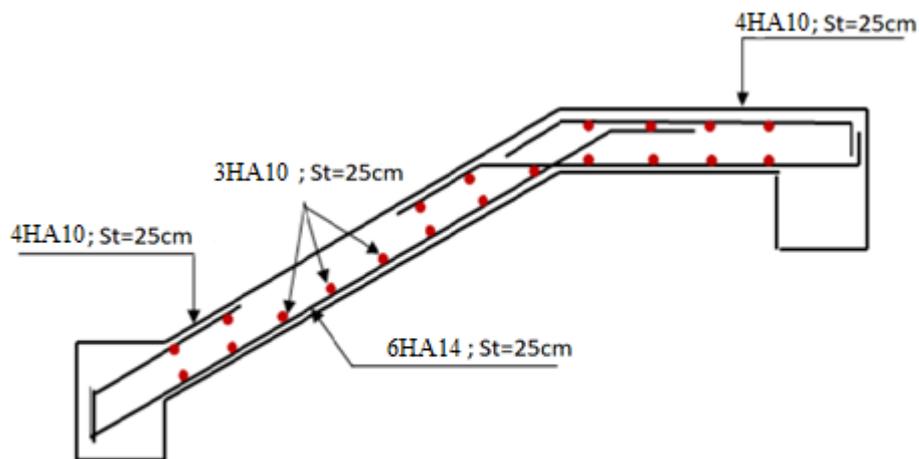


Figure III.6 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.3. Étude de la poutre palière :

III.3.1. Introduction :

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire calculée aux sollicitations de flexion et de torsion.

Le moment d'appui des escaliers provoque un moment de torsion ; ce dernier atteint sa valeur maximale au niveau des appuis.

III.3.2. Évaluation des charges :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 290\text{cm} \Rightarrow \frac{290}{15} = 19.33\text{cm} \leq h \leq \frac{290}{10} = 29\text{cm}$$

$h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$ et $l = 2.9\text{ m}$.

- **Le calcul se fait à la flexion simple :**

$$q_{eq} = \frac{q_{u1} \times L_1 + 2 q_{u2} \times L_2}{L_1 + 2 L_2 + (g_p + g_{mur})}$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre palière et du mur respectivement.

- **Poids propre de la poutre palière :**

$$g_p = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.40 \times 25$$

$$g_p = 3\text{ KN/m}$$

- **Poids propre de la poutre mur :**

$$g_{mur} = G_{mur} \times h_{mur} = 2.81 \times 1.62 = 4.55\text{ KN/m}$$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{ELU : } R_B = 30.90\text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } R_B = 22.29\text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcul les sollicitations :

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B ($q_{escalier} = R_B$)

-ELU :

- $q_u = 1.35 (g_p + g_{mur}) + R_B = 1.35 (3 + 4.55) + 30.90 = 41.09\text{ KN/m}$

- $q_u = 41.09\text{ KN/m}$

-ELS :

- $q_s = g_p + g_{mur} + R_B = 3 + 4.55 + 22.29 = 29.84 \text{ KN/m}$
- $q_s = 29.84 \text{ KN/m}$

- **Calcul des moments et l'effort tranchants :**

-ELU :

$$q_u = 41.09 \text{ KN/m}$$

- Travée : $M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24}$
 $M_{tu} = 14.40 \text{ KN.m}$
- Appui : $M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12}$
 $M_{au} = 28.80 \text{ KN.m}$
- $T_u = \frac{q_u \times l}{2}$
 $T_u = \frac{41.09 \times 2.9}{2}$
 $T_u = 59.58 \text{ KN}$

-ELS :

$$q_s = 29.84 \text{ KN/ml}$$

- Travée : $M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24}$
 $M_{ts} = 10.45 \text{ KN/m}$
- Appui : $M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12}$
 $M_{as} = 20.91 \text{ KN.m}$
- $T_s = \frac{q_s \times l}{2}$
 $T_s = \frac{29.84 \times 2.9}{2}$
 $T_s = 43.27 \text{ KN}$

III.4.4. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

- $b = 30 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $d = 0.9 h = 36 \text{ cm}$

En travée :

$$M_{tu} = 14.40 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}}$ Avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ et $\theta = 1$

- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{14.40 \times 10^6}{1000 \times 360 \times 14.17} = 0.0078.$$

- $\mu_{bu} = 0.0078 \leq \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A.
- $\mu_{bu} = 0.0078 \leq \mu_1 = 0.392$ A. = 0.
- $\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0078})$
= 0.0097
- $Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 360(1 - 0.4 \times 0.0097)$
= 358.60 mm.

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{14.40 \times 10^6}{358.60 \times 348} = 52.71 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 115.45 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s(\text{calculé}) = 1.15 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 300 \times 360 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{cal} = 1.15 ; A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2)$

\rightarrow On adopte : 4HA10 soit $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$M_{au} = 28.80 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b d^2 f_{bu}}$ Avec : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ et $\theta = 1$

- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$
- $\mu_{bu} = \frac{28.80 \times 10^6}{1000 \times 360 \times 14.17} = 0.0015.$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A. = 0.$$

- $\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 360(1 - 0.4 \times 0.019) = 357.26 \text{ mm.}$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \sigma_s} = \frac{28.80 \times 10^6}{357.26 \times 348} = 231.76 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 231.76 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s(\text{calculé}) = 2.31 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 360 \times 2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{cal} = 2.31 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 4.35 \text{ cm}^2)$$

→ On adopte : 4HA12 soit $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

sections	M KN.m	B (cm)	D (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Travée	14.40	30	360	0.0078	0.0097	358.60	1.15	0.96	4HA10 = 3.14
Appui	28.80	30	360	0.0015	0.019	357.26	2.31	4.35	4HA12 = 4.52

Tableau III.6 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

• Vérifications :

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \rightarrow \tau_u = \frac{88.26 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.81 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

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

-Espacement :

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) [3]

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (32.4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$St = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

-Armatures transversales :

$$At \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400}$$

$$At \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$At \geq \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$At \geq 0.258 \text{ cm}^2$$

$$At = \max (0.45 ; 0.258) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En travée :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

- $M_{ts} = 10.45 \text{ KN/m}$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 ; \quad A_s = 0 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36-y) \times 2.36 = 0$$

$$15y^2 + 35.4y - 1274.4 = 0$$

$$y = 8.11 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.11^3 + 15 \times (36 - 8.11)^2 \times 2.36 = 32870.08 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.45 \times 10^6 \times 81.1}{32870.08 \times 10^4} = 2.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifie.}$$

Sur appuis :

- $M_{as} = -20.91 \text{ KN.m}$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 ; \quad A_s = 0 \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36 - y) \times 6.79 = 0$$

$$15y^2 + 101.85y - 3666.6 = 0$$

$$y = 12.60 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 12.60^3 + 15 \times (36 - 12.60)^2 \times 6.79 = 75772.74 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.91 \times 10^6 \times 126}{75772.74 \times 10^4} = 3.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.48 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

Sections	M(KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (Mpa)	σbc ≤ σ̄bc
Travée	10.45	2.36	8.11	32870.08	2.58	CV
App	-20.91	6.79	12.60	75772.74	3.48	CV

Tableau III.7 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{2.90} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ cv}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.40}{2.90} = 0.13 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{ cv}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 36} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ cv}$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

• Calcul la poutre palière à la torsion :

Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91[2], dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi (e = Ø/6) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état

limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{torsion}} = M_{\text{au}} = 12.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{torsion max}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times L}{2} = 15.41 \text{ KN.m}$$

Avec :

MB : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à l'ELU.

- $M_{\text{torsion}} = 15.41 \text{ KN. m}$

Donc :

- $A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$

Avec :

- Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que.
- $\Omega = (b-e) \times (h-e)$
- e : Épaisseur de la paroi avec $e = \emptyset/6$
- $\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)
- $\emptyset = \min(30, 40)$
- $\emptyset = 30 \text{ cm}$
- $e = 5 \text{ cm}$
- $\Omega = 875 \text{ cm}^2$

U : Périmètre de la section de la poutre palière = $2 [(b - e) + (h - e)]$

- $U = 120 \text{ cm}$

$$A_{\text{I tor}} = \frac{15.14 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{87500 \times 2 \times 400} = 303.80 \text{ mm}^2$$

- $A_{\text{I tor}} = 3.03 \text{ cm}^2$

-Armatures transversales :

- $A_{\text{t tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$

- $A_{\text{t tor}} = \frac{15.14 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 50} = 33.02 \text{ mm}^2$

- $A_{\text{t tor}} = 0.33 \text{ cm}^2$

-Contrainte de cisaillement à la torsion :

- $\tau_{tor} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e}$
- $\tau_{tor} = \frac{15.14 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1.76 \text{ Mpa}$

On doit vérifier que :

- $\tau_{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec :

- $\tau_{total\ torsion} = (\text{flexion})^2 + (\tau_{torsion})^2$
- $\tau_{total\ torsion} = (0.81)^2 + (1.76)^2 = 1.93 \text{ Mpa}$

-Fissuration peu nuisible :

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$
- $\tau_u = 1.6 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

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

III.3.4. Schéma de ferrailage :

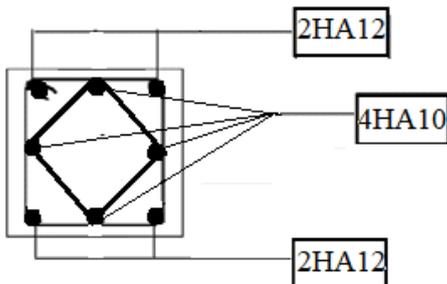


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (Sur appui et en travée).

III.4. Les balcons :

On étudie le panneau le plus sollicité :

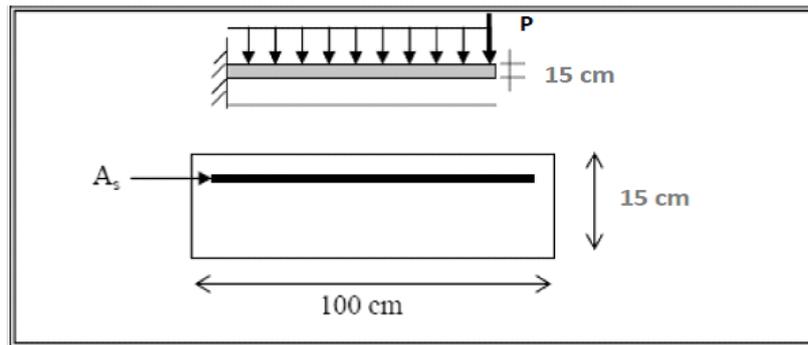


Figure III.6 : Schéma statique du balcon

III.4.1. Méthode de calcul :

Une dalle pleine peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elle est calculée par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis.

- l_x : La plus petite dimension du panneau.
- l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Si $\rho \leq 0.4$: La dalle travaille suivant un seul sens, on les appelle les poutres-dalles (flexion suivant l_x).
- Si $\rho > 0.4$: La dalle travaille suivant les deux sens, (flexion suivant l_x et l_y).

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

- e : épaisseur de la dalle.
- $e = 15 \text{ cm}$
- $L_x = 1.20 \text{ m}$
- $L_y = 3.30 \text{ m}$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.20}{3.30} = 0.36$$

$\rho = 0.36 < 0.4$ Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

III.4.2. Étude de balcon :

- **Évaluation des charges :**

- $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P = 1 \text{ KN}$.

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

- **Combinaison des charges :**

ELU :

- $q_u = (1.35G + 1.5Q) 1\text{m}$
- $q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$
- $q_u = 12.42 \text{ KN/m}$

- $P_u = 1.35P$
- $P_u = 1.35 \times 1$
- $P_u = 1.35 \text{ KN}$

ELS :

- $q_s = (G + Q) 1 \text{ m}$
- $q_s = (5.31 + 3.5) 1$
- $q_s = 8.81 \text{ KN.m}$

- $P_s = P$
- $P_s = 1 \text{ KN}$

- **Sollicitations de Calcul :**

ELU :

- $M_u = \frac{qu Lx^2}{2} + P_u Lx$
- $M_u = \frac{12.42 \times 1.20^2}{2} + 1.35 \times 1.2$
- $M_u = 10.56 \text{ KN.m}$
- $V_u = qu Lx + P_u$
- $V_u = 12.42 \times 1.2 + 1.35$
- $V_u = 16.52 \text{ KN.}$

ELS :

- $M_s = \frac{qs Lx^2}{2} + P_s Lx$
- $M_s = \frac{8.81 \times 1.20^2}{2} + 1 \times 1.2$
- $M_s = 7.54 \text{ KN.m}$

- **Calcul de Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 15 \text{ cm}$
- $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$$M_u = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ et } \theta = 1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.56 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.04.$$

$$\mu_{bu} = 0.040 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.040 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051.$$

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

$$Z = 135(1 - 0.4 \times 0.051) = 132.24 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.56 \times 10^6}{132.24 \times \frac{400}{1.15}} = 229.58$$

$$A_s = 229.58 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow A_s(\text{calculé}) = 2.29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 135^2 \times 2.1}{400} = 163.01$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 2.29 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

→ On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **Calcule l'espacement :**

- **$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$**

- **$St \leq \min(45 ; 33 \text{ cm})$**

→ On adopte : **St = 15 cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

Avec : **St = 25 cm**

Vérification de l'effort tranchant :

- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
- $\tau_u = \frac{T_u}{b d}$
- $\tau_u = \frac{16.52 \times 10^3}{1000 \times 135}$
- $\tau_u = 0.122 \text{ Mpa}$

-fissuration préjudiciable

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$
- $\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$
- $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.139 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des contraintes à l'ELS :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Position de l'axe neutre :

- $\left(\frac{1}{2}\right) b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$
- $\left(\frac{1}{2}\right) \times 100 \times y - 15 \times (13.5 - y) \times 3.14 = 0$
- $50y^2 + 67.8 y - 635.85 = 0$
- $y = 2.95 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

- $I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$.
- $I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.95^3 + 15 \times (13.5 - 2.95)^2 \times 3.14 = 6098.09 \text{ cm}^4$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.54 \times 10^6 \times 29.5}{6098.09 \times 10^4} = 3.64 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 3.64 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$

La contrainte dans l'acier :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ (CBA 93 article A.4.5.3.3) [5]
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_c = 2.1 \text{ Mpa}$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$
- $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{st} = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$
- $\sigma_{st} = \frac{7.54 \times 10^6 \times 15 (13.5 - 2.95)}{6098.09 \times 10^4}$
- $\sigma_{st} = 195.67 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.40} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ cv}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{10.56}{10 \times 10.56} = 0.1 \dots \dots \dots \text{ cv}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ cv}$

III.4.3. Schéma De ferrailage :

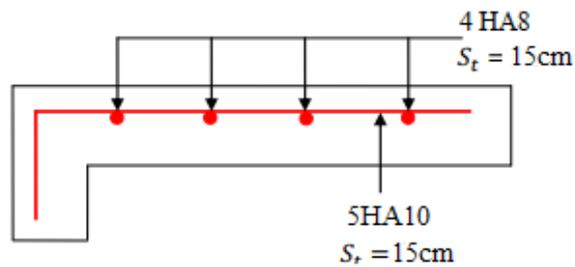


Figure III.7 : Schéma de ferrailage du balcon

III.5. Calcul des planchers :

III.5.1. Généralités :

Le rôle des planchers dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

***Planchers à corps creux** (16+4=20cm)

- Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère

Dimensions de la poutrelle :

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_1 = 27.5 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$

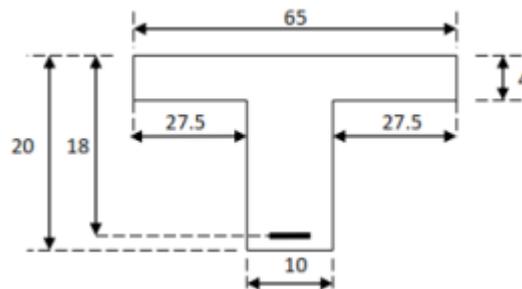
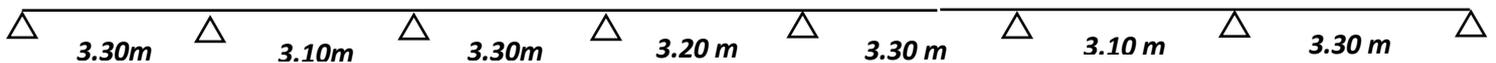


Figure : Schéma d'une poutrelle

Différents types des poutrelles :



III.5.2. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a. Les charges :

* Plancher terrasse :

- $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- $G = 6.53 \times 0.65 = 4.24 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$

* Plancher étage courant +RDC :

- $G = 5.51 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$
-

b. Les surcharges :

* Plancher terrasse :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.24 + 1.5 \times 0.65$$

$$q_u = 6.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.24 + 0.65$$

$$q_s = 4.89 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.58 + 1.5 \times 0.975$$

$$q_u = 6.29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.58 + 0.975$$

$$q_s = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2. Choix de la Méthode de calcul :

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.5.2.1 Méthode forfaitaire : (Annexe E1) [2]

1. Domaine d'application :

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

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

2. Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;

• M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée ;

• α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des

charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

➤ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

d. Les moments :

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ Moment fléchissant de la poutre isostatique.

