



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ « ABBES LAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : STRUCTURE.

**Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+5) à usage d'habitation.**

*Réalisé par : -MOUMNI MOHAMED.
- ARDJOUNE MOHAMED.*

Dirigé par : M. LEKOUARA L.

*Membres de jury :
M. KHALFAOUI M.K.
M. TOUAM K.
M^{LLE}. SEKKIOU S.*

Présenté le 25/06/2018

REMERCIEMENT

Avant tout, louange à "**ALLAH**", notre créateur et maître de l'univers, s'avoir envoyé à nous tous le prophète "**Mohamed**" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

- ✚ Nous représentons nos sincères remerciements à notre encadreur Mr: **LEKOUARA LAIDE** qu'il nous aidé et bien dirigé pour orienter et réaliser ce travail.
- ✚ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives **ARDJOUNE** et **MOUMNI** pour tout l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.
- ✚ Nous adressons nos remerciements chaleureusement à tous les enseignants qui nous ont enseigné au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master et qui nous ont dirigés et conseillés durant notre formation.
- ✚ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'examiner et juger la qualité de notre travail.
- ✚ Et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation de de mémoire

Dédicaces

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mes sœurs, je dédie ce travail :

- ✚ A mon binôme : Moumni Mohamed
- ✚ A MES AMIS : Anes – Fouzi – Yaakob- Oussama- Housseem –
- ✚ A mes amis d'enfance : Moha – ilyas – Joud- Mouldi.....
- ✚ A notre encadreur M:Lakouara Laide.

ARDJOUNE MOHAMED

Dédicaces

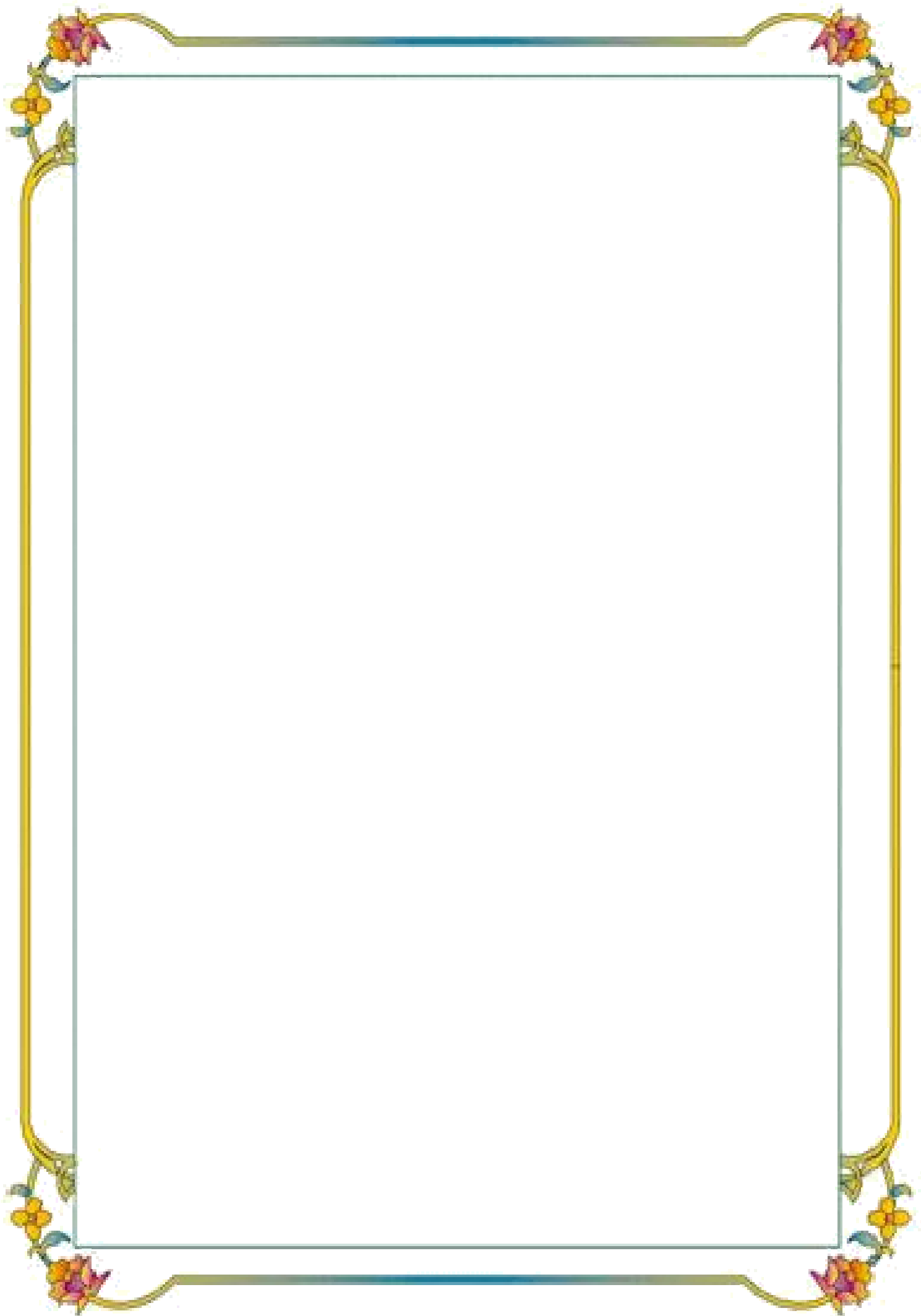
A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et ma sœur, je dédie ce travail :

- ✚ A mon binôme : Ardjoune Mohamed
- ✚ A MES AMIS : Anes – Fouzi – Yaakob- Oussama- Housseem –
- ✚ A mes amis d'enfance : Laarbi– Zaki – Raouf- Farouk- Sami – Tarek- Jamel-Tarek-Hamza – Faycel-Ramzi-Mouldi
- ✚ A notre encadreur M:Lakouara Laide.

MOUMNI MOHAMED



Sommaire

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE 1	II
DEDICACE 2.....	III
LISTE DES NOTATIONS.....	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTE DES FIGURES	IV
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DU PROJET.....	3
I.1.1. Introduction	3
I.1.2. Caractéristiques Géométriques	3
I.1.2.1. Dimension en plan	3
I.1.2.2. Dimension en élévation.....	3
I.1.2.3. Données du site.....	3
I.1.3. Règle de calcul.....	4
I.1.3.1. Présentation des RPA 99 / Version 2003.....	4
I.1.3.2. Domaine d'application.....	4
I.1.3.3. Principe des justifications.....	4
I.1.3.4. Hypothèses de calcul.....	4
I.1.4. Action et sollicitation	5
I.4.1. Action	5
I.4.2. Sollicitation	6
I.4.3. Combinaison d'action	6
I.4.4. Conception de la Structure	7
I.4.4.1. Présentation Structurale	7
I.5. Caractéristique de matériaux	8
I.5.1. Introduction	8
I.5.2. Le béton.....	8
I.5.2.1. Composition de béton	8
I.5.2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	8
I.5.2.3. Résistance caractéristiques du béton	9
I.5.2.4. Déformation du béton	9
I.5.3. les aciers	10

I.5.3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91)	10
I.5.3.2. Contrainte de calcul d'acier	11
I.5.4 déformation et contrainte de calcul	12
I.5.4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)	12
I.5.4.2. Etat limite service (E.L.S)	13
I.5.4.3. Contrainte ultime de cisaillement	13

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT ET LA DESCENTE DE CHARGE

II.1. Introduction.....	14
II.2. Les planchers	14
II.2.1. Planchers à corps creux	14
II.2.1.1. Les caractéristiques géométriques des nervures	15
II.2.2. La dalle pleine	16
II.2.2.1 Les dalles Pleines pour balcon	16
II.2.3. Conclusion	17
II.3. Les escaliers	17
II.3.1. Etude des escaliers.....	18
II.4. Evaluation des charges.....	18
II.4.1. Plancher Terrasse inaccessible	19
II.4.2. Plancher Etage Courant.....	19
II.4.3. Murs Extérieurs	20
II.4.4. Les Escaliers	20
II.4.4.1. Paillasse	21
II.4.4.2. Palier De Repos (repos, départ, arrivé) d'étage courant	21
II.4.5. Balcon	22
II.4.6. L'acrotère	22
II.5. Pré dimensionnement des poutres	23
II.5.1. Introduction	23
II.5.2. Les poutres principales.....	24
II.5.3. Poutres Secondaires	25
II.5.4. Poutre palière pour escalier	25
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	26
II.6.1. Etapes de pré-dimensionnement	26
II.6.1.1. Poteaux RDC+ 1er étage	27
II.6.1.2. Poteaux étages 2eme+3eme+4eme+5eme	27
II.6.2. Détermination des charges et surcharges	28
II.6.2.1. Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité	28
II.6.2.2. Poteau d'angle (A-5).....	29