• **Les moments en travées :**

➤ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_i \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

• **Les moments en appuis :**

Pour une poutre à deux travées.

$0.15M_0$: Pour les appuis de rive.



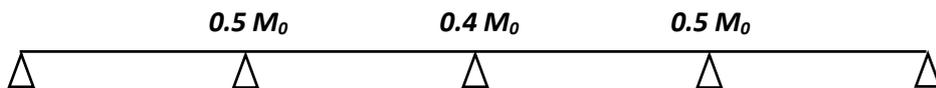
$0.6M_0$: Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre > 2 travées.



$0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre > 3 travées.



L'effort tranchant :

- **Évaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).
- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**
 - * (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.
 - * 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

$$T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

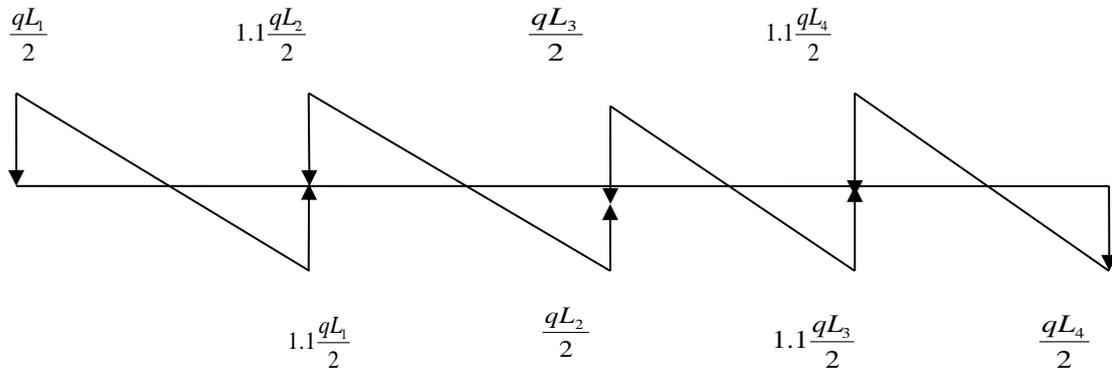


Figure III.8: Evaluation des efforts tranchants.

III.5.2.2 Méthode de Caquot [2] : BAEL 91 (Annexe E.2)

1. Domaine d'applications : BAEL 91(article B.6.2.2.20)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives. **2.**

Application de la méthode :

Moment sur appuis : BAEL 91(article E.2.2.1) Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = \frac{q'_g \times Lg'^3 + q'_d \times Ld'^3}{8.5(Lg' + Ld')}$$

Tel que :

- Lg' et Ld': longueur fictive
- q'g et q'd: Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

L' = -0.8 L travée intermédiaire

L' = L travée de rive

Moment en travée : BAEL 91(article E.2.2.2)

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1-x/L) + M_d \times x/L$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times x^2 (L-x)$$

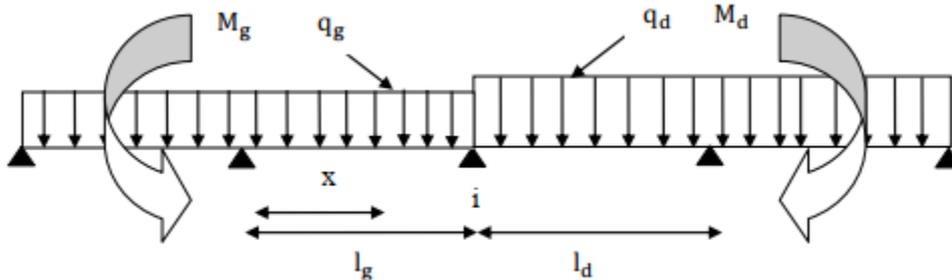


Figure .3.17 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

3. Effort tranchant : BAEL 91(Article E.2.2.3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{qL}{2} - \frac{Mg - Md}{L}$$

Avec :

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

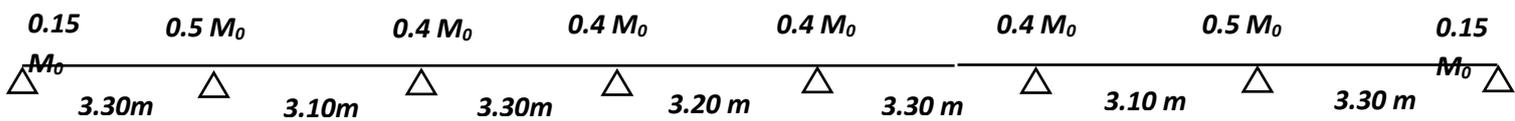
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

L : Portée de la travée.

• Types des planchers :

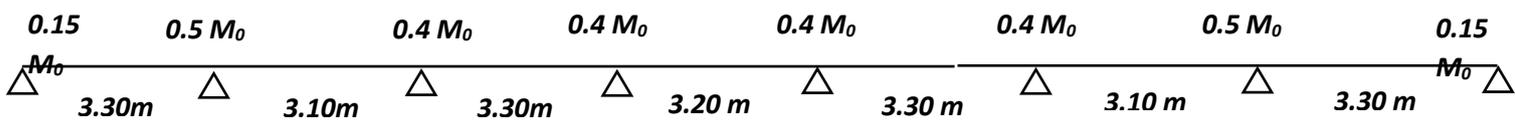
a. Terrasse :

Type 1 :



b. Étage courant + RDC :

Type 1 :



Type 2 :

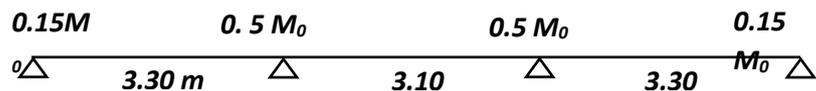


Figure III.12: Evaluation des moments fléchissant.

Vérification les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 10.28 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

Les moments d'inertie constante CV.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées CV.

Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.....CV

$$0.8 \leq \frac{3.30}{3.10} = 1.06 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.30} = 1.06 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{3.20} = 1.06 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.20}{3.30} = 1.06 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{3.10} = 1.06 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.30} = 1.06 \leq 1.25$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.70} = 0.13$$

→ Les conditions sont vérifiées donc on applique la méthode forfaitaire :

Plancher terrasse :

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.53} = 0.13$
- $1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.04$
- $\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.13)}{2} = 0.62$
- $\frac{(1+0.3\alpha)}{2} = \frac{1+(0.3 \times 0.13)}{2} = 0.52$

Plancher étage :

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.51} = 0.21$
- $1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.063$

- $\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.21)}{2} = 0.63$
- $\frac{(1+0.3\alpha)}{2} = \frac{1+(0.3 \times 0.21)}{2} = 0.53$

III.5.2.5 Évaluation des charges :**Les charges :**

* Plancher terrasse :

- $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $G = 6.53 \times 0.65 = 4.24 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$

* Plancher étage courant +RDC :

- $G = 5.51 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$

Les surcharges :

* Plancher terrasse :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.24 + 1.5 \times 0.65$$

$$q_u = 6.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.24 + 0.65$$

$$q_s = 4.89 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.58 + 1.5 \times 0.975$$

$$q_u = 6.29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.58 + 0.975$$

$$q_s = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2.6 Combinaisons d'action :

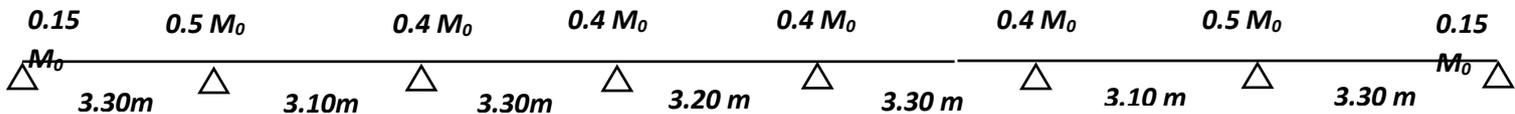
$$\text{ELU} : P_u = 1.35g + 1.5q \quad \text{ELS} : P_s = g + q$$

Désignations	Terrasse	Étage
ELU	6.70	6.29
ELS	4.89	4.55

III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées :

III.6.3.1 Plancher terrasse :

Type 1 :



ELU :

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.30	6.70	9.12	1.37	4.56	6.61	11.05	12.16
2	3.10	6.70	8.04	4.02	3.22	4.82	11.42	10.38
3	3.30	6.70	9.12	3.65	3.65	5.93	11.05	12.16
4	3.20	6.70	8.576	3.43	3.43	5.57	11.79	11.79
5	3.30	6.70	9.12	3.65	3.65	5.93	12.16	11.05
6	3.10	6.70	8.04	3.22	4.02	4.82	10.38	11.42
7	3.30	6.70	9.12	4.56	1.37	6.61	12.16	11.05

Tableau III.8 : Evaluation des moments et efforts tranchants à ELU

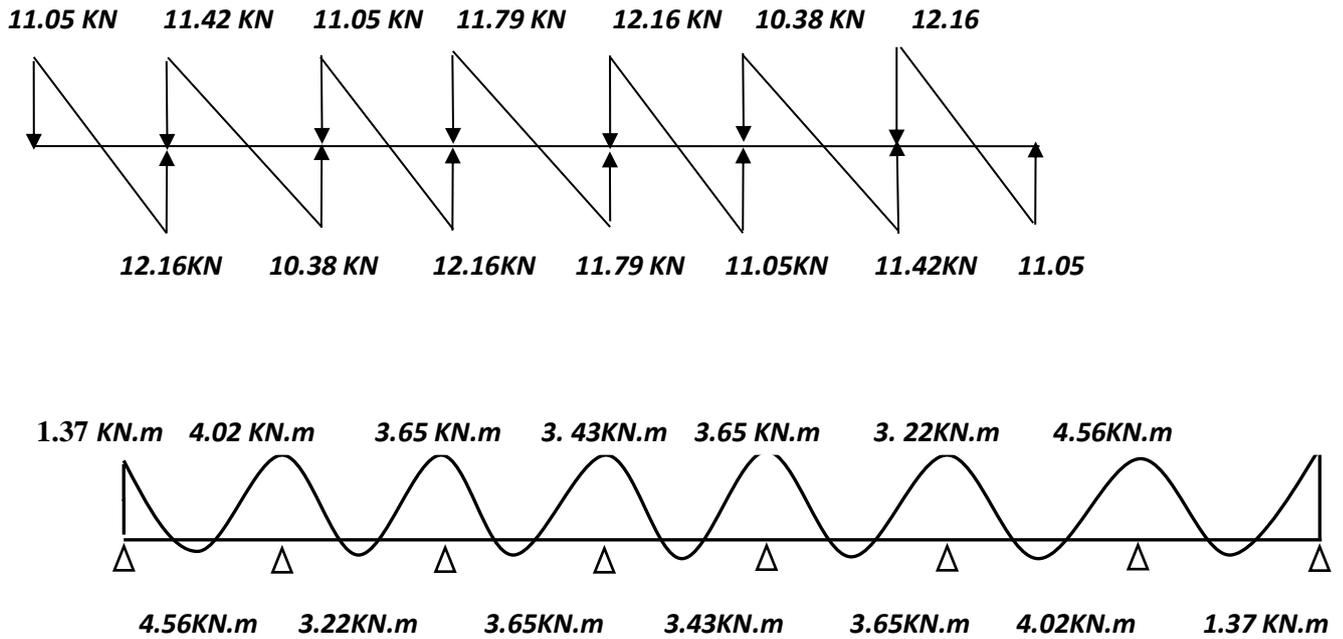


Figure III.14: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).