II.6.2.3. Poteau de rive (F-5)	31
II.6.2.4. Poteau central (G-4).....	34
II.6.3. Charges d'exploitation	36
II.6.3.1. Charges d'exploitation (Poteau d'angle)	37
II.6.3.2. Charges d'exploitation (Poteau de rive).....	37
II.6.3.3. Charges d'exploitation (Poteau centrale)	38
II.6.4. Effort normal de résistance	38
II.6.5. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)	39
II.6.6. Vérification selon le RPA99 version2003	41
II.7. Les voiles	41
II.8. Conclusion	42

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère	43
III.1.1. Principe de calcul.....	43
III.1.2. Détermination des efforts	43
III.1.3. Calcul de l'excentricité	44
III.1.4. Calcul de ferrailage	44
III.1.4.1. Ferrailage à l'ELU	45
III.1.4.2. Condition de non fragilité	45
III.1.4.3. Armatures de répartition	45
III.1.4.4. Espacement	45
III.1.4.5. Justification à l'ELS	45
III.1.5. Vérification des contraintes	46
III.1.6. Schéma de ferrailage	47
III.2. L'escalier.....	47
III.2.1. Escalier volée « 01 ».....	48
III.2.1.1. Détermination des efforts.....	48
III.2.2. Escalier type « 02 ».....	49
III.2.2.1. Détermination des efforts.....	49
III.2.3. Les réactions d'appuis	50
III.2.4. Récapitulations	53
III.2.5. Ferrailage des escaliers	53
III.2.5.1. Calcul de ferrailage	54
III.2.5.2. Conditions de non fragilité	54
III.2.5.3. Armature de répartition	55
III.2.5.4. Espacement entre les armatures	55

III.2.5.5. Vérification à l'ELS.....	56
III.2.5.6. Vérification de l'effort tranchant	57
III.2.5.7. Vérification de la flèche	57
III.2.6. Schéma de ferrailage	60
III.3. Calcul de poutre palière	61
III.3.1. Dimensionnement	61
III.3.2. Ferrailage de la poutre palière	61
III.3.2.1. Répartition des moments	62
III.3.2.2. Calcul de ferrailage	62
III.3.2.3. Conditions de non fragilité	62
III.3.2.4. Vérification de l'effort tranchant	63
III.3.2.5. Vérification a L'ELS.....	63
III.3.3. Calcul de la poutre à la torsion	64
III.3.3.1. Contraintes tangentes de torsion.....	64
III.3.3.2. Les armatures longitudinales	65
III.3.3.3. Les armatures transversales	65
III.3.3.4. Les armatures totales	65
III.3.3.5. État limite de déformation	66
III.3.4. Schéma de ferrailage	66
III.4. Les Balcons	66
III.4.1. Evaluation des charges.....	66
III.4.2. Ferrailage à l'ÉLU	67
III.4.3. Condition de non fragilité	68
III.4.4. Armature de répartition	68
III.4.5. Justification à l'ELS	68
III.4.6. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente	69
III.4.7. Vérification de la flèche	69
III.4.8. Schéma de ferrailage.....	70
III.5. Les poutrelles	70
III.5.4. Les cas à étudier	71
III.5.5. Méthode forfaitaire	71
III.5.6. Méthode de Caquot	72
III.5.6.1. Principe de la méthode	72
III.5.6.2. Calcul des sollicitations	73
III.5.6.3. Les sollicitations maximales	89
III.5.6.4. Calcul du ferrailage	90
III.5.6.5. Calcul des Armatures transversale	91
III.5.6.6. Espacement des armatures transversales.....	91
III.5.6.7. Vérification a l'ELS	91

III.5.6.8. Vérification de la flèche	92
III.5.7. Schéma de ferrailage.....	93
III.6. La table de compression	94
III.6.1. Schéma de ferrailage.....	95

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction	96
IV.1.1. Généralités sur les séismes.....	96
IV.1.2. La prise en compte du risque sismique dans les construction.....	96
IV.1.3. La partie architecturale.....	97
IV.1.4. La partie constructive.....	97
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	98
IV.3. Choix de la méthode de calcul	98
IV.4. Méthode Statique équivalent	99
IV.4.1. Principe	99
IV.4.2. Hypothèses de calcul.....	101
IV.4.3. Présentation du logiciel	101
IV.4.4. Etapes de modélisation	102
IV.4.5. Domaine d'application	104
IV.4.6. Spectre de réponse de calcul.....	104
IV.5. Nombre de mode à considérer.....	105
IV.5.1. Modélisation	105
IV.5.2. Dispositions des voiles.....	106
IV.5.3. Poids total de la structure	106
IV.5.4. Application de la méthode d'analyse modale spectrale	107
IV.5.4.1. Nombre des modes considérées	108
IV.5.5. Caractéristiques géométriques de la structure.....	112
IV.5.5.1. Calcule de centre de torsion	112
IV.5.5.2. Centre de masse	113
IV.5.5.3. Vérification de déplacement	115
IV.5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur... 116	
IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	119
IV.5.8. Vérification de L'excentricité accidentelle.....	120
IV.5.9. Vérification au renversement	122
IV.6. Conclusion	123
IV.7. étude thermique.....	124
IV.7.1. Introduction	124
IV.7.2. Coefficient de dilatation thermique	124
IV.7.3. Composante de température (CBA93/A.3.1.3.3).....	125
IV.7.4. Combinaisons d'actions	125
IV.7.5. Méthode de calcul	125
IV.7.6. Résultats	126
IV.7.7. Discussion des résultats	126

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction	127
V.2. Hypothèses	127
V.3. Ferrailage des portiques	127
V.3.1. Les poutres	127
V.3.1.1. combinaisons des charges	128
V.3.1. 2. Etapes à suivre	129
V.3.1.3. Ferrailage des poutres	131
V.3.1.4. Exemple de calculs	131
V.3.1.5. Schéma de ferrailage des poutres	136
V.3.2. Les poteaux	137
V.3.2.1. Introduction	137
V.3.2.2. combinaisons des charges	137
V.3.2.3. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	139
V.3.2.4. Ferrailage des poteaux	139
V.3.2.4.1. Armatures longitudinales	139
V.3.2.4.2. Armatures transversales	140
V.3.2.5. Exemple du calcul	140
V.3.2.6. Calcul des armatures transversales.....	149
V.3.2.7. Ferrailage numérique des Poteaux	151
V.3.2.8. Vérification vis -à vis de l'état limite de service	152
V.3.2.9. Les armatures transversales	152
V.3.2.10. Schéma de ferrailage	153
V.4. Etude des voiles	153
V.4.1. Introduction	153
V.4.2. Ferrailage des voiles	153
V.4.3. Prescription imposées par l'RPA99/2003	154
V.4.4. Ferrailage vertical	154
V.4.5. Ferrailage horizontal	155
V.4.5.1. Règles communes	155
V.4.6. Ferrailage verticale	155
V.4.7. Etudes des sections	156
V.4.8. Calcul de ferrailage voiles pleins.....	158
V. 4.8.1. Calcul de ferrailage vertical.....	158
V.4.8.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	161

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	164
VI.2. Etude de voile PERIPHERIQUE	164

VI.2.1. Dimensionnement	164
VI.2.2. Détermination des sollicitations	165
VI.2.3. Calcul du ferrailage vertical	166
VI.2.4. Calcul du ferrailage horizontal.....	167
VI.2.5. Conditions exigées par le RPA99.....	168
VI.2.6. Plan de ferrailage	168
VI.3. étude de la fondation	169
VI.3.1. Qualité de bonne fondation	169
VI.3.2. Choix du type de fondation.....	169
VI.3.3. Catégorie des fondations.....	169
VI.4. Calcul des fondations.....	170
VI.5. Calcul des semelles.....	172
VI.5.1. Calcul de la semelle isolée	172
VI.6. Les longrines	180
VI.6.1. Calcul des longrines	180
VI.6.2. Introduction.....	180
VI.6.3. Pré dimensionnement.....	180
VI.6.4. Ferrailage longitudinale des longrines.....	181
VI.6.4.1. Etat limite ultime.....	181
VI.6.5. Le ferrailage.....	181
CONCLUSION GENERALE.....	183

LISTE DES NOTATIONS

MAJUSCULES ROMAINES :

- A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
 A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
 B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
 B_t : Section de la partie tendue.
 L_t : Largeur de la section tendue.
 M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
 E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
 E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
 M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
 M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
 M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
 N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
 C_d : coefficient dynamique.
 K_t : coefficient de terrain.
 Z_0 : paramètre de rugosité.
 Z_{min} : hauteur minimale.
 C_e : coefficient d'exposition au vent.
 C_r : est le coefficient de rugosité.
 $C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
 $C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
 C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
 C_p : coefficient de pression de vent.
W : Pression nette exercée sur l'élément
 q_j : la pression due au vent
R : force résultante
 F_w : la résultante des forces horizontales

Fu : une force de soulèvement.

MINUSCULES ROMAINES :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

s_t : Espacement de cours d'armature transversale.

C_t : coefficient de topographie

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids

MINUSCULES GRECQUES :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

ξ : Coefficient (calcul de Cd)

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

u : Déplacement d'un niveau.