ELS :

Travée	L(m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.30	4.89	6.65	1	3.32	4.49
2	3.10	4.89	5.87	2.93	2.35	3.23
3	3.30	4.89	6.65	2.66	2.66	3.99
4	3.20	4.89	6.26	2.50	2.50	3.76
5	3.30	4.89	6.65	2.66	2.66	3.99
6	3.10	4.89	5.87	2.35	2.93	3.23
7	3.30	4.89	6.65	3.32	1	4.49

Tableau III.9 : Evaluation des moments et efforts tranchants à ELS

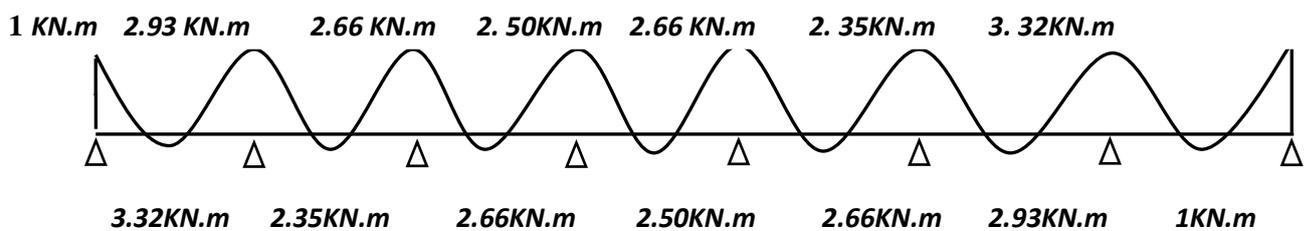


Figure : Évaluation des moments

III.5.4 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T :

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58.95 \text{ KN. M}$$

$$M_t \text{ max} = 6.61 \text{ KN. m} < 58.95 \text{ KN. m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

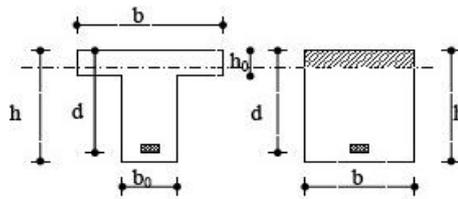


Figure III.9: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.61 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.022 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

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

$$Z = 178.3 \text{ mm} = 17.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{6.61 \times 10^6}{348 \times 178.3} = 106.53 \text{ mm}^2 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 650 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max (A_{cal}=1.06 \text{ cm}^2, A_{min}= 1.41 \text{ cm}^2)$

→ On adopte : **4HA8 $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$**

M_t (N.m)	μ	μl	α	Z	A(cm ²)
6.61	0.022	0.392	0.023	17.83	2.01

Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles en travée

Sur appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0= 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.56 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.015 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A'=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 178.61 \text{ mm} = 17.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} = \frac{4.56 \times 10^6}{348 \times 178.61} = 73.36 \text{ mm} = 0.73 \text{ cm}$$

M_a (N.m)	μ	μl	α	Z	A(cm ²)
4.56	0.015	0.392	0.019	17.86	0.73

Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles sur appui

Condition de fragilité

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max (A_{cal}= 0.73 \text{ cm}^2, A_{min}= 0.22 \text{ cm}^2)$

→ On adopte : **3HA8 $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$**

Vérification de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{12.16 \times 10^3}{100 \times 180} \quad \tau_u = 0,67 \text{MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) = \min (3.33 \text{Mpa} ; 4 \text{Mpa}) = 3.3 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

❖ Armature de répartition :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, St \text{ min} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{10}{10}, St \text{ min} \right)$$

$$St = 0.6 \text{ mm}$$

→ On adopte : **2HA6, As = 0.57 cm²**

Travée :

$$At = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$At = \frac{A_{max}}{4} = \frac{1.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant Tu, diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc $F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{Z}$ avec $z = 0.9d$.

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : si } |Mu| \geq 0.9d \times Tu \text{ (les efforts Tu sont négligeable)} \\ \text{Si } |Mu| < 0.9d \times Tu : As \geq \frac{\gamma_s((|Tu|) - |Mu|) 0.9d}{f_e} \end{array} \right.$$

6.61 > 0.9 × 0.18 × 12.16 = 1.97 donc les efforts Tu sont négligeables.

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$.

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

$$Tu \leq 0.26 \times b \times a \times fc28 = 0.267 \times 100 \times 162 \times 25$$

$$Tu = 12.16 \leq 108.14 \text{ KNCV}$$

Pas de risque d'écrasement du béton a niveau de l'appui.

$$\tau_u = \frac{Tu b1}{0.9 b d h0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } b1 = \frac{b-b0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{12160 \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.794 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes ELS :

En travée :

$$Mt = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser \times y}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 fc28$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

-Position de l'axe neutre :

Travée :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times As'(d - y) - \eta \times As (d - y) = 0 .$$

Avec : $\eta = 15$

$$\frac{65}{2} \times y^2 - 15 \times 2.01 (18 - y) = 0 .$$

$Y = 3.65$ cm.

Appui :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A_s'(d - y) - \eta \times A_s (d - y) = 0 .$$

Avec : $\eta = 15$

$$\frac{65}{2} \times y^2 - 15 \times 1.01 (18 - y) = 0 .$$

$Y = 2.67$ cm.

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{2} \times y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2 - \eta \times A_s' (d - y) = 0$$

$$I = \frac{65}{2} \times 3.65^3 + 15 \times 2.01(18 - 3.65)^2 = 0$$

$$I = 7262.15 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b}{2} \times y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2 - \eta \times A_s' (d - y) = 0$$

$$I = \frac{65}{2} \times 2.67^3 + 15 \times 1.01(18 - 2.67)^2 = 0$$

$$I = 4179 \text{ cm}^4$$

Donc :

	M_{ser}	A_s	Y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$
Travée	6.61	2.01	3.65	7262.15	3.32	CV
Appuis	4.49	1.01	2.67	4179	2.86	CV

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles a ELS

❖ **Ferrailage transversale :**

$$S t \leq \min \left[\frac{h}{35}, St, \frac{b0}{10} \right]$$

$$S t \leq \min \left[\frac{20}{35}, 10, \frac{10}{10} \right]$$

$$S t = 6\text{mm}$$

❖ **Espacement :**

$$S t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm})$$

$$S t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S t \leq 15 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

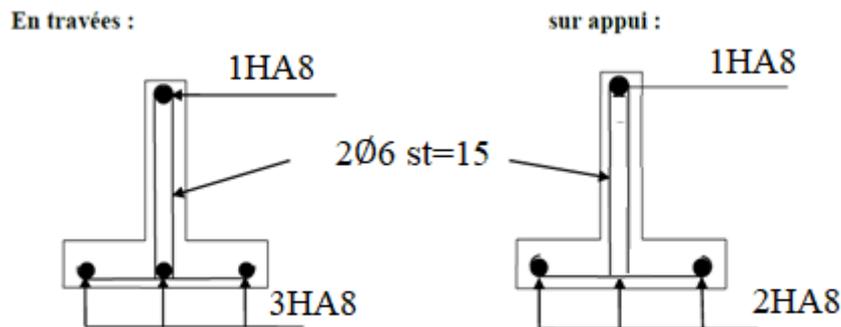


Figure III.10: Ferrailage de poutrelle.

5.3 Étude de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3). [3] :

Selon le CBA93 article (B.6.8.4.2.3) [5] la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées Comme suit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq \text{entre axes des poutrelles } l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc :

- $A_{\perp} = \frac{4 l_0}{f_e}$
- $l_0 = 65 \text{ cm}$

$f_e = 235 \text{ Mpa}$: Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

- $A_{\perp} = \frac{4 \times 64}{235} = 1.106$
- $A_T = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St \leq 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

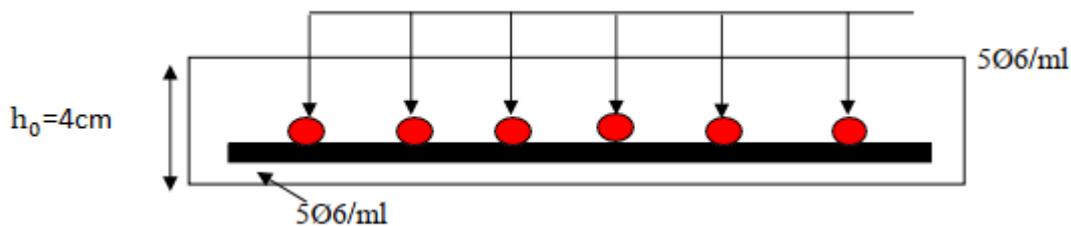
- $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$
- $A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.553$

Avec : $St \leq 33 \text{ cm}$

- On choisit : un treillis soudé $\Phi 6$ (150×150) mm^2

$5\text{HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp$ aux poutrelles $St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots$ vérifiée.

$5\text{HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 //$ aux poutrelles $St = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots$ vérifiée.



- **Figure III.11** : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

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 ferrailés.

CHAPITRE IV
Étude sismique du bâtiment

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Elle est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Le but de ce chapitre est de faire un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Auto desk ROBOT 2014.

IV.1 Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de:

- Modéliser des structures, les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus
- Dimensionner les éléments structuraux de la structure.

IV.2 Objectif de l'étude Dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape nécessaire toujours initialement l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone II.a) dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

IV.3 Choix de la Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes [1], calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4 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, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en

élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b).Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV .5 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La Méthode d'Analyse Modale Spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV .6 Conditions d'application de 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 .7 Classification du site :

Catégories et Critères de classification Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (VS) \geq à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur-consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble)-

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Tableau IV.1: Classification des sites.

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥ 400 - <800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 - <400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 <200

IV .8 Méthode statique équivalente :

❖ **Principe :**

C'est une méthode simple qui traite seulement le 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes .E le fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictives. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces

sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

❖ **Modélisation :**

a) 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.

b) 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.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV .9 la force sismique totale a la base de la structure :

La force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure est donnée D’après [RPA99version2003] [1] par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

Groupe d usage 2+ zone sismique IIa \implies $A_X = A_Y = 0.15$

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de [RPA99 version 2003].

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S_3)

$$\text{Donc : } T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [1]. $\Rightarrow \xi = 8.5$.

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2 + \varepsilon} \geq 0.7$$

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2 + 8.5} = 0.816 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.816$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique fonction des matériaux constitutifs, du type de structure et de l'importance des remplissages RPA99 [1] (Tableau 4.2) : Tableau donnant les valeurs de ε (%):

T : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de [RPA99/ version 2003].

$C_T = 0,05$: le cas 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}.$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la

plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$D_x = 22.9\text{m}$$

$$D_y = 8.7\text{m}$$

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 17.62^{3/4}$$

$$T = 0.43 \text{ S.}$$

$$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \quad \Longrightarrow \quad T_x = 0.09 \cdot 17.62 / \sqrt{22.9} = 0.33 \text{ S.}$$

$$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} \quad \Longrightarrow \quad T_y = 0.09 \cdot 17.62 / \sqrt{8.7} = 0.53 \text{ S.}$$

On prend:

$$T_x = \min (T_x ; T) = \min (0.33\text{s}; 0.49\text{s}) = 0.33\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = \min (0.53\text{s}; 0.49\text{s}) = 0.49\text{s}$$

$$\Longrightarrow \quad 0 < T < T_2$$

Donc D égale : $D = 2.5 \eta$

$$D_x = 2.04$$

$$D_y = 2.04$$

Donc La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.33 = 0.429\text{s} \quad \Longrightarrow \quad T_{sx} = 0.43\text{s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.49 = 0.637\text{s} \quad \Longrightarrow \quad T_{sy} = 0.64\text{s}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 [RPA99version2003] en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'Article 3.4 du [RPA99/version2003].

$$R_x = R_y = 4$$

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

- p_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau IV.1.

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités

Critère q	Observé	p_{qx}	Observé	p_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Oui	0
5. Control de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Control de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc : $Q_X = 1.15$

$Q_Y = 1.15$

W : Poids total de la structure :

D'après [RPA99 /version2003] (Article 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de [RPA99/version2003]

W : Est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_1^5 W \quad \text{avec :} \quad W = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

Avec :

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de [RPA99/ version 2003].

Pour notre type d'ouvrage (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT2014 [3] la

valeur trouvé est : $W = 7249,57 \text{ KN}$.

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{4} \times 7249.57 = 637.78 \text{ KN}.$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{4} \times 7249.57 = 637.78 \text{ KN}.$$

La force sismique **v**dynamiaue a la base :

Cas 4 : Ex

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
4/ 1	11,44 6,10 3,06	648,94	59,04	193,67	253,17	395,77	7,30	51,74
4/ 2	11,43 6,14 6,57	603,67	55,04	176,36	298,87	304,80	15,55	39,49
4/ 3	11,43 6,14 9,81	515,37	47,17	154,66	278,50	236,88	17,02	30,15
4/ 4	1,43 6,13 13,05	384,37	35,80	118,16	227,56	156,80	16,79	19,01
4/ 5	1,43 6,15 16,35	212,34	20,07	64,87	191,81	20,53	13,81	6,26

V_x dynamiaue = 648.94KN.

Cas 5 : Ey

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	11,44 6,10 3,06	59,04	572,83	1809,52	17,75	41,29	75,36	497,47
5/ 2	11,43 6,14 6,57	53,98	529,43	1730,20	20,57	33,42	61,00	468,43
5/ 3	11,43 6,14 9,81	45,71	456,11	1530,63	19,14	26,57	65,76	390,35
5/ 4	1,43 6,13 13,05	34,46	354,25	1175,74	15,76	18,71	63,63	290,62
5/ 5	1,43 6,15 16,35	19,14	202,65	648,66	13,38	5,76	64,92	137,73

V_y dynamiaue=572.83KN.

IV .12 Disposition des voiles

Le choix d'une disposition des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

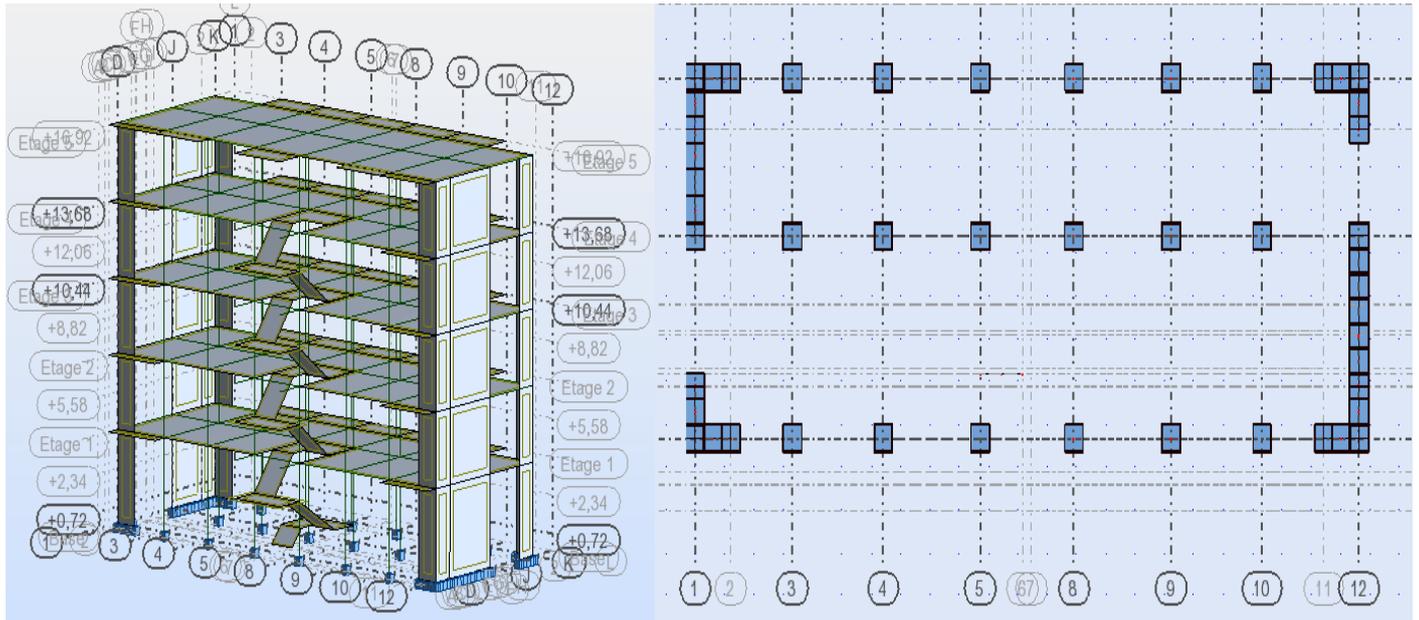


Figure IV.1 : Disposition des voiles.

A partir cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003[1].