AUTRES NOTATIONS :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifié

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	11
Tableau II-1: Charges dues au plancher de terrasse inaccessible.....	19
Tableau II-2 : Charges dues au plancher d'étage courant.....	20
Tableau II-3: Charges dues au murs extérieurs.....	21
Tableau II-4: Charges dues au paillasse.....	21
Tableau II-5: Charges dues au palier de repos.....	22
Tableau II-6: Charges dues au balcon d'étage courant.....	22
Tableau II-7: Charges dues d'acrotère.....	23
Tableau II.8 : Surface reprise par le poteau	28
Tableau II.9 : Charges permanentes d'un poteau d'angle.	30
Tableau II.10 : Charges permanentes d'un poteau de rive.	32
Tableau II.11 : Charges permanentes d'un poteau centrale	34
Tableau II.12 : : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau d'angle.	37
Tableau II.13 : : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau de rive.....	37
Tableau II.14 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau central.	38
Tableau II.15 : Détermination de l'effort normale « N_U » d'un poteau de rive.	39
Tableau II.16 : vérifications la section du poteau central.	40
Tableau II.17 : Vérifications de coffrage des poteaux.....	41
Tableau II.18 : résultats de pré-dimensionnements des éléments.....	42
Tableau III.1: les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.	44
Tableau III.2: Dimensions et caractéristiques des matériaux.	44
Tableau III.3: Combinaison des charges de l'escalier type 1.....	48
Tableau III.4: Combinaison des charges de l'escalier.	49
Tableau III.5 : Récapitulations des efforts.....	53
Tableau III.6 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.	53
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.	54
Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	54

Tableau III.9 : Calcul des armatures de répartition.....	55
Tableau III.10 : vérification de l'espacement.	56
Tableau III.11 : Vérifications des contraintes.	56
Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant.	57
Tableau III.13 : Vérification de la flèche.	58
Tableau III.14: Les efforts agissants sur une poutre palière.....	62
Tableau III.15 : Calcul des sections d'acier de la poutre.	62
Tableau III.16 :Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	63
Tableau III.17 : Vérification à l'ELS.	64
Tableau III.18: Valeurs des Armatures longitudinale.	66
Tableau III.19 : Valeurs des Armatures transversales.	66
Tableau III.20 : Vérification à l'ELS.	68
Tableau III.21 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)	76
Tableau III.22 : Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).	76
Tableau III-23 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).....	77
Tableau III-24 : Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	77
Tableau III-25: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)	79
Tableau III-26: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS)	79
Tableau III.27: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)	81
Tableau III.28 : Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	81
Tableau III-29 : Plancher terrasse cas de l'ELU.	84
Tableau III-30 : Plancher terrasse cas de l'ELS.	85
Tableau III.31 :Plancher courant cas de l'ELU.	87
Tableau III.32Plancher courant cas de l'ELS.	87
Tableau III.33: Les sollicitations maximum ELU.	89
Tableau III.34 : Les sollicitations maximum ELS.	89
Tableau III.35: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en travée.....	90
Tableau III.36 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appui.....	91
Tableau III.37 : Vérification a l'ELS sur appuis.....	92
Tableau III.38 : Vérification a l'ELS sur travée.....	92
Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	101

Tableau IV.2 : poids de la structure.	107
Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).....	108
Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de torsion.	114
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	114
Tableau IV.6 : vérification des déplacements suivant le sens X etY.....	115
Tableau. IV.7: La distribution de la résultante des forces sismiques.....	117
Tableau IV.8 : les efforts tranchants résultants.....	118
Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effetP- Δ sens X (Combinaison EX)	119
Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison EY)	120
Tableau IV.11 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.	121
Tableau IV.12 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	121
Tableau IV.13 : vérification de renversement sens longitudinal.....	122
Tableau IV.14 : vérification de renversement de sens transversal.....	123
Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.....	131
Tableau V.2 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.....	134
Tableau V.3 : vérification à l'E.L.S.	135
Tableau V.4 : récapitulation des ferrailages des poutres.	135
Tableau V.5 : vérification de la contrainte de cisaillement.....	136
Tableau V.6 : Les sollicitations internes pour le poteau.	141
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux.	151
Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.	152
Tableau V.9 : Ferrailage des armatures transversales.....	152
Tableau V.10: Ferrailages des voiles.	160
Tableau V.11 : Résultats de ferrailage horizontal.	162
Tableau VI.1 : Résultat des moments.	166
Tableau VI.2: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.	172
Tableau VI.3 : Sollicitations des semelles filantes.	178
Tableau VI.4: Ferrailage des longrines.	181

LISTE DE FIGURE

Figure I-1 : dimensionnement d'une éprouvette cylindrique.....	9
Figure I-2 : Déformation transversale.....	10
Figure I -3 : Diagramme conventionnel contraintes déformations des armatures de tous types.....	11
Figure II.1 : L'épaisseur de plancher.....	15
Figure II.2 : caractéristiques géométriques de la nervure.	15
Figure II.3 : dimensionnements d'une dalle pleine.	17
Figure II.4 : Le type d'escalier.	18
Figure II.5 : plancher terrasse inaccessible.	19
Figure II.6 : planchers étage courant.	20
Figure II.7 : planchers étage courant.	20
Figure II.8 : L'acrotère.	23
Figure II.9 : Dimensionnement de la poutre.....	24
Figure II.10 : Les poutres principales.	24
Figure II.11 : Les poutres secondaires.	25
Figure II.12 : Les poutres palières.	26
Figure II.13 : Section réduite du poteau.	26
Figure II.14 : représentation du poteau d'angle le plus sollicité.	29
Figure II.15 : représentation du poteau de rive le plus sollicité.	31
Figure. II.16 : représentation du poteau le plus sollicité.	34
Figure II.17 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).	41
Figure III -1 : Schéma l'acrotère.	43
Figure III.2 : section de béton armé a l'ELU.	45
Figure III.3 : Schéma de ferrailage.....	47
Figure III.4 : vue en plan d'escalier.	47
Figure III.5 : types de volées.....	48
Figure III.6 : Schéma statique de volée type 1.	48
Figure III.7 : Schéma des charges à ELU d'escalier type 1.	48

Figure III.8 : Combinaison des charges à ELS d'escalier type 1.	49
Figure III.9 : Schéma statique d'escalier type 2.	49
Figure III.10 : Combinaison des charges à ELU de volée type 2.....	49
Figure III.11 : Combinaison des charges à ELS de volée type 2.	50
Figure III.12 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U.....	51
Figure III.13 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S.....	53
Figure III.14 : Ferrailage d'escalier.	60
Figure III.15 : section creuse.....	64
Figure III.16 : ferrailage de la poutre palière.	66
Figure III.17 : Schéma statique du balcon.	67
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de balcon.	70
Figure III.19 : Plancher a corps creux.	70
Figure III.20 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	76
Figure III.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	76
Figure III.22 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	78
Figure III.23 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	78
Figure III.24 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	79
Figure III .25: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	80
Figure III.26 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	81
Figure III.27 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	82
Figure III.28 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.....	85
Figure III.29 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	86
Figure III.30 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.	86
Figure III.31 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	86
Figure III.32 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.	88
Figure III.33 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	88
Figure III.34 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.	89
Figure III.35 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	89
Figure III.36 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	90

Figure III.37 : Disposition constructive des armatures des poutrelles (Plancher terrasse).	93
Figure III.38 : Disposition constructive des armatures des poutrelles (Plancher courant)	94
Figure III.39 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.	95
Figure IV.1 : Limites des décrochements en plan.	99
Figure IV.2 : modèle de la structure en tridimensionnelle.....	103
Figure IV.3 : La disposition des murs voile.	106
Figure IV.4 : Diagramme de spectre de réponse.....	107
Figure IV.5 : 1er Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (translation suivant Y)	109
Figure IV.6 : 2eme Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (translation suivant X)	109
Figure IV.7 : 3eme Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (torsion)	110
Figure IV.8 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue3D..	110
Figure IV.9 : 2ememode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue3D.	111
Figure IV.10 : 3ememode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D.	112
Figure IV.11 : La distribution de la résultante des forces sismiques dans le sens XX.....	117
Figure IV.12 : La distribution de la résultante des forces sismiques dans le sens YY.	118
Figure V.1 : Organigramme pour le ferrailage des poutres.....	128
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	136
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	137
FigureV.4 : section transversale d'un poteau.	137
Figure V.5 : schéma de ferrailage des poteaux.	153
Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	154
Figure V.7 : section transversale de voile.	155
Figure V.8 : Section partiellement comprimée.	156
Figure V.9 : Section partiellement comprimée.	157
Figure V.10 : Section entièrement comprimée.	157
Figure V.11 : Section entièrement tendue	158
Figure V.12 : Section partiellement comprimée.....	159

Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile V1.	163
Figure V.14 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V1.	163
Figure VI.1 : Schéma statique des charges exercées sur le voile périphérique.....	165
Figure VI.2 : Voile périphérique.....	166
Figure VI.3 : ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour 1m ²	169
Figure VI.4 : schéma de l'infrastructure.....	172
Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.....	175
Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.....	175
Figure VI.7: Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....	176
Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....	177
Figure VI.9: Ferrailage de semelle filante.	180
Figure VI.10: Ferrailage des longrines.	182

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- ❖ La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- ❖ Confort
- ❖ Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ❖ Souplesse d'utilisation.
- ❖ Durabilité (duré de vie).
- ❖ Résistance au feu.

Notre projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de ABBES LAGHROUR KHENCHELA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment R + 5.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

- ❖ Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ❖ Pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère, balcon,.....).
- ❖ Etude dynamique et sismique, on a opté pour le logiciel ROBOT version 2014 comme outil de conception.
- ❖ Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferrailage de la structure.
- ❖ Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure.
- ❖ Choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferrailage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
- ❖ Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

Chapitre I.**PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE****I.1. PRESENTATION DU PROJET:****I.1.1. Introduction :**

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation, il se compose de 5 étages plus un réez de chaussée. Chaque étage d'habitation comprend 4 appartements de type F3 et F4 . L'ossature est contreventée par des portiques (poteaux- poutres) et des voiles donc contreventement mixte avec justification d'interaction portiques-voiles. Ce bâtiment est situé dans la ville de **KHENCHELA**, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de faible sismicité (zone I).

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il y'a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

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

I.1.2. Caractéristiques Géométriques :**I.1.2.1. Dimension en plan :**

- ✓ Longueur en plan 35,37m.
- ✓ Largeur en plan 15, 32m.

I.1.2.2. Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur du RDC 3.06m.
- ✓ Hauteur d'étage courant 3.06m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment 19,06m (y compris l'acrotère =0.7m).

I.1.2.3. Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 comme zone de sismicité faible (zone 1) ;

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;
- ✓ Le site est considéré comme site ferme S2 ;
- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

I.1.3. Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règle parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- ✓ Charge permanentes et charge d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- ✓ Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 révisé 99, CBA93).
- ✓ Initiation au béton armé (règles BAEL83).

I.1.3.1. Présentation des RPA 99 / Version 2003 :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux nationaux qu'international.

I.1.3.2. Domaine d'application

Les présentes règles de calcul, dites Règles BAEL91, sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m³ de béton mis en œuvre.

I.1.3.3. Principe des justifications :

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le DTR-BC 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I.1.3.4. Hypothèses de calcul :

- **Etat limite :**

Un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (forces, moment ou couples) qui agissent sur la construction ou l'un de ses éléments.

❖ Les Etats limites ultime ou E.L.U :

Font référence aux conditions de rupture. Il s'agit de s'assurer que le risque de ruine est très faible en prenant divers coefficients de sécurité (sur les matériaux) et de pondération (sur les charges).

En effet les sources d'erreur sont les suivantes :

- ✓ Les matériaux peuvent être moins résistants que prévu.
- ✓ Les charges appliquées peuvent être plus sévères que prévu.
- ✓ Les méthodes de calcul et les hypothèses peuvent ne pas correspondre exactement à la réalité.

Etat limite ultime E.L.U Correspondant à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre de la construction (pas de renversement).
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ✓ Soit de la stabilité de forme.

❖ Les États Limites de Service ou E.L.S

Ce sont les conditions qu'il faut respecter pour que l'exploitation normale et la durabilité de la construction soient assurées. Les états limites de service présentent deux domaines :

Un domaine qui nécessite des calculs :

Par exemple, vérifier que des contraintes ou des déformations sont admissibles

Un domaine qui ne nécessite aucun calcul :

C'est l'ensemble des dispositions constructives qui doivent être assurées.

Ils définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

I.4. Action et sollicitation :**I.4.1. Action :**

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion). Développés dans une construction par une combinaison d'action donnée.

On distingue trois types d'action :

❖ Charge permanent (actions permanentes) :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

- ✓ Les poids propres de la structure.
- ✓ Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.
- ✓ Les poussées des terres ou les pressions de liquides dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.
- ✓ Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

❖ Charge variables (action variable) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus aux moins constantes ; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes ; on distingue :

Charge d'exploitation.

- ✓ Actions climatiques.
- ✓ Les actions dues à la température.
- ✓ Les actions appliquées en cours d'exécution.

❖ Charge accidentelle :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- ✓ Les séismes.
- ✓ Les incendies.
- ✓ Les chocs.
- ✓ Les explosions.

I.4.2. Sollicitation :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

- ✓ G= charge permanent.
- ✓ Q= charge d'exploitation.
- ✓ W= action du vent.
- ✓ E= action du séisme.

I.4.3. Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérés et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc....) Sont :

- ✓ L'E.L. U : $1.35G+1.5Q$
- ✓ L'E.L. S : $G+Q$

Pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante :

- ✓ $G+Q\pm E$
- ✓ $0.8G\pm E$
- ✓ $G+Q\pm 1.2E$

❖ **Les logiciels utilisés :**

- ✓ Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014 : pour la modélisation de la structure ;
- ✓ AUTOCAD 2015 : pour les dessins des plans ;
- ✓ EXEL : pour vérifier les calculs manuels.

❖ **Définition des éléments de l'ouvrage :**

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 20 mètres en zone I, le type de Contreventement mixte (voile-portique) ou voile.

I.4.4. Conception de la Structure :

- ✓ La conception de la structure doit répondre aux critères suivants: stabilité, résistance; confort.
- ✓ Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :
- ✓ Des charges verticales (surcharges, charges permanentes).
- ✓ Des charges horizontales (dues à l'action du séisme et vent).

I.4.4.1. Présentation Structurale :

Les éléments qui constituent la superstructure portante sont des portiques, et des voiles selon les deux directions.

Les planchers sont réalisés en corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Diminue le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Les façades sont des murs en double parois (murs extérieurs en briques creuses $e=15\text{cm}$ et murs intérieurs en briques creuses $e=10\text{cm}$) séparés par une l'âme d'air d'épaisseur $e=5\text{cm}$ pour le but d'isolation phonique et thermique.

L'accession d'un étage à un autre s'effectue à l'aide d'un escalier de type droit à trois volées coulées en place,

L'acrotère est une murette en béton armée coulée sur place ayant pour rôle la sécurité humaine et la protection de l'étanchéité.

I.5. Caractéristique de matériaux :**I.5.1. Introduction :**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) règlement en vigueur en Algérie.

I.5.2. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux interne appelés granulats, (sable, gravier, pierres cassées...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants, Pour en modifier les propriétés.

I.5.2.1. Composition de béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécaniques dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ✓ 350 kg/m² de ciment CPA.
- ✓ 400 kg de sable de diamètre (0/5) mm.
- ✓ 800 kg de gravier de diamètre (7/25) mm.
- ✓ 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**❖ Masse volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³.

I.5.2.3. Résistance caractéristiques du béton :

❖ Résistance caractéristiques à la compression à j jours (f_{c28}) :

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvettes cylindriques. $\varnothing=16\text{cm}$

($\varnothing 16\text{cm}$; surface= 200cm^2 ; h= 32cm)

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa.}$$

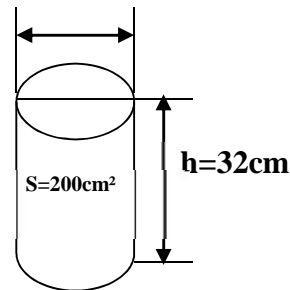


Figure I-1 : dimensionnement d'une éprouvette cylindrique.

❖ Résistance caractéristiques à la traction à j jours (f_{t28}) :

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

Dans notre cas on prendra comme données :

$$f_{cj} = 25\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1\text{MPa.}$$

I.5.2.4. Déformation du béton :

❖ Déformation longitudinal (C.B.A 93) : On distingue :

- ✓ **Module de déformation instantané** E_{ij} (durée d'applications des charges < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.195\text{MPa}$$

- ✓ **Module de déformation différée** E_{vj} (longue durée d'application) :

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

$$E_{vj} = 1.08189 \times 10^4\text{MPa}$$

❖ **Déformation transversale :**

Elle se traduit par le coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

❖ **Le coefficient de poisson** est pris égal à :

=0.20 pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

=0 pour la justification aux E.L.U

L : raccourcissement longitudinal.

T : Allongement transversal.

$$\epsilon = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée $\epsilon = 0.20$

Béton fissuré $\epsilon = 0.00$

I.5.3. les aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage,

Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'acier :

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

I.5.3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2.1 du BAEL) cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé E_s est pris égal à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

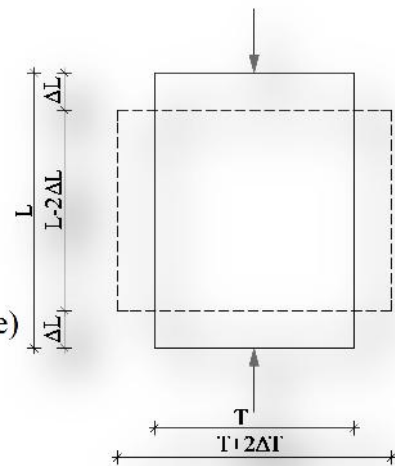


Figure I-2 : Déformation transversale

Type	Nuance	$f_e (MPa)$	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant
Ronds lisses	FeE24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type 3	Fe TE50	500	
Fils tréfiles HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou treillis

Type 3	Fe TE	500	
Fils tréfiles HA	TL 50Ø > 6mm	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL 52Ø 6mm	520	Emploi courant

Tableau I-1: valeur de la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de **Fe E40 type 1**, $f_e=400$ MPa.