IV .13 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Mode de vibration et taux de participation des masses :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

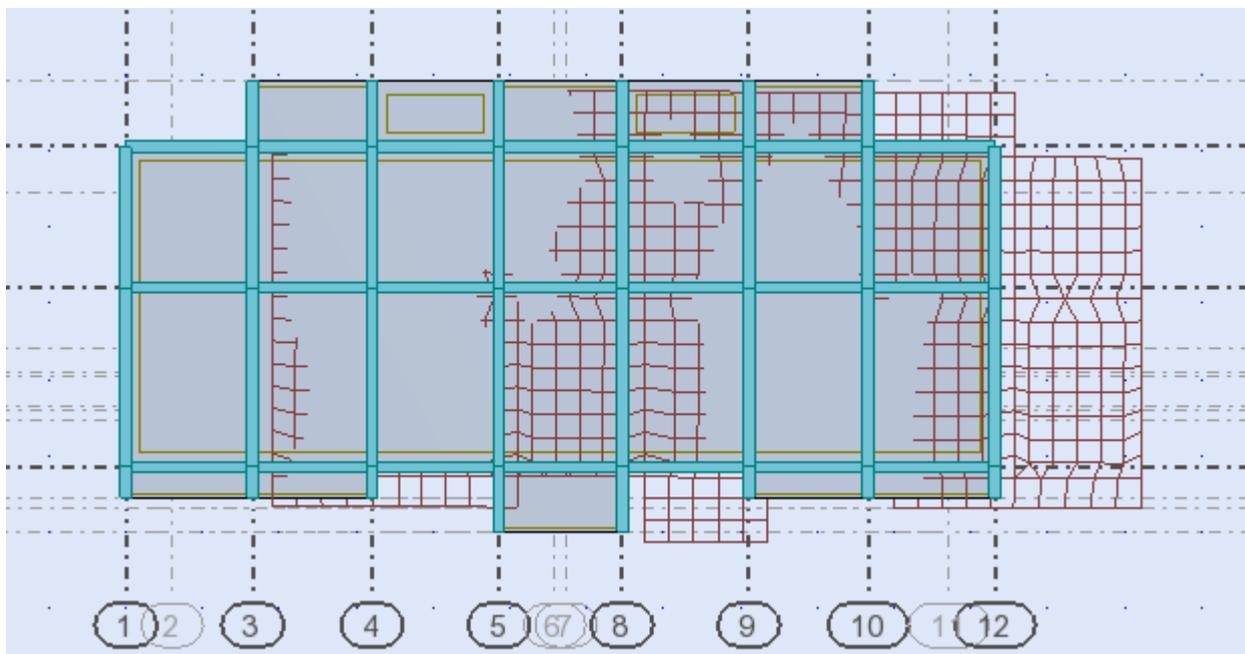


Figure IV.2: mode 01 : $T = 0.40$; translation selon (X-X).

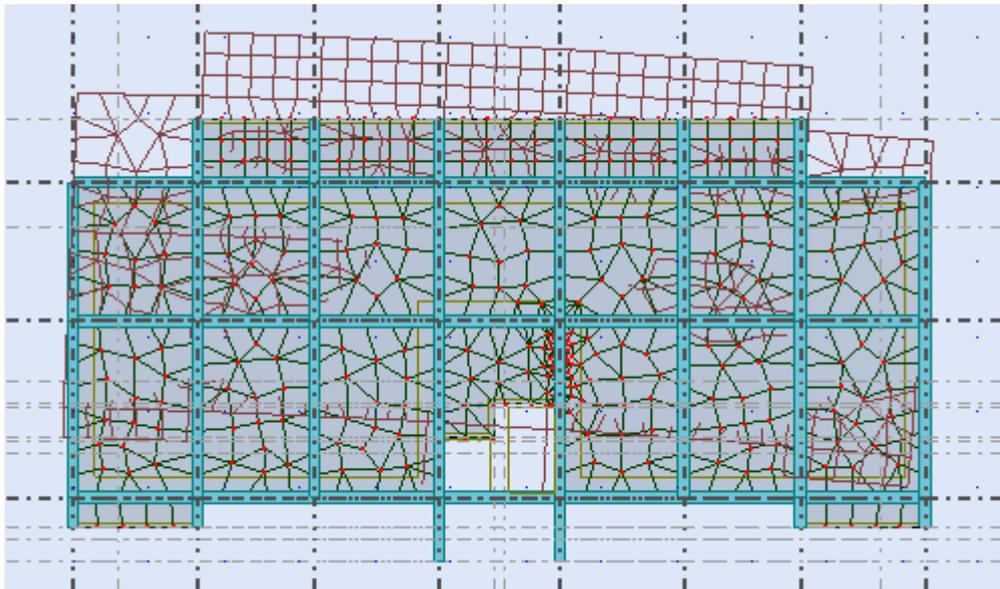


Figure IV.3: mode 02 : $T = 0.39$; translation selon (Y-Y)

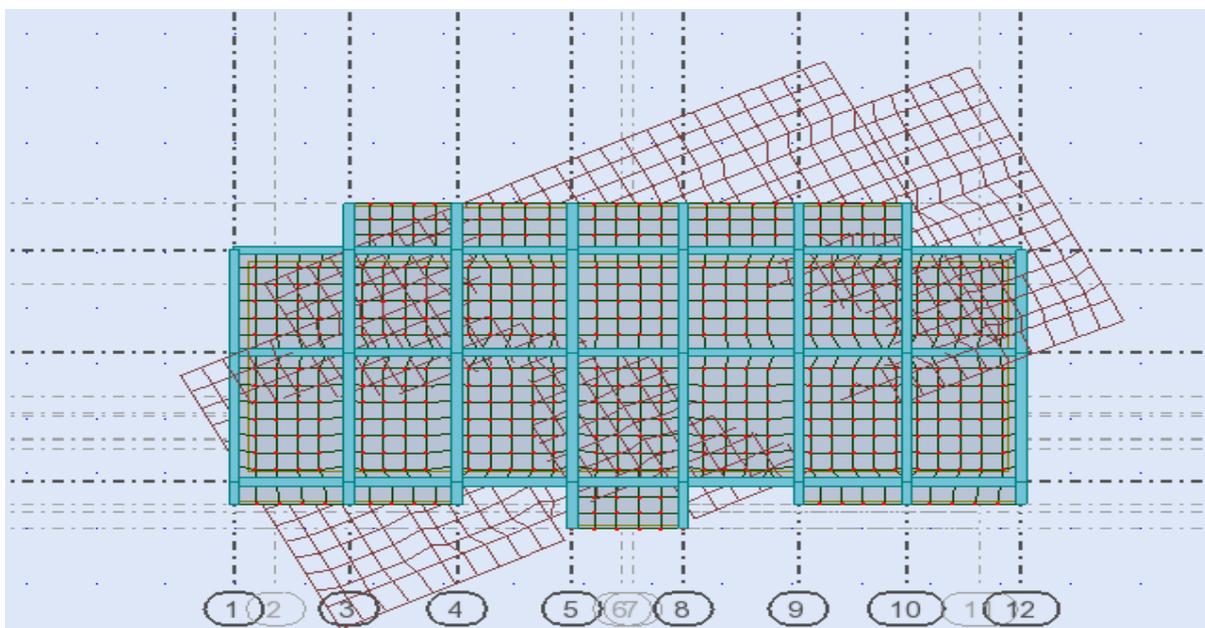


Figure IV.4 : mode 03 : $T = 0.39$; rotation selon (z-z)

Le RPA99/version2003 (Article 4.3.4-a) [1] 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 :

Tableau IV.2 : période 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]
3/ 1	2,51	0,40	78,11	0,37	0,00	78,11	0,37	0,00	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 2	4,07	0,25	78,44	66,52	0,00	0,33	66,15	0,00	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 3	6,15	0,16	78,52	72,34	0,00	0,08	5,83	0,00	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 4	8,39	0,12	91,13	72,44	0,00	12,61	0,09	0,00	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 5	10,64	0,09	91,15	72,67	0,36	0,02	0,23	0,36	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 6	12,83	0,08	91,24	89,07	0,43	0,09	16,40	0,07	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 7	16,44	0,06	95,38	89,35	0,43	4,14	0,28	0,00	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 8	16,75	0,06	95,72	91,26	0,61	0,35	1,92	0,18	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 9	17,89	0,06	95,72	91,35	12,24	0,00	0,08	11,63	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 10	18,62	0,05	95,72	91,35	37,09	0,00	0,00	24,85	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 11	19,29	0,05	95,72	91,77	37,63	0,00	0,42	0,54	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 12	19,34	0,05	95,72	91,79	37,64	0,00	0,02	0,01	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 13	20,30	0,05	95,72	91,81	37,69	0,00	0,02	0,04	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 14	20,96	0,05	95,73	91,81	39,60	0,00	0,00	1,91	708185,75	708185,75	708185,75
3/ 15	21,35	0,05	95,74	91,81	39,71	0,01	0,00	0,11	708185,75	708185,75	708185,75

***Analyse des résultats :**

Ces résultats montrent que la participation modale suivant :

-La direction X et Y atteint 90% lorsqu'on prend les 8 premiers modes .

***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% :

$$T_{dy}(\text{Mode 01})=0.40 \text{ s} < T_{\text{empirique}}=1.3 \times 0.43 = 0.559 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

***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_t 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 :

$$V_{\text{dynamiaue}} \geq 0.8 V_{st}$$

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Forces sismiques	V_{statique} (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamiaue}}$ (KN)	Observation
Sens xx	637.78	510.22	648.94	CV
Sens yy	637.78	510.22	572.83	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) :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} = 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

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements pour le sens xx.

Niveau	Sens xx						
	δ_{eK} (m)	R	δ_K (m)	ΔK (m)	1% h_e (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	Obs.
RDC	0.005	4	0.010	0.010	0.0396	0.0025	ok
1 ^{er} étage	0.011	4	0.044	0.034	0.0324	0.0010	ok
2 ^{eme} Etage	0.016	4	0.064	0.020	0.0324	0.0061	ok
3 ^{eme} Etage	0.021	4	0.048	0.016	0.0324	0.0049	ok
4 ^{eme} Etage	0.025	4	0.100	0.052	0.0324	0.0160	ok

Tableau IV.5: Vérification des déplacements pour le sens YY.

Niveau	Sens yy						Obs.
	δ_{eK} (m)	R	δ_K (m)	ΔK (m)	1% h_e (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	
RDC	0.001	4	0.004	0.004	0.0396	0.0010	Ok
1 ^{er} Etage	0.001	4	0.004	0.000	0.0324	0.0000	Ok
2 ^{eme} Etage	0.011	4	0.044	0.040	0.0324	0.0123	Ok
3 ^{eme} Etage	0.002	4	0.008	0.036	0.0324	0.0111	Ok
4 ^{eme} Etage	0.002	4	0.008	0.000	0.0324	0.0000	Ok

***Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

***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 :

$$V = \frac{N_d}{B \times F_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : L'aire de la section transversale du poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau IV.6 : Vérification selon RPA / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveau	N_d (KN)	B (cm ²)	F_{c28} (KN/cm ²)	$V \leq 0.3$	observation
RDC	896.70	30×40	2.5	0.29	vérifiée
1 ^{er} Etage	432.594	30×40	2.5	0.14	vérifiée
2 ^{eme} Etage	319.485	30×40	2.5	0.10	Vérifiée
3 ^{eme} Etage	206.376	30×40	2.5	0.06	Vérifiée
4 ^{eme} Etage	91.047	30×40	2.5	0.03	Vérifiée

***Vérification de L'excentricité accidentelle :**

CHAPITRE IV :

Etude sismique du bâtiment

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel ; en lui affectant la valeur exigée par le RPA99/version2003(Article4.3.7).

$\pm 0.05L$ (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.

$$\text{Sens X : } e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{xi}$$

$$\text{Sens Y : } e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{yi}$$

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 masse sont données par :

$$X_G = \sum \frac{M_i \times X_i}{M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \sum \frac{M_i \times y_i}{M_i}$$

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.7 : 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	11.43	6.15	15.95	5.92
1 ^{er} Etage	11.43	6.13	15.94	5.13
2 ^{eme} Etage	11.43	9.14	15.94	5.13
3 ^{eme} Etage	11.43	9.14	15.94	5.13
4 ^{eme} Etage	11.44	9.10	15.94	5.07

- **Calcul de l'excentricité :**

- L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| ; e_y = |Y_G - Y_R|$$

- L'excentricité accidentelle :

$$\text{Sens x-x : } e_{\text{acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 22.9 = 1.145 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e_{\text{acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 8.7 = 0.435 \text{ m}$$

Tableau IV.8 : Vérification de L'excentricité accidentelle

Niveau	L'excentricité Théorique		L'excentricité accidentelle		Observation
	e _x	E _y	e _{acc x}	e _{acc y}	e _{theorique} < e _{acc}
RDC	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
1 ^{er} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
2 ^{eme} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
3 ^{eme} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
4 ^{eme} Etage	0.00	0.06	1.431	0.904	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×Li dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

***Vérification au renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation Suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_{st} : \text{Moment stabilisant } M_{st} = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversent } M_r = \sum F_i h_i$$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Sens xx

Tableau IV.9 : Vérification de renversement de bâtiment sens xx.

Niveau	F _x	h _i (m)	Lx	Lx/2 (m)	M _r (KN.m)	M _{st} (KN.m)
RDC	648.94	3.96	22.9	11.45	2569.8	7430.363
1 ^{er} Etage	603.67	7.2	22.9	11.45	4346.42	6912.02
2 ^{eme} Etage	515.37	10.44	22.9	11.45	5380.46	5900.98
3 ^{eme} Etage	384.37	13.68	22.9	11.45	5258.18	4401.03
4 ^{eme} Etage	212.34	16.92	22.9	11.45	3592.79	2431.29

Analyse des résultats :

$$\sum M_{st} = 31932.31 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 21147.23 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_r} = 1.51 \quad M_{st} \geq 1.5 M_r \dots\dots\dots \text{CV}$$

Cette condition est vérifiée selon X. Sens y-y

Tableau IV.10. Vérification de renversement de bâtiment sens yy.

Niveau	F _y	h _i (m)	L _y	L _y /2 (m)	M _r (KN.m)	M _{st} (KN.m)
RDC	572.83	3.96	8.7	4.35	8881.19	2491.81
1 ^{er} Etage	529.43	7.2	8.7	4.35	8620.60	2303.02
2 ^{eme} Etage	456.11	10.44	8.7	4.35	8027.94	1984.07
3 ^{eme} Etage	354.25	13.68	8.7	4.35	7158.11	1540.98
4 ^{eme} Etage	202.65	16.92	8.7	4.35	5963.42	881.52

Analyse des résultats :

$$\sum M_{st} = 38651.26 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 9201.4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_r} = 4.2 \quad M_r \geq 1.5 M_r \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.15 Justification vis-à-vis de l'effet P-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.

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

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 < θ_K < 0.2

L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le

facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$

Si : $\theta_K > 0.2$.La structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.11 : Vérification à L'effet P-Δ.

Niveau	Sens xx					
	P _K (KN)	Δk(m)	V _K (KN)	h _K (m)	θ	θ ≤ 0.1
RDC	6844.50	0.010	648.94	3.96	0.02	CV
1 ^{er} Etage	5469.01	0.034	603.67	3.24	0.09	CV
2 ^{eme} Etage	4137.61	0.020	515.37	3.24	0.04	CV
3 ^{eme} Etage	2806.20	0.016	384.37	3.24	0.03	CV
4 ^{eme} Etage	1478.11	0.052	212.34	3.24	0.04	CV

Tableau IV.12 : Vérification à L'effet P-Δ.