I.5.3.2. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre τ et la déformation relative v .

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

f_e = (limite d'élasticité de l'acier) = 400Mpa

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ (situation durable)

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

E_s : module d'élasticité de l'acier = 2×10^5 MPa

$$v_L = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} = \frac{400}{(1.15 \times 2 \times 10^5)} = 1.739\%$$

Si $v_s < v_L \Rightarrow \tau_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$

$$r_L = \frac{3.5}{(3.5 + 1.739)} = 0.668MPa.$$

$$\tilde{r}_L = 0.8r_L(1 - 0.4r_L) = 0.392$$

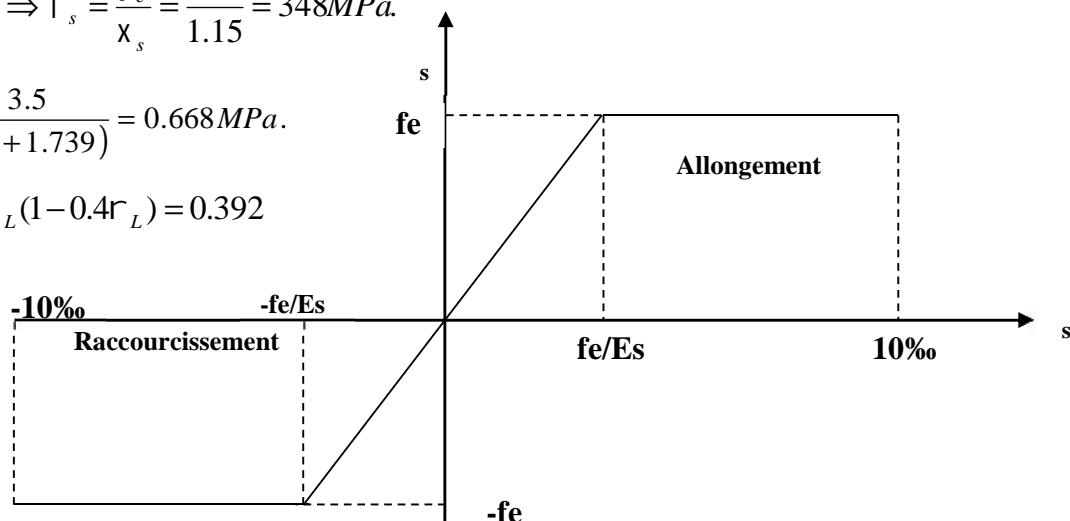


Figure I -3 :Diagramme conventionnel contraintes déformations des armatures de tous types.

❖ **État limite service (E.L.S) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

✓ **Fissuration peu préjudiciable :** il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne $\bar{\sigma}_s$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3 \times 110 \sqrt{n f_{c28}}}\right)$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{f_e}{2 \times 90 \sqrt{n f_{c28}}}\right)$$

Avec :

n : coefficient de fissuration.

✓ **n = 1** pour **RL**

✓ **n = 1.6** pour **HA.**

I.5.4 déformation et contrainte de calcul :

I.5.4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

❖ **Contrainte de calcul du béton :**

Si $0 \leq v_{bc} \leq 2\text{‰}$ la courbe est sous forme d'une parabole.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{n \times X_b \left[1 - \left(2 - \frac{v_{bc}}{2} \right) \right]}$$

v_{bc} : La déformation de béton à la compression :

Si $t > 24\text{heurs}$ $n = 1$

Si $1 \leq t \leq 24\text{heures}$ $n = 0.91$

Si $t < 1\text{heures}$ $n = 0.85$

t : est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

Si $2\text{‰} < v_{abc} \leq 3.5\text{‰}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{n \times X_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

χ_b : Coefficient de la sécurité.

$\chi_b = 1.5$ en situation durables $\rightarrow f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$.

$\chi_b = 1.15$ en situation accidentelles $\rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$.

I.5.4.2. Etat limite service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\dagger_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\epsilon = \frac{\left(\frac{\Delta_a}{a} \right)}{\left(\frac{\Delta_L}{L} \right)} \quad \text{Coefficient de poisson}$$

Avec :

$\frac{\Delta_a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta_L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

- ✓ $\epsilon = 0.2$ Pour l'état limite service (E.L.S).
- ✓ $\epsilon = 0$ Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

I.5.4.3. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\dagger \leq \ddagger$

- ✓ $\ddagger = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Fissuration peu préjudiciable.
- ✓ $\ddagger = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable.

Chapitre II.**PRE DIMENSIONNEMENT****II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but le calcul à titre prévisionnel des sections des différents éléments résistants en utilisant les prescriptions du BAEL 91 et des RPA99/version 2003. Il est aussi très important pour la détermination de dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- ✓ Les planchers
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les poteaux
- ✓ Les voiles; Les escaliers

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher corps creux.
- ✓ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Planchers à corps creux :(BAEL91 Art B.6.8 P423)

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (Hourdis+ Dalle de compression).

❖ Résistance au feu:

- ✓ $e = 7\text{cm}$ 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 prend : $e_1 = 17,5\text{cm}$.

❖ Isolation phonique (acoustique):

Selon les règles BAEL 91(CBA 93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique.

On prend: $e_2 = 16$

❖ **Condition de flèche : (BAEL 91 Art B.6.8 P424)**

Pour les planchers à corps creux la rigidité (condition de flèche) exige que les poutrelles doivent avoir un rapport h/L est ou moins égal à $L/22.5$.

$$e_3 \geq \frac{L}{22.5} : \text{Pour assurer la vérification de la flèche}$$

e_3 : L'épaisseur de plancher

L : la distance max entre les points d'appuis de la poutrelle, ou longueur max de la nervure. Où est la plus grande portée parallèle aux poutrelles.

$$L_{MAX} = \text{Min}(L_X^{MAX}; L_Y^{MAX}) = \text{Min}(5.11; 4.72) = 4.72 \text{ m.}$$

$$e_3 \geq \frac{445}{22.5} = 20.97 \text{ cm}$$

$$e_3 \geq 20.97 \text{ cm}$$

$$h_t = \text{Max}(e_1; e_2; e_3) = \text{Max}(17.5; 16; 19.78) = 19.78 \text{ cm.}$$

On prend : **$h_t = 21 \text{ cm}$** .

Donc :

- ✓ On utilise un plancher de type (16+5).
- ✓ Dalle de compression (**$h_0 = 5 \text{ cm}$**).

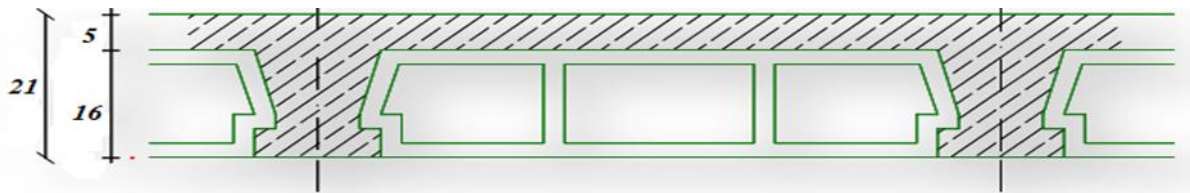


Figure II.1 : L'épaisseur de plancher

II.2.1.1. Les caractéristiques géométriques des nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

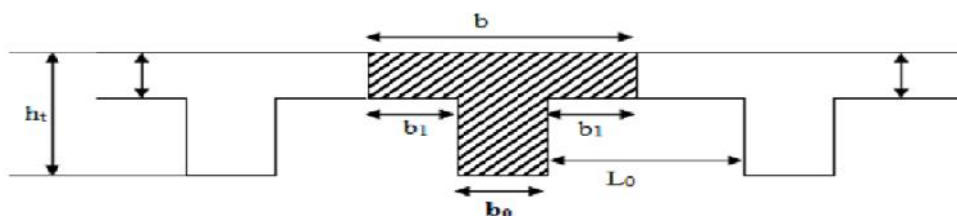


Figure II.2 : caractéristiques géométriques de la nervure.

❖ **La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :**

$$b_1 = \min \begin{cases} L_0/2 & 53/2 = 26.5 \text{ cm} \\ L/10 & 472/10 = 47.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_0/2 \quad 53/2= 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min$$

$$L /10 \quad 472/10= 47.2 \text{ cm}$$

L_0 : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc : $b_1=26.5 \text{ cm}$

$$0.3 \times ht \leq b_0 \leq 0.8 \times ht$$

Donc :

$$6.3 \leq b_0 \leq 16.8 \text{ Pour des raisons constructives on prend : } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16cm et une longueur de 55 cm.

$$\text{On prend : } b=2b_1+b_0=2 \times 26.5 + 12= 65 \text{ cm.}$$

II.2.2. La dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur place repose sur des appuis (murs ou poutres).

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui sont :

La résistance au feu, l'isolation thermique et phonique, et la résistance à la flexion, (condition de flèche) ...etc.

II.2.2.1 Les dalles Pleines pour balcon :

❖ Condition de résistance au feu :

Selon (DTU P92-701) l'épaisseur minimal de la dalle en fonction sa résistance au feu :

- ✓ $e = 6\text{cm}$ pour ½ heure de coupe-feu.
- ✓ $e=7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu.
- ✓ $e=9\text{cm}$ pour 1heure 1/2 de coupe-feu.
- ✓ $e=11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.
- ✓ $e=15\text{cm}$ pur 3 heur de coupe-feu.
- ✓ $e=17,5 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

On prend: $e_1 = 11\text{cm}$.

❖ Isolation phonique :

L'épaisseur minimale du plancher est entre 14 cm et 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

En prend : $e_2= 14 \text{ cm}$

❖ **Isolation thermique :**

Pour une bonne isolation phonique, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse entre 350kg/m^2 à 450kg/m^2 , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e_3 = 375/2500 = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

❖ **Résistance à la flexion :(BAEL91 P384)**

Pour les dalles portantes dans un seul sens : 0,4

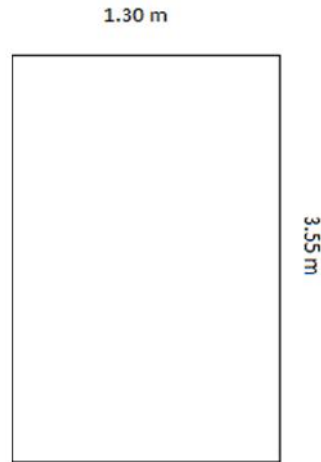


Figure II.3 : dimensionnements d'une dalle pleine.

$$= L_x/L_y = 130/355 = 0.36 < 0.4$$

$h_0 \quad L_x/20$ (pour un panneau isolé)

Avec L est la petite portée de la dalle entre nus d'appuis :

$$h_0 \quad 130/20 \Rightarrow e_4 \quad 6.5 \text{ cm} ;$$

$$e = \max (e_1 ; e_2 ; e_3 ; e_4) = \max (6.5 ; 14 ; 15 ; 11) ;$$

On trouve : $e = 15 \text{ cm}$.

Alors on prend pour les dalles pleines un épaisseur égale : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.3. Conclusion :

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- ✓ Pour les planchers à corps creux $h_0 = 21 \text{ cm}$.

Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 5cm.

- ✓ Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 0,15 à 0,17m ;

g : largeur de la marche, variant de 0,26 à 0,36m;

: Inclinaison de la volée = arc tg (h/g).

❖ Relation de Blondel :

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche devra satisfaire la condition suivante :

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

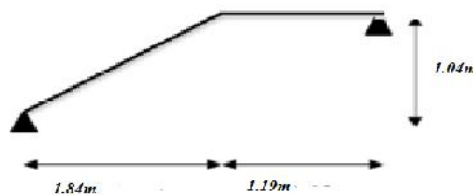


Figure II.4 : Le type d'escalier.

II.3.1. Etude des escaliers:

✓ Hauteur d'étage : $h_e = 306\text{cm}$.

✓ Hauteur de gravir : $H = 104\text{cm}$.

II.3.1.1. Choix de la hauteur marches :

g est le giron, que l'on prend égale à : 30 cm

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \quad \frac{59-30}{2} < h < \frac{66-30}{2} \quad 14,5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}.$$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$.

❖ Détermination du nombre de contremarches :

Le nombre de contremarches est calculer par : $N_c = \frac{H}{h}$

Où : H est la hauteur d'étage, qui vaut 3,06m.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarche entre chaque étage, alors } 6 \text{ contremarche pour chaque volé .}$$

❖ Inclinaison :

La pente de volés peut ce calculer par :

$$\tan \alpha = H/L = \frac{104}{184} = 0.565 \text{ alors : } \alpha = 29.46^\circ$$

❖ **Paillasse :**

La longueur des volés ce calcul par :

$$L_1 = \frac{H}{\sin \gamma} = \frac{104}{\sin 29.46} = 211.81 \text{ cm}$$

$$L_1 = 211.81 \text{ cm}$$

Finalement, l'épaisseur minimale de la paillasse est déterminée suivant la condition suivante :

❖ **Condition de résistance :**

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad \frac{211.81}{30} \leq e \leq \frac{211.81}{20} \quad 7.06 \text{ cm} \leq e \leq 10.6 \text{ cm}$$

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

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$.

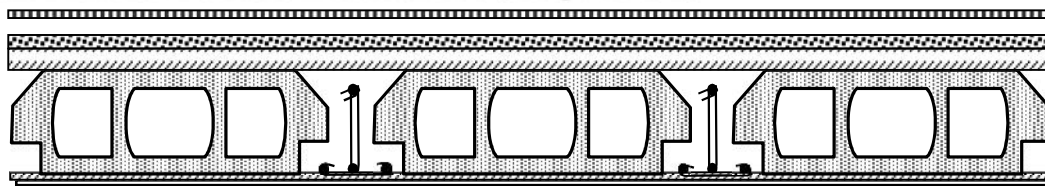
II.4. EVALUATION DES CHARGES**II.4.1. Plancher Terrasse inaccessible : (Corps Creux)**

Figure II.5: plancher terrasse inaccessible.

Plancher terrasse		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m ³)	Pois surf (KN/m ²)	Unité	
Chargement	1	Gravions roulé de protection	5	17	0.85	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12	KN/m ²
	3	Forme de pente	12	22	2.64	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux	16+5	-	2.85	KN/m ²
	5	Isolation thermique en liège	4	4	0.16	KN/m ²
	6	Enduit en plâtre	2	10	0.20	KN/m ²
Charge permanente totale				G=6.82	KN/m ²	
Surcharge d'exploitation				Q=1.00	KN/m ²	

Tableau II-1: Charges dues au plancher de terrasse inaccessible

II.4.2. Plancher Étage Courant :(Corps Creux)

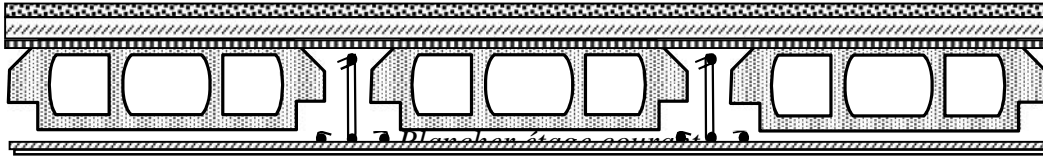


Figure II.6: planchers étage courant.

Plancher étage courant		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m ³)	Pois surf (KN/m ²)	Unité	
Chargement	1	Plancher à corps creux	16+5	-	2.85	KN/m ²
	2	Mortier de pose	3	20	0.6	KN/m ²
	3	Carrelage	2	22	0.44	KN/m ²
	4	Enduit de plâtre	2	10	0.2	KN/m ²
	5	Cloison	-	-	1	KN/m ²
	6	Lit de sable	2	18	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale				G=5.45	KN/m ²	
Surcharge d'exploitation				Q=1.50	KN/m ²	

Tableau II-2 : Charges dues au plancher d'étage courant

II.4.3. Murs Extérieurs :

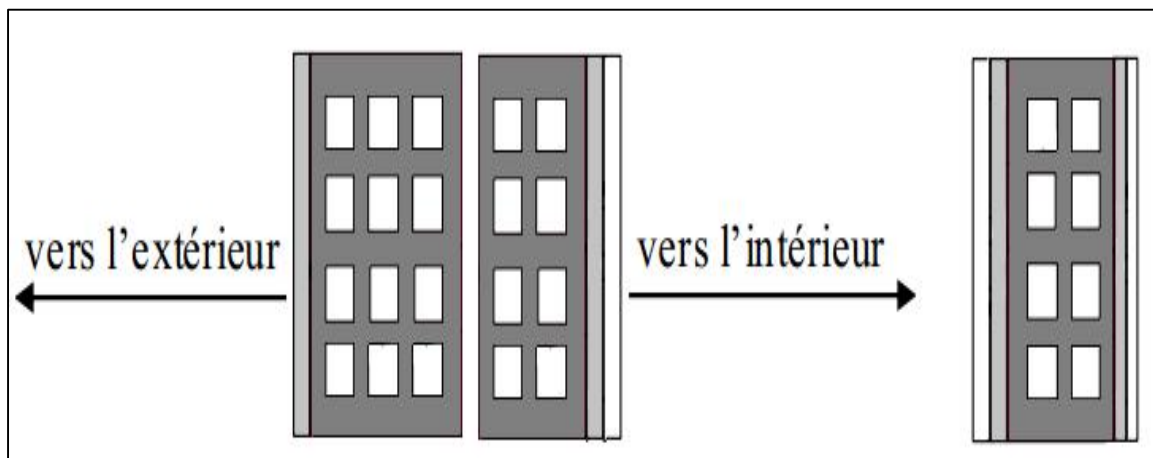


Figure II.7: planchers étage courant.