Niveau	Sens yy					
	P _K (KN)	Δk(m)	V _K (KN)	h _K (m)	θ	θ ≤ 0.1
RDC	6844.5	0.004	572.83	3.96	0.01	CV
1 ^{er} Etage	5469.01	0.000	529.43	3.24	0.00	CV
2 ^{eme} Etage	4137.61	0.040	456.11	3.24	0.06	CV
3 ^{eme} Etage	2806.20	0.036	354.25	3.24	0.08	CV
4 ^{eme} Etage	1478.11	0.000	202.65	3.24	0.00	CV

***Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans ces tableaux, les effets P-Δ peuvent être négligés.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte et une bonne mise en œuvre sur chantier assurée par un suivi rigoureux.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments résistants

Introduction

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferraillage de ces éléments doit être calculé de manière à résister aux combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91 [2] et RPA99 » [1] : nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.1 Ferraillage des poteaux :**V.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; Nuance FeF400 ; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

- Acier : $\gamma_s = 1.00$; Nuance FeF400 ; $\sigma_s = 400$ Mpa.

V.2 Combinaison d'action :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » [2] :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q \dots\dots\dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots\dots\dots (\text{ELS})$$

- Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » art 5.2 [1] :

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{ACC})$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (\text{ACC})$$

V.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Ils seront donc calculés en flexion composée. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

V.4 Choix des armatures :**V.4.1 Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera 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 dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

V.4.2 Armatures transversales :

D'après [RPA99version2003] (Art 7.4.2.2) [1] : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant; il est pris égale à :

$$\rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} \text{ ou } \frac{l_F}{b}$$

Avec :

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau.

- La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$: En pourcentage est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5: A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1).$$

$$\{ \text{Si : } \lambda_g \leq 3: A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1).$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99}[2].$$

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la Formule (1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_1 , 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone IIa
- Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Nous avons les sections limites exigées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.9\% \times 30 \times 40 = 10.8\text{cm}^2 \text{ (pour la zone IIa)}$$

$$A_{\max} \text{ (zone courante)} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} \text{ (zone de recouvrement)} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = (8T16) = 16.08 \text{ cm}^2$

V.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($M_{\text{sert}}, N_{\text{ser}}$). La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Avant de calculer le ferraillage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 article 7.4.3 [1] dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ Avec :}$$

N_d : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B_c : L'aire de la section brute de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

Poteaux	N _d (KN)	B(cm ²)	F _{c28}	V ≤ 0.3	observation
30×40	896.705	30×40	25	0.29	vérifiée

V.6 Vérification De L'effort Tranchant :

$b = 30\text{cm}.$

$h = 40\text{cm}.$

$d = 0.9 = 36\text{cm}.$

$c = 2 \text{ cm} = 0.02\text{m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ Mpa}$

Nuance Fe400 ; Fissuration préjudiciable.

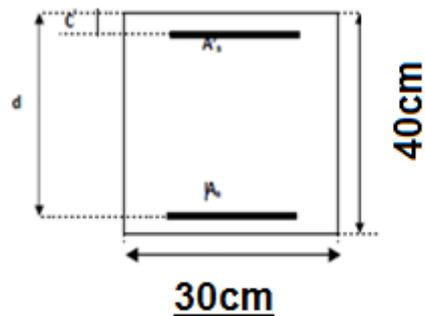


Figure 5.1 : Représentation schématique Poteau (30×40).

$$\tau = \frac{v}{b \times d} = \frac{637.78 \times 10^3}{0.4 \times 0.36} = 4.42 \text{ MPA} \quad \text{Avec : } V = 637.78 \text{ KN}$$

$\tau = 0.42 \text{ Mpa}.$

$\bar{v} = \min (0.2 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 4\text{Mpa}$

$\bar{v}_u = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1\text{Mpa}$

$\tau < \bar{v}_u$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 400 \times 360 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Smin} = 1.73cm^2$$

$A_{Smin} = 2.20 cm^2$ condition vérifiée.

V.7 Ferraillage transversal des poteaux :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} \text{ ou } \frac{l_F}{b} = \frac{0.7 \times 396}{30} \text{ ou } \frac{0.7 \times 396}{40} = (9,24 \text{ ou } 6.93) \dots\dots\dots(\text{RDC})$$

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} \text{ ou } \frac{l_F}{b} = \frac{0.7 \times 324}{30} \text{ ou } \frac{0.7 \times 324}{40} = (7,56 \text{ ou } 5.67) \dots\dots\dots(\text{ETAGE})$$

➤ **Espacement :**

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_1 , 15\text{cm})$ en zone IIa
- dans la zone courante : $t \leq 15 \Phi_1$ en zone IIa

Φ_1 : Diamètre

minimal longitudinal

On prend : $t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des cadres :(BAEL 91)**

$S_t = \text{min} (12 \Phi_1 ; a/2 ; 30\text{cm})$. (En zone courante, a la plus petite dimension).

$S_t = \text{min} (8 \Phi_1 ; a/4 ; 15\text{cm})$. (En zone critique).

On prend la min $S_t = (\text{RPA}, \text{BAEL})$ Donc : zone critique $S_t = 10 \text{ cm}$. Zone courante $S_t = 14 \text{ cm}$.

➤ **Détermination de A_t :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 637.78 \times 10^3}{400 \times 400} \times 10$$

$$A_t = 1.2cm^2.$$

Soit une section de :

$$4\Phi 10 \longrightarrow A_t = 3.14 cm^2.$$

V.8 Longueur de recouvrement :

$$50\phi = 50 \times 16mm = 800mm = 80cm.$$

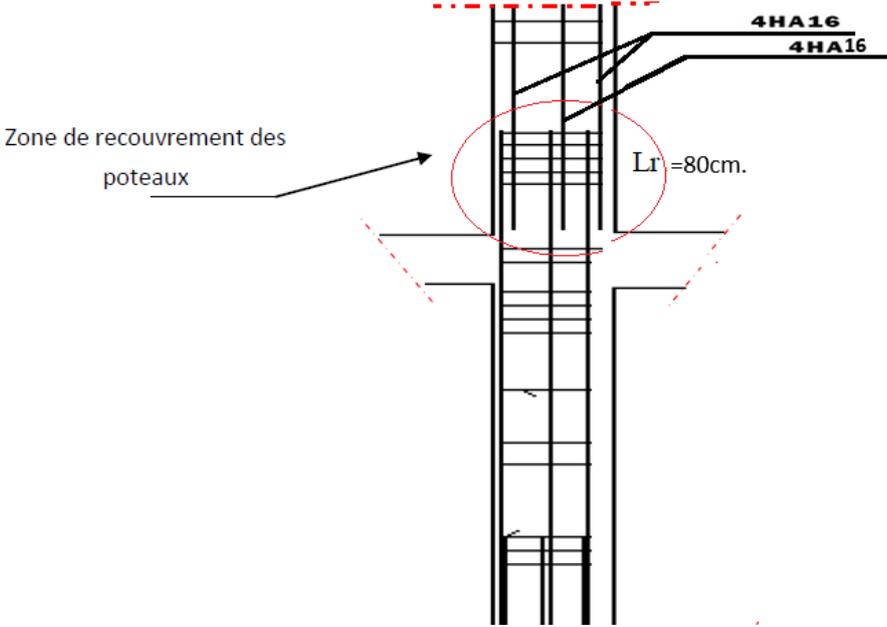


Figure 5.2: Schéma de zone de recouvrement des poteaux.

V.9 Schéma de ferraillage des poteaux :

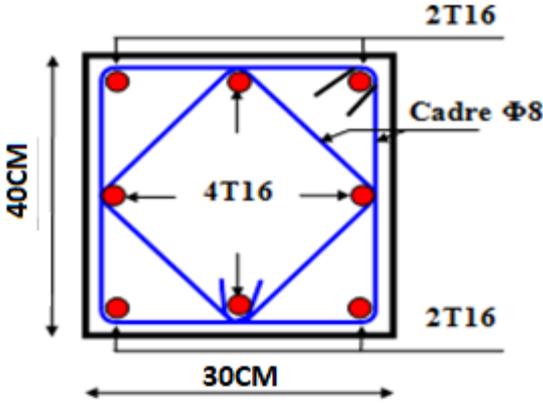


Figure 5.3: Schéma du ferraillage du poteau.

V.3. Ferraillage des poutres

Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les efforts de plancher vers les poteaux.

Le calcul se fera en flexion simple, à partir du règlement BAEL91 [2] puis on se rapportera au règlement du RPA99/V2003 [1] pour la vérification.

V.3.1 Les combinaisons de calcul :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » [2]

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

- Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » [1]

$G + Q \pm E$ (ACC)

$0.8 G \pm E$ (ACC)

V.3.2.1. Les poutres principales :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (**30 × 40**). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

Moment fléchissant (KN.m)	M _{acc}	M _u	M _{ser}	L'effort tranchant (KN)
En travée	22.15	38.30	27.69	57.59
Sur appui	-31.89	-50.56	-36.57	

Tableau 5.1 : Les sollicitations de la poutre principale la plus sollicitée.

V.3.2.1.1. Le ferrailage à l'ELU :

- **Disposition constrictive :**

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Le diamètre minimum est de 12 mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa [1].

a-Ferrailage en travées :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $d' = 4 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$

-Calcul le moment réduit (μ) [7] :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{38.30 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.069$$

-Calcul le moment limite (μ_l) :

$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.379$ donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$).

$0 < \mu = 0.069 < 0.186$ donc : pivot A

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

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

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.09 \rightarrow \beta = 0.964$$

-La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{38.30 \times 10^6}{0.964 \times 360 \times 348} = 317.13 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 317.13 \text{ mm}^2 = 3.17 \text{ cm}^2$$

-La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferraillage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième [1] :

$$A_{min} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h ; \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40 ; \frac{30 \times 40}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 6 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 \} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_s ; A_{min} \} \rightarrow A_s = \max \{ 3.17 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2 \}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Armature principale :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } \mathbf{3HA14+3HA12} \text{ Asad } (= 8.01 \text{ cm}^2)$$

-Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 [1] :

.4 % b h en zone courante ($A_s \text{ max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$)CV.

.6 % b h en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$)CV.

b-Ferraillage en appuis :

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

-Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{50.56 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.092$$

$\mu = 0.092 < \mu_l = 0.393$ donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$).

$0 < \mu = 0.092 < 0.186$ donc : pivot A

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

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.121$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.121 \rightarrow \beta = 0.952$$

-La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{50.56 \times 10^6}{0.952 \times 360 \times 348} = 423.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 423.92 \text{ mm}^2 = 4.24 \text{ cm}^2$$

-La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferraillage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième [1] :

$$A_{\min} = \max \{ 6 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 \} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_s ; A_{\min} \} \rightarrow A_s = \max \{ 4.24 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2 \}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Armature principale :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } \mathbf{3HA14+3HA12} \text{ Asad } (= 8.01 \text{ cm}^2).$$

-Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 [1] :

.4 % b h en zone courante ($A_s \text{ max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$)CV.

.6 % b h en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$)CV.

5.1.2.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié99 chapitre 13. III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après [3] :

$$\tau_u \leq \tau_{u1}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\tau_{u1} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_{u1} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

Donc : $\tau_{u1} = 3.333 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{57.59 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.533 \text{Mpa} \rightarrow \tau_u = 0.533 \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.533 \text{MPa} \leq \tau_{u1} = 3.333 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

L'espacement des armatures transversales :

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) [1] :

. Dans les zones nodales :

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset 1 \right\}$$

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{40}{35} = 1.14 \text{ cm}; \frac{30}{10} = 3 \text{ cm}; 1.2 \right\} = 1.2 \text{ cm}$$

On adopte $\emptyset t = 10 \text{ cm}$

. En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \emptyset 1 \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}; 12 \times 1.2 \right\} \quad \text{On adopte: } St = 10 \text{ cm}$$

$$St < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte: $St = 10 \text{ cm}$

$$Lr = 40 \times \emptyset 1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$At \geq 0.3\% St b$$

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

V.3.2.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

a- En travée:

-Le moment statique :

Avec : $\eta = 15$, $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$, $d = 36 \text{ cm}$

- $\left(\frac{1}{2}\right) b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$
- $\left(\frac{1}{2}\right) \times 100 \times y - 15 \times (360-y) \times 801 = 0$
- $50y^2 + 12015 y - 4325400 = 0$
- $y = 134.42 \text{ mm} = 1.34 \text{ cm}$

-Le moment d'inertie :

- $I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$.
- $I = \frac{1}{3} \times 100 \times 134.42^3 + 15 \times (360 - 134.42)^2 \times 801 = 854282729 \text{ mm}^4$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{27.69 \times 10^6 \times 134.42}{854282729} = 4.36 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.36 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

b- En appuis :

-Le moment statique :

Avec : $\eta = 15$, $A_s = 10.65\text{cm}^2$, $d = 36\text{ cm}$

- $(\frac{1}{2}) b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$
- $(\frac{1}{2}) \times 300 \times y - 15 \times (360-y) \times 1065 = 0$
- $50y^2 + 15975 y - 5751000 = 0$
- $y = 149.66\text{mm} = 1.49\text{ cm}$

-Le moment d'inertie :

- $I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$.
- $I = \frac{1}{3} \times 300 \times 149.66^3 + 15 \times (360 - 149.66)^2 \times 1065 = 1041990775\text{mm}^4$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{36.57 \times 10^6 \times 149.66}{1041990775} = 5.25\text{ Mpa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 5.25\text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

V.3.2.1.3. Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99 comme suit [3] :

$$L \leq 8\text{m}$$

$$A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\}$$

Donc :

$$h = 40\text{ cm} \geq \max \left\{ \frac{470}{16} = 29.37 ; \frac{38.30 \times 470}{10 \times 45.05} = 39.95 \right\} = 39.95\text{cm} \dots\dots CV$$

$$L = 4.70\text{ m} \leq 8\text{m} \dots\dots\dots CV$$

$$A_s = 8.01\text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 300 \times 360}{400} = 11.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.2.1.4. Schéma du ferraillage (poutre principale) :

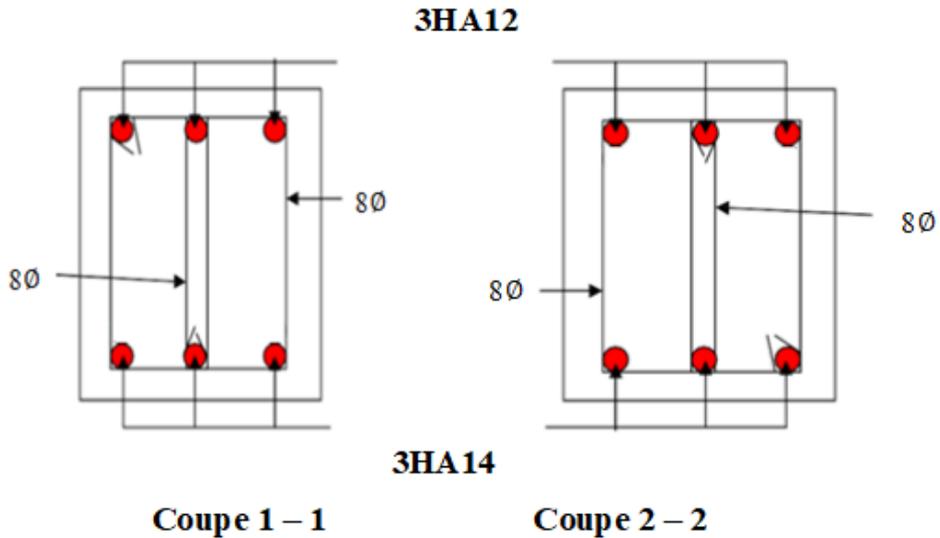


Figure 5.4 : Schéma du ferraillage de la poutre principale.

V.3.2.2. Les poutres secondaires :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (30 ×35). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014.

Moment fléchissant (KN.m)	M _{accéd}	M _u	M _{ser}	L'effort tranchant (KN)
En travée	14.87	17.85	11.15	26.97
Sur appui	-15.45	-24.28	-19.56	

Tableau 5.2 : Les sollicitations de la poutre secondaire la plus sollicitée.

V.3.2.2.1. Le ferraillage à l'ELU :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; d' = 4 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

L'espaceur des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset 1 \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35} = 1 \text{ cm}, \frac{30}{10} = 3 \text{ cm} ; 1.2 \right\} = 1.2 \text{ cm}$$

On adopte $\emptyset_t = 10 \text{ cm}$

. En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset 1 \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm} ; 12 \times 1.2 \right\} = 8.75 \text{ cm}$$

$$St < \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \emptyset 1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

- $A_t \geq 0.3\% St b$
- $A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

3.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{26.97 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.285 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0.285 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.285 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.3.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

a- En travée :

- $y = 123.76 \text{mm}$
- $I = 628978911.6 \text{mm}^4$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.15 \times 10^6 \times 123.76}{62897811.6} = 2.19 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 2.19 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

b- En appuis :

- $y = 123.76 \text{mm}$
- $I = 628978911.6 \text{mm}^4$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{24.28 \times 10^6 \times 123.76}{628978911.6} = 4.78 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

V.3.2.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS :

- $h = 40 \text{cm} \geq \max \left\{ \frac{330}{16} = 20.62 ; \frac{11.15 \times 330}{10 \times 13.12} = 28.04 \right\} = 28.04 \text{cm} \dots \text{CV}$
- $L = 3.30 \text{m} \leq 8 \text{m} \dots \text{CV}$
- $A_s = 8.01 \text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 300 \times 315}{400} = 9.92 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.2.2.5. Schéma du ferrailage (poutre principale) :

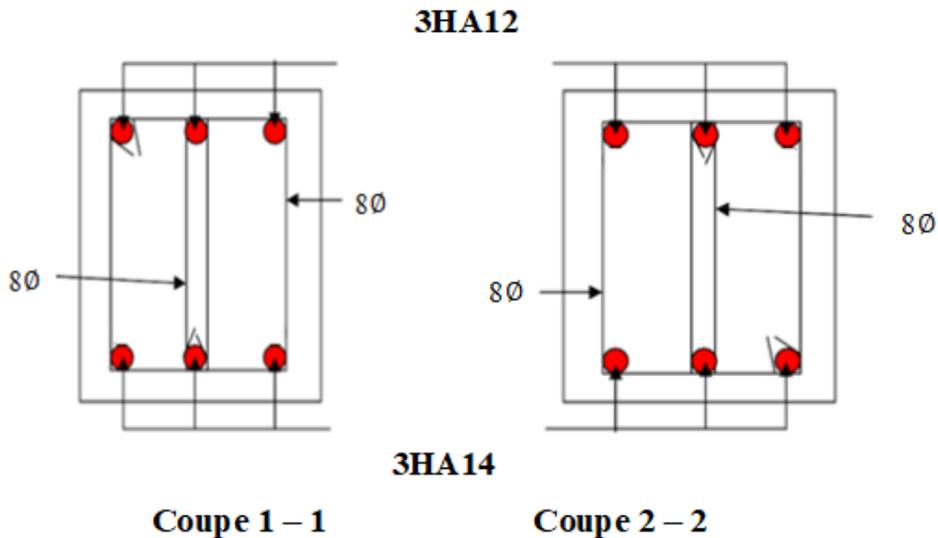


Figure 5.5 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaires

V.3. Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent " action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.3.1. Prescriptions imposées par RPA 99 :

V.3.1.1. Les armatures verticales :

Sont destinées à reprendre les efforts de la flexion, elles sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

1-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

2- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S) est inférieur à l'épaisseur du voile : $S_t < e$

3- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur L/10 dans les zones extrêmes.

4- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.3.1.2. Les armatures horizontales :

Selon l'article (7.7.4.2) [1] :

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets (135°) ayant une longueur de 10ϕ . 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.

V.3.1.3. Règles communes :

Selon l'article (7.7.4.3) [1] :

a- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courante 0.10 %

b- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 a$
- $S \leq 30\text{cm}$

c- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. 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.

d- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon BAEL 91 :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ Selon le RPA 99 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

V.3.3. Méthode de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode des contraintes (simplifiée), cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué.
- A : section transversale du voile.
- M : Moment fléchissant appliqué.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

➤ **1er cas ($\sigma_a, \sigma_b > 0$) (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).

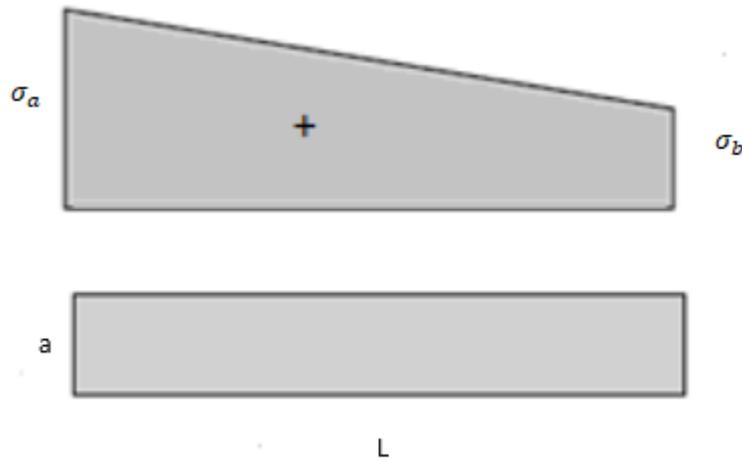


Figure 5.7 : Section entièrement comprimée.

➤ 2ème cas (σ_a, σ_b) < 0 (Section entièrement tendue) :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a \times \sigma_b \times L \times a}{2}$$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$

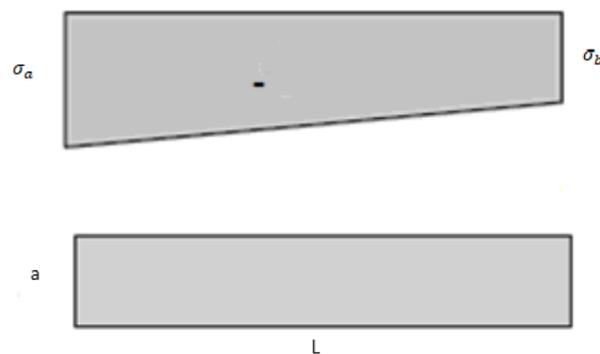


Figure 5.8 : Section entièrement tendue.

- 3ème cas (σ_a, σ_b) sont de signes différents (Section partiellement comprimée) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu (L_t) en utilisant les triangles semblables :

$$\cos \alpha = \frac{\sigma_a}{L - L_t} = \frac{\sigma_b}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_b \cdot L}{\sigma_a + \sigma_b}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_b \times L \times a}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s}$$

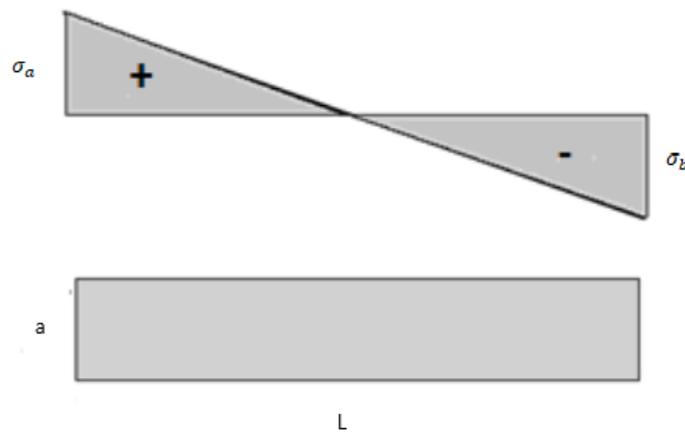


Figure 5.8 : Section partiellement comprimée.

V.3.4. Calcul de ferraillage de voile:

Nous proposons le calcul détaillé du voile le plus sollicité :

On a :

$$L = 2.7 \text{ m} ; a = 0.2 \text{ m} ; A = 0.54 \text{ m}^2 ; I = \frac{a \cdot L^3}{12} = 0.33 \text{ m}^4 ; V = \frac{L}{2} = 1.35 \text{ m.}$$

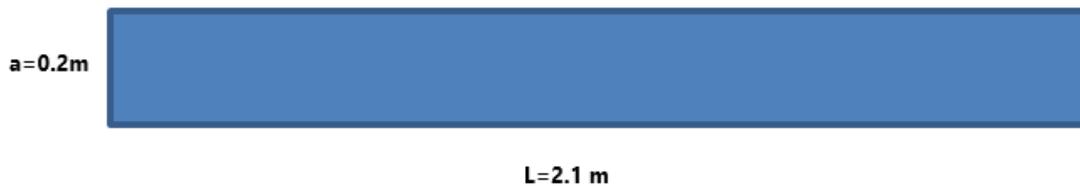


Figure 5.9 : Les dimensions du voile étudié.

V.3.4.1. Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT** (le voile le plus sollicité) :

	G+Q-Ex		G+Q±EY		0.8G±EX	
Voile	Nmax	Mcorr	Mmax	Ncorr	Nmin	Mcorr
Voile (5.3m)	546.53	-168.57	-17.17	15.81	497.57	-166.89

Tableau 5.5 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.

V.3.4.2. Armatures verticales :

On utilise la méthode des contraintes

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

V.3.4.2.1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{546.53}{0.54} + \frac{-168.57 \times 1.35}{0.33} = 322.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{546.53}{0.54} - \frac{-168.57 \times 1.35}{0.33} = 1701.70 \text{ KN/m}^2$$

σ_a , σ_b sont de mêmes signes, donc la section du voile est entièrement tendue.

Figure. 5.9 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue

V.3.4.2.2. Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (Lt) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a \times \sigma_b \times L \times a}{2} = \frac{322.49 \times 1701.70 \times 2.7 \times 0.2}{2} = 148170.93 \text{ KN}$$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{148170.93}{400} = 3.70 \text{ cm}^2$

V.3.4.2.5. Armature verticale :

$$A_v = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{1711379.30}{400} = 3.70 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

V.3.4.2.3. Armature minimale du RPA99/version 2003 :

-Selon RPA99/V2003 [1] :

$$L_c = \frac{\sigma_{max} \cdot L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{1701.70}{1701.70 + 322.49} = 0.84 \text{ m} \rightarrow L_c = 0.84 \text{ m}$$

Longueur tendue : $L_t = L - L_c = 2.7 - 0.84$

$L_t = 1.86 \text{ m}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot L_t = 0.002 \times 20 \times 186 = 7.44 \text{ cm}^2.$$

-Selon BAEL :

$$A_{min} \geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 5400 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus.

	G+Q+EY	0.8G- EX
Effort normal N (KN)	15.81	497.57

Moment de flexion (KN.m)	-17.17	-166.89
$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$ (Mpa)	-40.96	238.69
$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$ (Mpa)	99.52	1604.16
La longueur de la zone tendue Lt(m)	1.99	1.83
Effort de traction T (KN)	1100.61	103382.1
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (Mpa), $\gamma_s = 1$	400	400
Section d'armature Avt(cm ²)	0.027	2.58
ARPAmin = 0.2% . a. Lt (cm ²)	7.96	7.32
ABAELmin $\geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm ²)	6.72	6.52

Tableau 5.6 : Les sollicitations et les sections de ferrailage du voile le plus sollicité.

V.3.4.2.4. Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 [1] :

St ≤ (1.5a; 30) cm

Soit : **St= 20cm** Dans la zone courante.

Dans notre cas :

La zone d'about : $\frac{L}{2} = 1.35$ m

$S_a = \frac{St}{2} = 10$ cm. Dans la zone d'about.

Donc :

A adoptée= max (Acal ; ARPA ; ABAEL) = max (3.70 ; 7.96 ; 6.52cm²)

A adoptée= 8.01

Zone d'about : 2×2T12 → As = 4.52 cm²

Zone courante : $2 \times 2T12 \rightarrow A_s = 4.52\text{cm}^2$

V.3.4.3. Ferraillage Horizontal

Selon le BAEL [3] :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.04}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Selon RPA :

$A_{tmin} = 0.15\% \cdot a \cdot h = 0.0015 \times 0.20 \times 3.24 = 9.72 \text{ cm}^2$; Globalement dans la section des voiles.

$A_h = \max [ARPA; ABAEL] = \max (9.72; 2.26) \text{ cm}^2$

On prend : **9HA12** (A_h adopte = 10.18 cm^2)

V.3.4.4. Ferraillage transversal :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.3.4.5. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2) [1].

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times \frac{628.19 \times 10^3}{200 \times 2560} = 1.27 \text{ Mpa}$$

D'après l'article 7.7.2. La contrainte limite est :

$$\tau^{-b} = 0.2 \times f_c = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \tau^{-b}$

Donc : $\tau_b = 1.27 \text{ Mpa} \leq \tau^{-b} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

V.3.4.6. Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$
 $\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service sous (G + Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{7211.55 \times 10^3}{200 \times 324 + 15 \times 9.04 \times 10^4} = 5.075 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.075 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.4. Schéma du ferraillage :

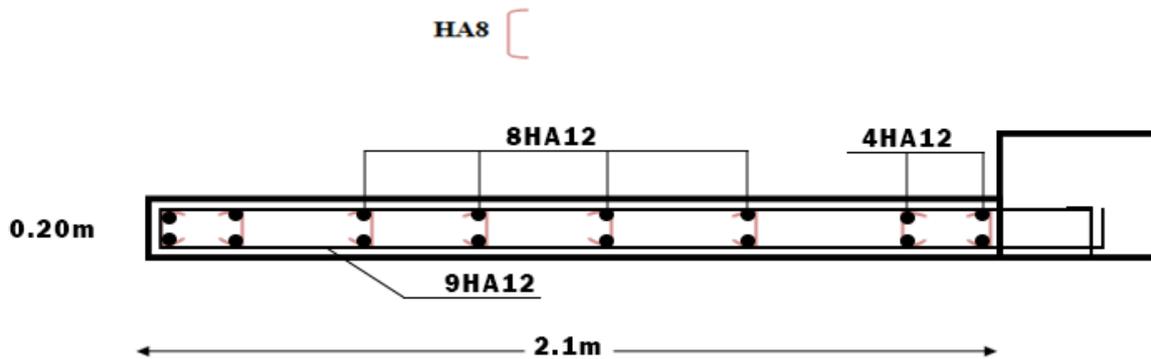


Figure 5.10. Schéma du ferraillage des voiles.