		murs extérieurs	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m³)	Pois surf (KN/m²)	Unité
Chargement	1	Brique creuses (12 trous)	15	-	1.35	KN/m²
	2	Brique creuses (8 trous)	10	-	0.90	KN/m²
	3	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m²
	4	Enduit de plâtre	2	10	0.28	KN/m²
Charge permanente totale					G=2.89	KN/m²

Tableau II-3: Charges dues au murs extérieurs

II.4.4. Les Escaliers :**II.4.4.1. Paillasse :**

		Paillasse	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m³)	Pois surf (KN/m²)	Unité
Chargement	1	Carrelage horizontale	2	22	0.44	KN/m²
	2	Mortier de pose horizontale	2	20	0.40	KN/m²
	3	Carrelage verticale	2	-	0.25	KN/m²
	4	Mortier de pose verticale	2	-	0.23	KN/m²
	5	Les marches	8.5	22	1.87	KN/m²
	6	Paillasse	17.23	25	4.30	KN/m²
	7	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m²
	8	Gard corps	-	-	0.20	KN/m²
Charge permanente totale					G=8.05	KN/m²
Surcharge d'exploitation					Q=2.5	KN/m²

Tableau II-4: Charges dues au paillasse

II.4.4.2. Palier De Repos (repos, départ, arrivé) d'étage courant :

Palier de repos		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m ³)	Pois surf (KN/m ²)	Unité	
Chargement	1	Carrelage	2	22	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose	2	20	0.40	KN/m ²
	3	Dalle pleine	15	25	3.75	KN/m ²
	4	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale				G=4.95	KN/m ²	
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5	KN/m ²	

Tableau II-5: Charges dues au palier de repos

II.4.5. Balcon :

Dalle pleine		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m ³)	Pois surf (KN/m ²)	Unité	
Chargement	1	Dalle Pleine	15	25	3.75	KN/m ²
	2	Mortier de pose	2	20	0.4	KN/m ²
	3	Carrelage	2	22	0.44	KN/m ²
	4	Enduit de ciment	2	18	0.36	KN/m ²
5	Cloisons internes	10	10	1	KN/m ²	
6	Lit de sable	2	18	0.036	KN/m ²	
Charge permanente totale				G=5.95	KN/m ²	
Surcharge d'exploitation				Q=3.50	KN/m ²	

Tableau II-6: Charges dues au balcon d'étage courant

II.4.6. L'acrotère :

❖ **Surface de la section :**

$$S_1 = (0.7 \times 0.1) + (0.1 + 0.05) \frac{0.1}{2}$$

$$S_1 = 0.07 + 0.0075 = 0.0775 \text{ m}^2.$$

❖ **Poids de béton:**

$$P_1 = S_1 \times 25.$$

$$P_1 = 0.0775 \times 25 = 1.9375 \text{ KN/m}$$

❖ **Poids de l'enduit :**

$$P_2 = S_2 \times 18$$

$$P_2 = 0.02 \times (0.7 + 0.1 + 0.112 + 0.05 + 0.1 + 0.6) \times 18$$

$$P_2 = 0.6 \text{ KN/m}.$$

Donc le poids total de l'acrotère sera égal à :

$$P_t = P_1 + P_2 = 1.9375 + 0.6 = 2.54 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.54 \text{ KN/ml}.$$

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

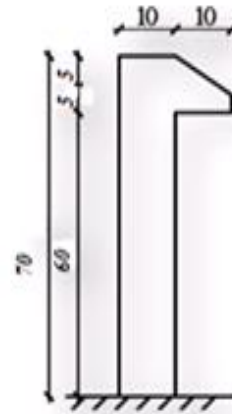


Figure II.8: L'acrotère.

Acrotère	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN /m 3)	Pois surf (KN/m2)	Unité
Charge permanente totale			G=2.54	KN/m ²
Charge d'exploitation totale			Q=1	KN/m ²

Tableau II-7: Charges dues d'acrotère

II.5. Pré dimensionnement des poutres :

II.5.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (B.A.E.L 91mod 99).

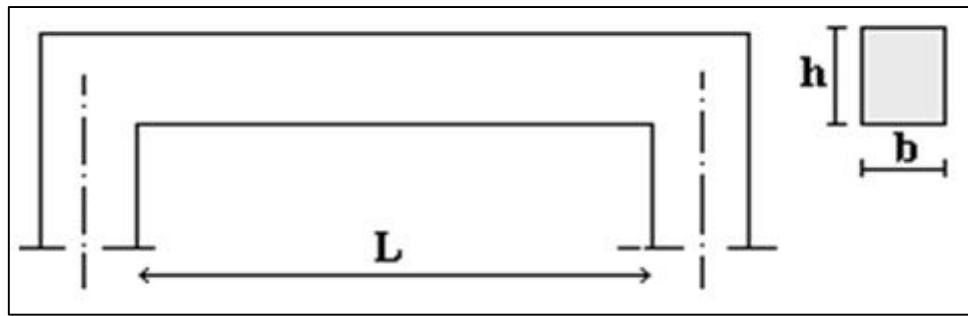


Figure II.9 : Dimensionnement de la poutre

- ✓ b: largeur de la base de la poutre.
- ✓ h: hauteur totale de la poutre.
- ✓ L: la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

II.5.2. Les poutres principales :

Le pré dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

❖ **Condition de portée "BAEL91" :**

$$L_{max}=5.11m$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{5.11}{15} \leq h \leq \frac{5.11}{10} \Rightarrow 0.34 \leq h \leq 0.51$$

On prend $h=0.45 \text{ m} = 45\text{cm}$

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3} \quad \frac{45}{2} \leq b \leq \frac{2 \times 45}{3} \quad 22.5 \leq b \leq 30$$

On prend $b=30\text{cm}$.

❖ **condition du RPA 2003 Zone sismique I :**

{	b	20cm	on prend	b=30cm.....	vérifier.
	h	30cm	on prend	h=45cm.....	vérifier.
	h/b	<4.0	⇔	h/b=1.5<4.....	vérifier.

Les conditions de BAEL et le RPA sont vérifiées ; donc on adopte une section de (30×45) cm² pour les poutres principales.

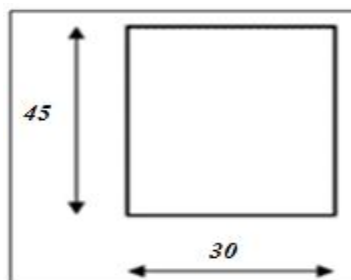


Figure II.10 : Les poutres principales.

II.5.3. Poutres Secondaires :

Le pré dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

❖ **Conditions de portée "BAEL 91" :**

$$L_{\max}=4.72\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{4.72}{15} \leq h \leq \frac{4.72}{10} \Rightarrow 0.31 \leq h \leq 0.47$$

On prend $h=35\text{cm}$.

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3} \quad \frac{35}{2} \leq b \leq \frac{2 \times 35}{3} \quad 17.5 \leq b \leq 23.33$$

On prend $b=30$

❖ **condition du RPA 2003 Zone sismique I :**

{	b	20cm	on prend	b=30cm.....	vérifier
	h	30cm	on prend	h=35cm.....	vérifier
	h/b	<4.0	↔	h/b=1.16<4.....	vérifier

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires.

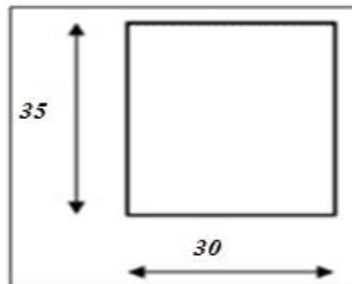


Figure II.11: Les poutres secondaires .

II.5.4. Poutre palière pour escalier :

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné comme suit :

❖ **Conditions de portée "BAEL 91" :**

$$L_{\max}=3.10 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{3.10}{15} \leq h \leq \frac{3.10}{10} \Rightarrow 0.206 \leq h \leq 0.31$$

On prend $h=30 \text{ cm}$.

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3} \quad \frac{30}{2} \leq b \leq \frac{2 \times 30}{3} \quad 15 \leq b \leq 20$$

On prend $b=30$

❖ condition du RPA 2003 Zone sismique I :

{	b 20cm on prend	b=30cm.....vérifier
	h 30cm on prend	h=30cm.....vérifier
	h/b <4.0 ⇔	h/b=1<4.....vérifier

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de (30×30) cm² pour les poutres palières .

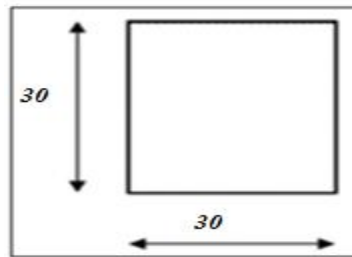


Figure II.12 :Les poutres palières .