Conclusion :

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux ; le ferraillage minimum est imposé par les clauses des règles parasismiques Algériennes ainsi il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul ROBOT. Une attention particulière doit être apportée au calcul du ferraillage de la structure résistante (portiques, voiles) vu le rôle principal qu'elle joue dans la stabilité d'ensemble.

Le but des calculs rigoureux de ferraillages et vérifications des contraintes ne peut être atteint en réalité, que par une bonne réalisation sur chantier assurée par un bon niveau de conscience du contrôleur de chantier.

CHAPITRE VI
Étude de L'infrastructure

Généralités :

Les fondations d'une construction sont les parties inférieures d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La charge à transmettre au sol.
- La capacité portante du sol.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.1 Classification et types des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

* Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

* Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

* Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars.

VI.2 Les combinaisons d'actions :

D'après le RPA 99, les fondations superficielles sont calculées selon les Combinaisons d'action suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

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:

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} > \frac{N}{\delta_{sol}}$$

VI.3 Calcul des fondations

1-Semells isole :

- Pour le prédimensionnement, 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 :

$$\delta_{sol} = \frac{N}{S} \leq \bar{\delta}_{sol}$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\delta}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B.$$

Avec : (a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées S : surface de la semelle isolée

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison Q+G.

$\bar{\delta}_{sol}$: Contrainte du sol

$$\bar{\delta}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 ; N = 894.54 \text{ KN}$$

$$S_{semelle} > \frac{N}{\bar{\delta}_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\delta}_{sol}} = \frac{896.705}{200} = 4,48 \text{m}^2.$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{0.3}{0.4}$$

$$A = 1,833 \text{ m.}$$

$$B = 2,444 \text{ m.}$$

2. Semelles Filantes sous poteaux :

❖ méthode de calcul :

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 :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} > \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- 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 × L

. B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$: 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 : $L/B > 5$.
- $S_{\text{semelle}} = 138.45 \text{ m}^2$
- $S_{\text{batiment}} = 516.98 \text{ m}^2$
- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de:

$$\frac{107.28}{199.23} = 0,53 > 50\%.$$
- Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

A. Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

D'où : $d \geq \frac{B-b}{4}$

B : L'épaisseur de voile.

$d \geq \frac{100-40}{4} = 0.15 \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$

Soit : $d = 36 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

B. Vérification du poinçonnement : BAEL91 [Art : A.5.2.4.2 [2]]

$$Q_U \leq 0.045 * h * u_c * \frac{f_{C28}}{\gamma_B}$$

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.

$u_c = (a + b + 2 \times h) \times 2$

$u_c = (0.40 + 0.40 + 2 \times 0.4) \times 2 = 3.2 \text{ m}$

$$Q_U = 896.705 \leq 0.045 * 0.4 * 3.2 * \frac{25}{1.5} = 960 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CNV.}$$

- Pour éviter le poinçonnement on va augmenter la hauteur de la semelle, on va prendre

$$h = 0.5 \text{ m}$$

$$u_c = (0.4 + 0.4 + 2 \times 0.5) \times 2 = 3.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 869.705 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \dots\dots\text{CV}$$

C. Vérification au renversement :

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$M = 5.21 \text{ KN.m}$$

$$N = 190.58 \text{ KN.}$$

$$e = 0.027 < 0.25 \dots\dots\text{cv}$$

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

3. Semelle filante sous voile :

$$N_{ser} = 497.57 \text{ KN.}$$

$$N_u = 628.19 \text{ KN.}$$

$$L = 3.7 \text{ m.}$$

❖ Dimensionnement de la semelle filante :

La semelle étant très rigide dans le sens de sa longueur elle ne sera calculée que dans le sens longitudinal.

➤ La largeur B :

Vu que dans le sens de A il n'y a pas de moment de flexion, la méthode de bie les est donc applicable par conséquence, 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 :

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$P_{ser} = \frac{N_{ser}}{L} = \frac{497.57}{2.7} = 184.29 \text{ KN/ml.}$$

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{184.29}{200} = 0.92 \text{ m.}$$

Soit : B = 120 cm.

➤ **Épaisseur de la semelle :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

D'où : $d \geq \frac{B-b}{4}$

B : L'épaisseur de voile.

$$d \geq \frac{120-20}{4} \longrightarrow d \geq 30$$

Soit : d = 35 cm h = 40 cm

➤ **Poids propre de la semelle par mètre linéaire :**

$$P_{semelle} = 25 \times 0.4 \times 1.4 \times 1 = 14 \text{ KN/m}$$

$$N_{ser \text{ nouveau}} = P_{ser} + P_{semelle} = 184.29 + 14 = 198.29 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification des dimensions de la semelle :**

$$\frac{N_{ser \text{ nouveau}}}{A * B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{198.29}{1.4} = 141.64 \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

Les dimensions sont à priori acceptables.

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.

$$A_{S//B} = \frac{N(B - b)}{8d\sigma_s}$$

$$A_{S//B} = \frac{190.58 * 10^3 (100 - 40)}{8 * 45 * 348} = 9.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 + 4HA16 = 16.08 cm².

S_t = 15 cm

➤ **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²

S_t = 20 cm

❖ **Schéma du ferraillage :**

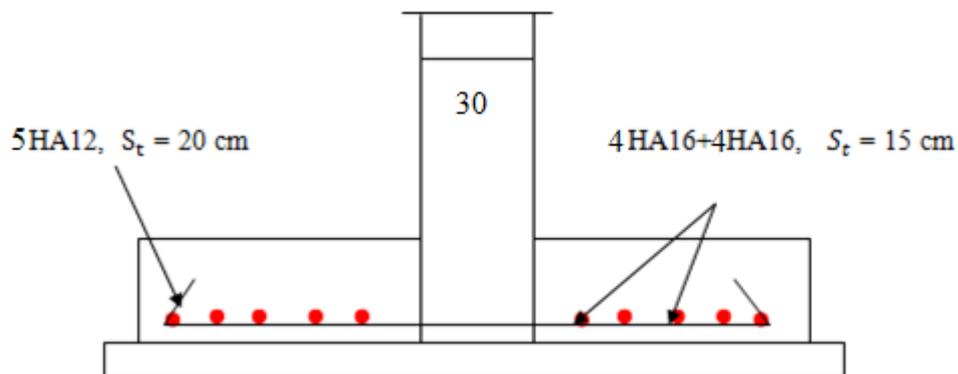


Figure VI.1 : Schéma de ferraillage de la semelle isolée sous poteaux.

Le ferraillage de la semelle filante :

➤ **Les armatures principales :**

Le calcul se fait selon B sur une bande de 1ml de longueur par :

$$\Delta_s = \frac{N_{U \text{ NOUVEAU}}(B - b)}{8d\sigma_s}$$

Avec :

$$N_{u \text{ nouveau}} = \frac{N_u}{L} + 1.35 * P_{\text{semelle}} = \frac{628.19}{2.7} + 1.35 * 14 = 251.56 \text{ KN/m.}$$

$$A_{S//B} = \frac{329.42 * 10^3 * (1.2 - 0.2)}{8 * 0.35 * 348} = 3.38 \text{ cm}^2.$$

Soit : $6HA12/ml = 6.79 \text{ cm}^2/ml$.

➤ **Calcul des armatures de répartition :** $A_r = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

➤ **Disposition des barres :**

$$L_s = \frac{\psi}{4} * \frac{f_e}{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = 0.9 + \psi_s^2 + F_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ Pour l'acier HA.

$$\tau_u = 0.9 + 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{\psi}{4} * \frac{f_e}{\tau_u} = \text{cm .}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$L_s = 53.52 \text{ cm} \geq \frac{D}{4} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les barres sont prolongée jusqu'aux extrémités est sont avec crochés.

❖ **Schéma du ferrailage :**

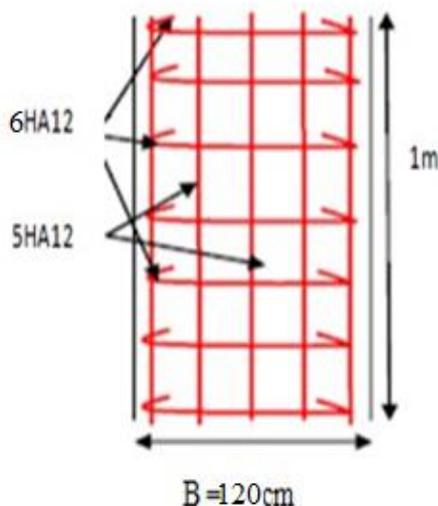


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile.

VI.4 calcul des longrines :

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], 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

Ferraillage des longrines :

Armature longitudinale :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = \frac{N_{u(max)}}{\alpha} > 20KN.$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$\alpha = 12$ (Site S3, Zone IIa).

$N_{u(max)}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_{u(max)} = 896.705$ KN.

$F = \frac{896.705}{12} = 74.725KN$ Verifiée

$A_s = \frac{F}{\delta_s} = \frac{74.725 \times 10^3}{348} = 2.14cm^2$

Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3; 150 \eta) ;$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$N_{ser} = 655,932 \text{ KN.}$$

$$\delta_{ser} = \frac{N_{ser}}{A_s} \leq \delta_a$$

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\delta_a} = ((655,932 \times 10^3)/12)/240 = 2.27 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400}$$

$A_{smin} = 1.30 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Recommandation de [RPA 99 v2003] :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6 \% \times b \times h$$

$$A_s = 0,006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_s = 9.24 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}14$

Armatures transversales :

On prend : $4 \square 8$ ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) Avec espacement de :

Escapement: $S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \Phi L)$.

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

Schéma de ferrailage :

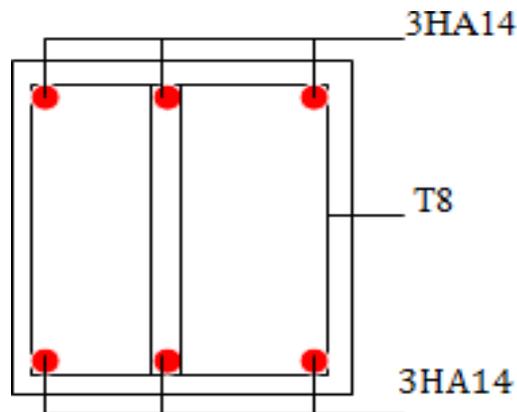


Figure VI. 3 : Schéma de ferrailage de Longrine.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles isolées et 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 générale :

Le travail que nous avons entrepris nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures des bâtiments , nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Acquérir les connaissances sur l'utilisation du logiciel ROBOT pour faire un calcul numérique, dans le but de faciliter le calcul, et d'avoir une meilleure approche de la réalité. D'après l'étude qu'on a faite, l'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Tout fois, le travail que nous avons présenté est le premier pas concret vers l'accumulation d'expérience en plus des connaissances acquises à partir de cinq années d'étude.

A la fin de ce projet, nous avons bien saisi le but de l'apprentissage et du respect des différents règlements et normes à suivre afin de construire dur et durable.

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 révisées 99(BAEL91)
- [3]. M. GUETTICHE Cours de béton armé génie civil Université de Mila s.n 2017/2018.
• M. GUETTICHE Cours génie parasismique génie civil Université de Mila s.n 20.20/2021.
- [4]. M. DROUNA. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de Mila.
- [5]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [6]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation .1992

Logiciels :

- ROBOT 2014.
- SOCOTEC.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2010.
- EXCEL 2007.
- Power point 2007.

Annexes

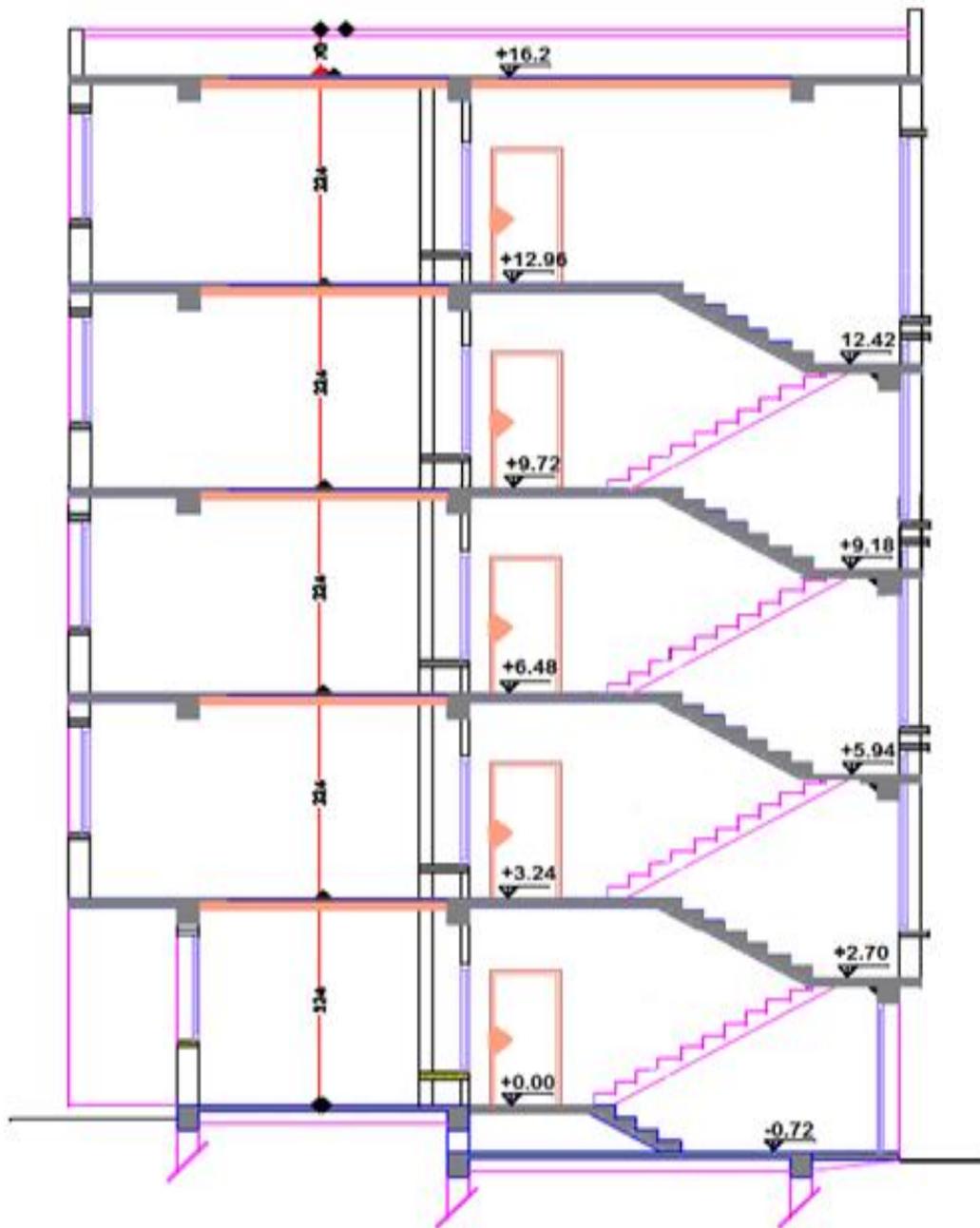
Annexes



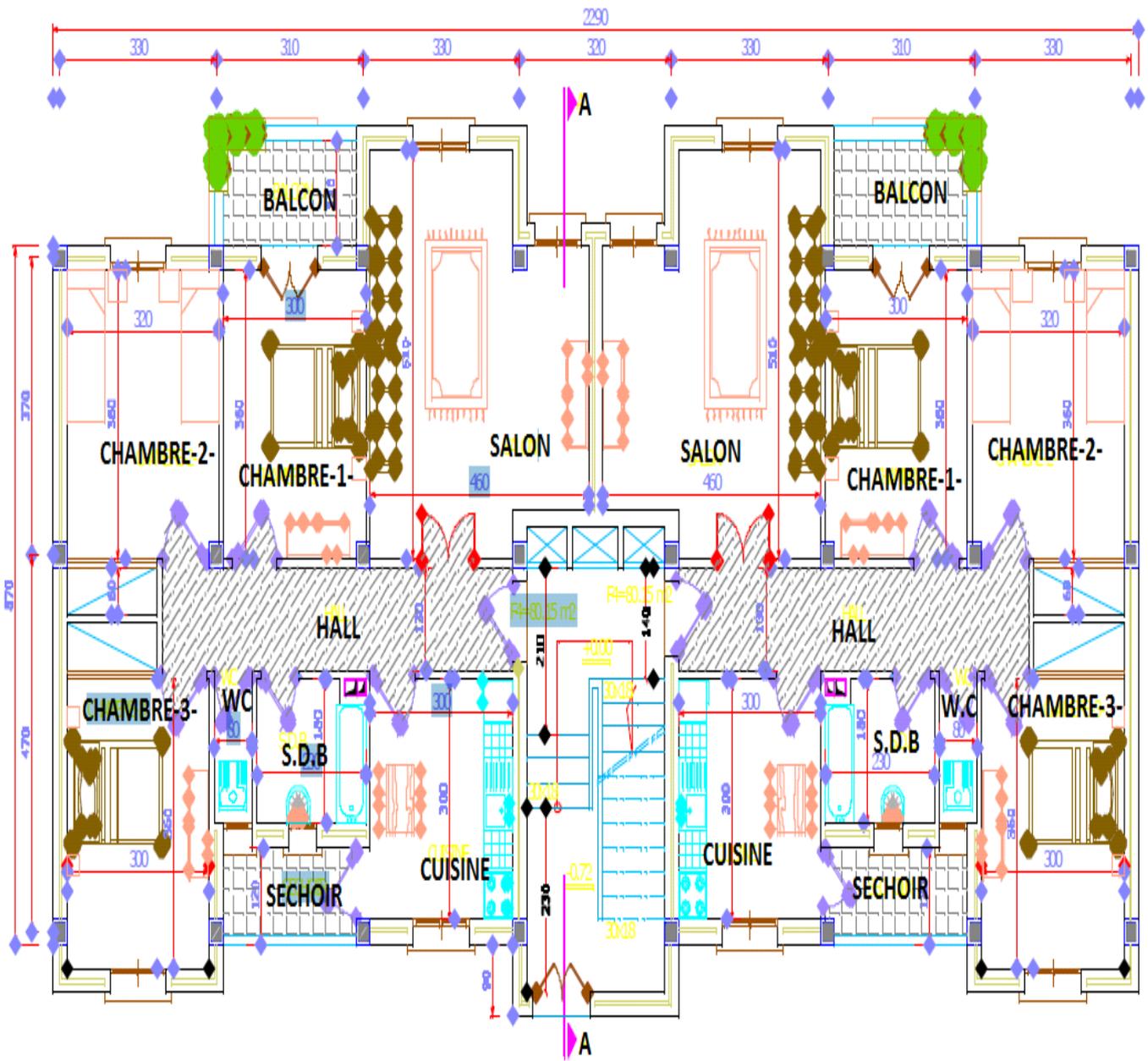
FACES PRINCIPALE



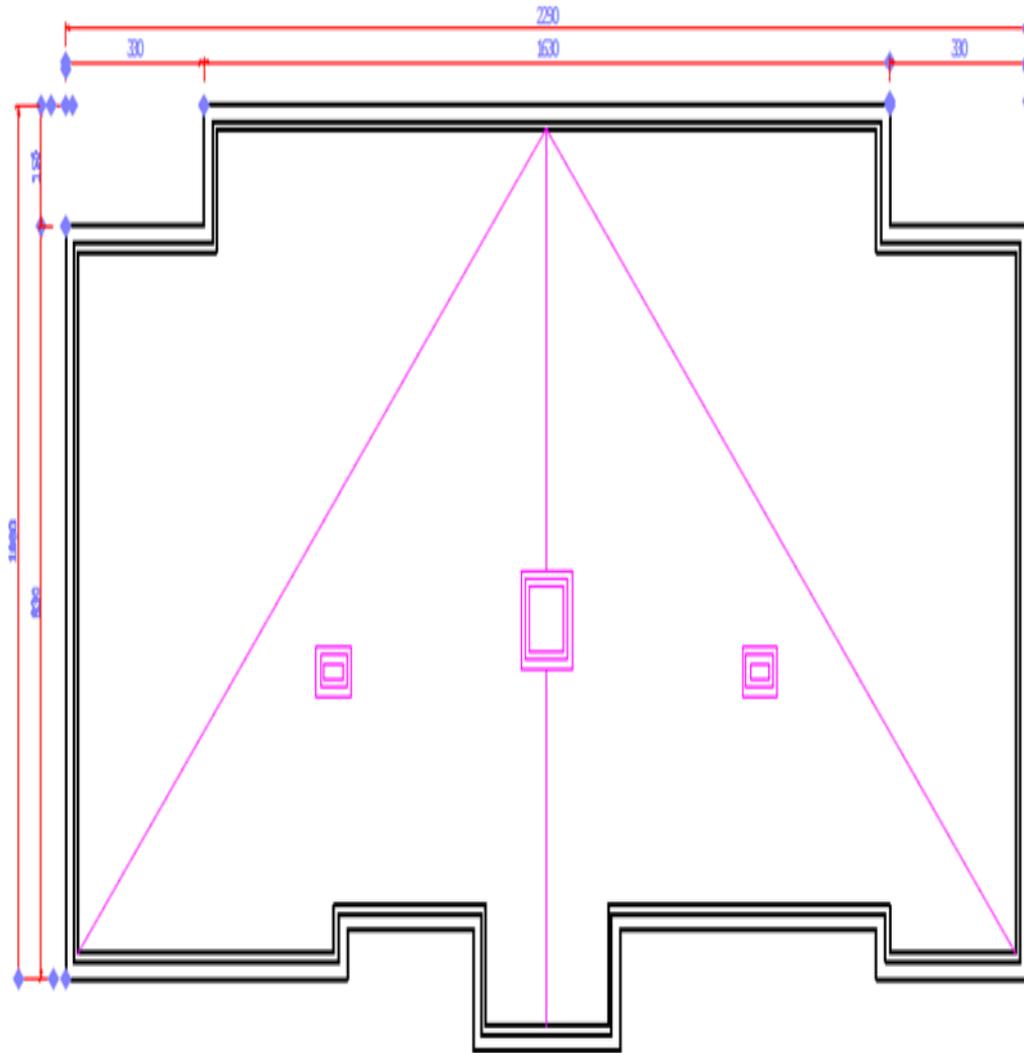
FACADE POSTERIEURE



coupe A-A

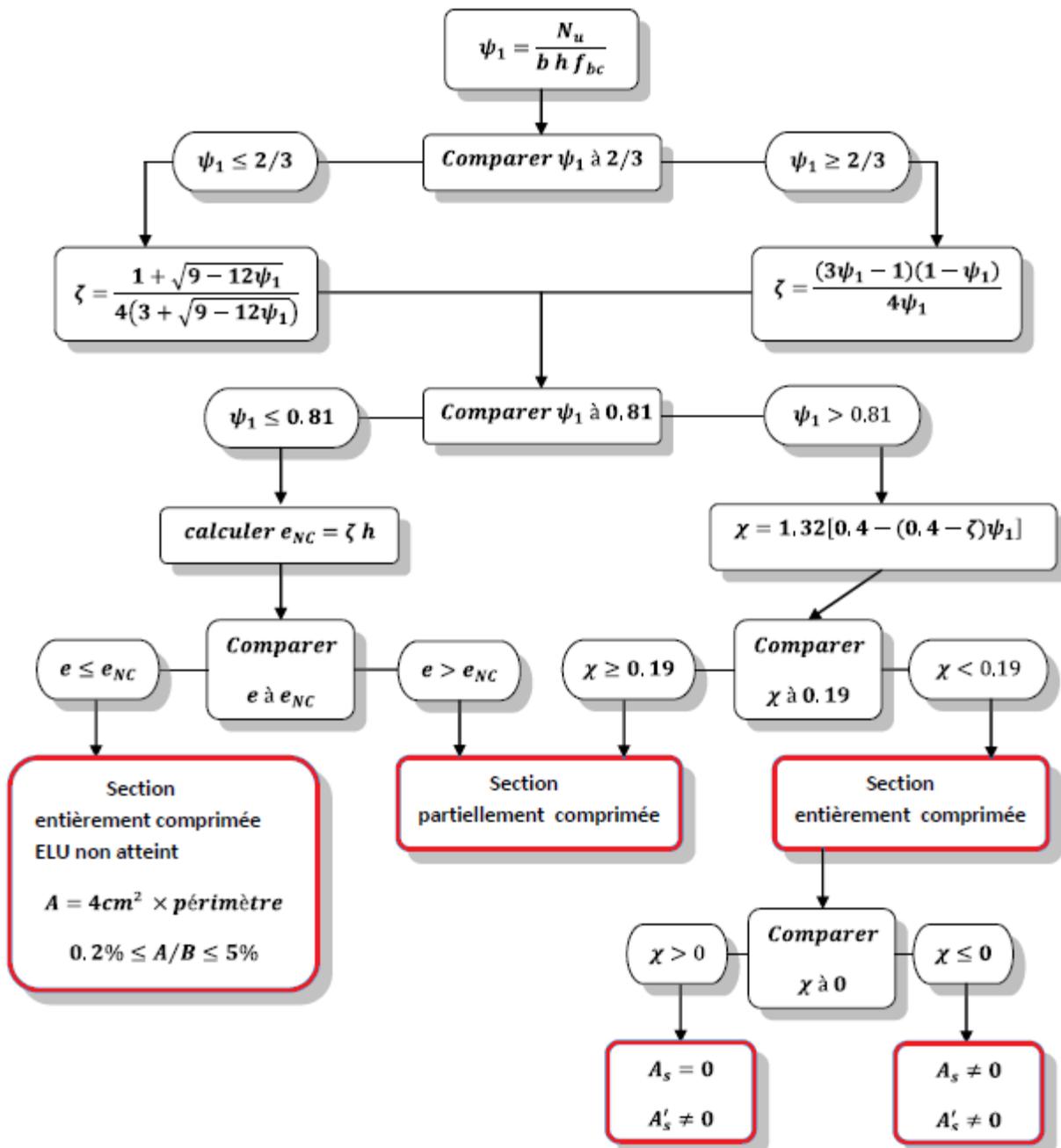


Plan Du RDC

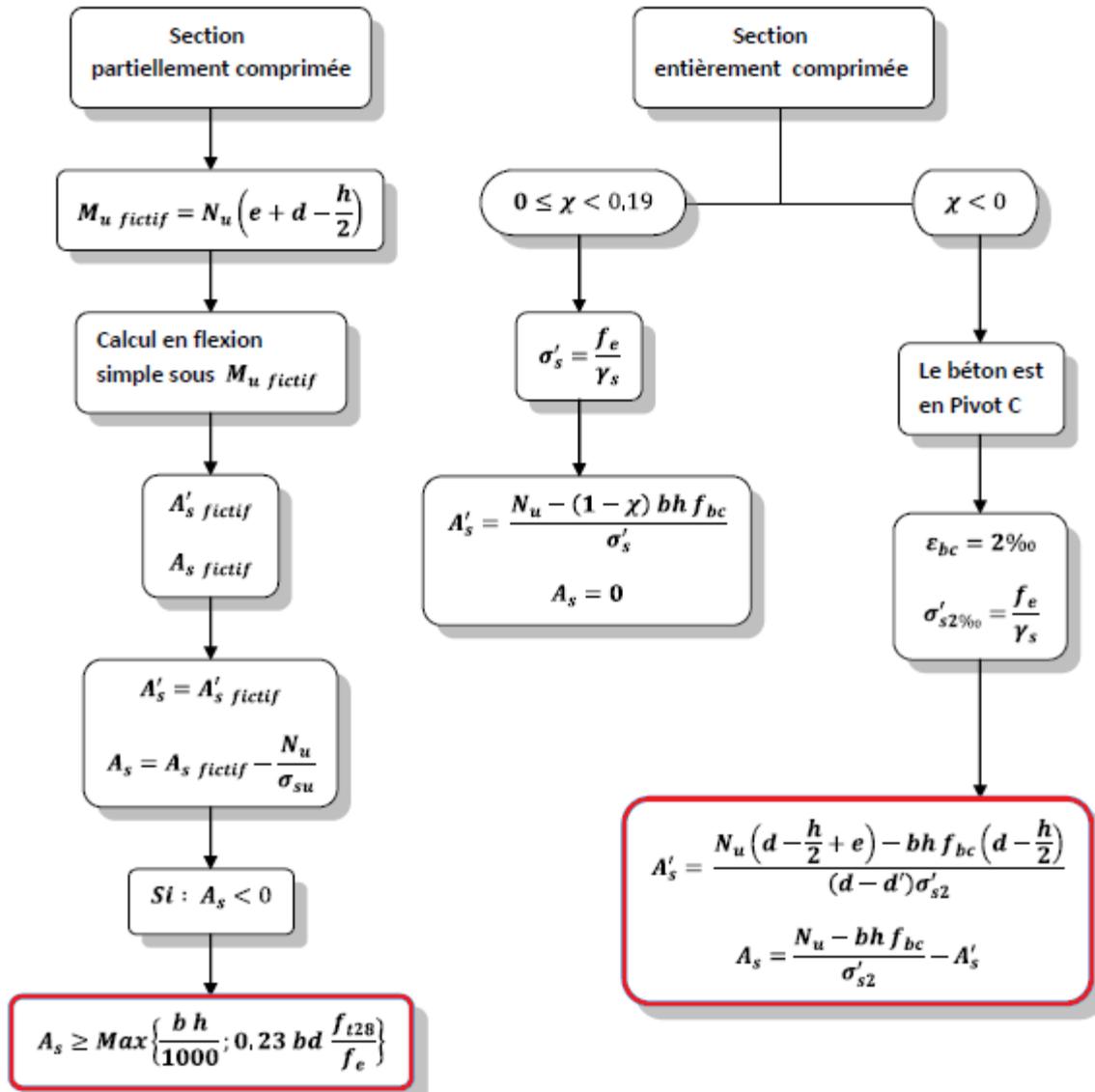


PLAN TERRASSE

Annexe 01



Annexe 02



Annexe 03

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33