II.6. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, Ils seront dimensionnés par :

- ✓ La condition de non flambement BAEL91.
- ✓ La condition de résistance d'après le BAEL91.
- ✓ Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

II.6.1. Etapes de pré-dimensionnement :

- ✓ Choisir le poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface prise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- ✓ Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérifier : $N_{ultime} \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$.

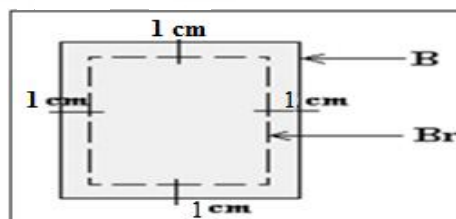


Figure II.13 : Section réduite du poteau.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul :

$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle deux centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique qui prend les valeurs suivantes (CBA93/B.8.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } 50 \\ \alpha = 0,6 \cdot \left[\frac{50}{\lambda}\right]^2 \text{ pour } 50 \quad 70 \end{array} \right.$$

Avec :

$$= \frac{L_f}{i} : \text{C'est l'élanement mécanique.}$$

$L_f = 0.7 L_0$: C'est la longueur de flambement (poteau encasté de deux extrémités) .

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} : \text{C'est le rayon de giration; où:}$$

$$I_{\min} = \frac{bh^3}{12} \text{ (Poteau rectangulaire).}$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Au départ, On prend pour section des poteaux celle des plans d'architecture.

II.6.1.1. Poteaux RDC+ 1er étage :

On prend une section des poteaux égal à : (40×40).

➤ **Condition de RPA2003 :**

Min (b, h) 25cm → on prend (b×h) = (40×40) cm².....vérifie .

Min (b, h) $h_e/20$ → min(b, h)=40 $306/20=15.3$vérifier.

$1/4 < b/h < 4$ → $&0.25 < 1 < 4$ vérifier.

Donc (b×h) = (40×40) cm²

II.6.1.2. Poteaux étages 2eme+3eme+4eme+5eme :

On prend une section des poteaux égal à : (35×35).

➤ **Condition de RPA2003 :**

Min (b, h) 25cm → on prend (b×h) = (35×35) cm².....vérifie .

Min (b, h) $h_e/20$ → min(b, h)=35 $306/20=15.3$vérifier.

$1/4 < b/h < 4$ → $0.25 < 1 < 4$ vérifier.

Donc (b×h) = (35×35) cm²

➤ **Condition de descente des charges :**

On doit vérifier ces dimensions par la descente des charges par la suite.

II.6.2. Détermination des charges et surcharges :

❖ **La descente des charges :**

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau), les charges qu'il supporte à partir de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul de la structure, et par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux),

Il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux (BAEL91 Art B.8.1.1 P107):

- ✓ 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées ;
- ✓ 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées

II.6.2.1. Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

On prend la section du poteau (40×40) cm² pour (RDC,1er étage) étages et une section de (35,35) cm² pour (2eme+3eme+4eme+5eme) cm² étages.

Les valeurs des surfaces reprises par les poteaux sont résumées dans les tableaux suivant :

Poteau central	La surface m ²	Poteau de rive	La surface m ²	Poteau d'angle	La surface m ²
C-2	15.861	C-1	6.72	B-1	3.675
H-2	15.861	H-1	6.72	D-1	3.045
B-4	16.00	B-2	8.19	G-1	3.045
C-4	18.795	E-2	3.565	I-1	3.675
D-4	17.512	F-2	9.297	D-2	5.55
G-4	22.423	A-4	8.588	A-5	6.045
		C-5	7.67		
		D-5	12.773		

		F-5	22.167
		G-5	12.773
		H-5	7.67
		I-5	9.463

Tableau II.8 : Surface reprise par le poteau .

Après une comparaison préliminaire, on ne constate que les poteaux les plus sollicités est :

- ✓ G-4 :(Poteau central)
- ✓ F-5:(Poteau de rive)
- ✓ A-5:(Poteau d'angle)

II.6.2.2. Poteau d'angle (A-5):

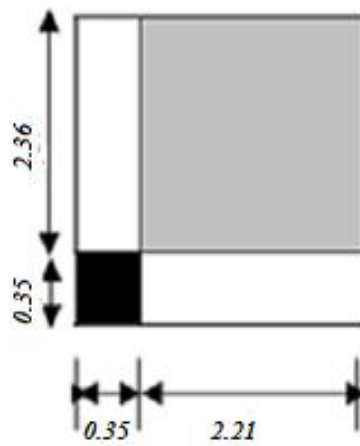


Figure II.14: représentation du poteau d'angle le plus sollicité.

- ✓ **Surface total :**

$$S_T = S_Q = (2.385 \times 2.535) = 6.045\text{m}^2$$

- ✓ **Surface du plancher prise par le poteau :**

$$S_P = S_G = 2.21 \times 2.36 = 5.216\text{m}^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N1-1	1. Plancher terrasse: $G_p=6,82*6.045=41.226$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*2.21*0,30*0,45=7.459$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*2.36*0,30*0,35=6.195$	67.123
	N2-2	1. Poids venant : N1-1= 67.123 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	76.493
ETAGE N°4	N3-3	1. Poids venant : N2-2= 76.493 2. Plancher courant : $G_p=5.216*5.45=28.427$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*2.21*0,30*0,45=7.459$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*2.36*0,30*0,35=6.195$ 5. Poids de mur extérieure :	153.727
	N4-4	1. Poids venant : N3-3= 153.727 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	163.097
ETAGE N° 3	N5-5	Poids venant : N4-4= 163.097 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=77.234$	240.331
	N6-6	1. Poids venant : N5-5= 240.331 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	249.701
ETAGE N° 2	N7-7	1. Poids venant : N2-2= 249.701 2. Plancher courant : $G_p=5,216*5.45=28.427$ 3. Poutre principale :	

		$G_{pp}=25*2.21 *0,30*0,45=7.459$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*2.36*0,35*0,30=6.195$ 5. Poids de mur extérieure : $G_m=2,89*((2.36*2.71)+(2.21*2.61))=$ 35.153	326.935
	N ₈₋₈	1. Poids venant : N7-7= 326.935 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9.37$	336.305
ETAGE N° 1	N ₉₋₉	Poids venant : N8-8= 336.305 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m =77.234$	413.539
	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N9-9= 413.935 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12,24$	425.779
RDC	N ₁₁₋₁₁	Poids venant N10-10= 425.779 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=77.234$	503.013
	N ₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N11-11= 503.013 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12,24$	515.253

Tableau II.9 : Charges permanentes d'un poteau d'angle.

II.6.2.3. Poteau de rive (F-5) :

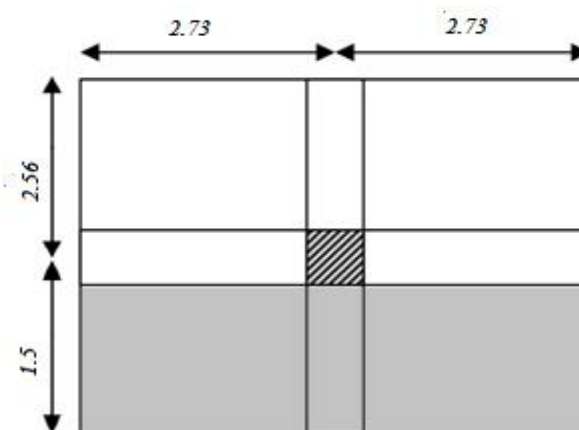


Figure II.15 : représentation du poteau de rive le plus sollicité.

- ✓ **Surface total :**

$$S_T = S_Q = (2.56 \times 2.73) + (2.56 \times 2.73) + (1.5 \times 2.73) + (1.5 \times 2.73)$$

$$= 22.167m^2$$
- ✓ **Surface du plancher prise par le poteau :**

$$S_P = S_G = (2.56 - 0.15) \times ((2.73 + 2.73) - 0.35) = 12.4356m^2$$
- ✓ **Surface du balcon prise par le poteau :**

$$S_b = (2.73 + 2.73) \times 1.3 = 7.098m$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N1-1	1. Plancher terrasse: $G_p=6,82*22.167=151.178$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*5.16*0,30*0,45=17.415$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*2.385*0,30*0,35=6.26$	188.721
	N2-2	1. Poids venant : N1-1= 188.721 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	198.091
ETAGE N°4	N3-3	1. Poids venant : N2-2= 198.091 2. Plancher courant : $G_p=11.662*5.45=63.558$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*5.16*0,30*0,45=17.415$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*2.385*0,30*0,35=6.26$ 5. Poids de mur extérieure : $G_m=2,89*(5.16*2.61) =38.92$	366.477
	N4-4	1. Poids venant : N3-3= 366.477 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	375.847

ETAGEN ° 3	N5-5	Poids venant : N4-4=375.847 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m+G_b=168.386	544.233
	N6-6	1. Poids venant : N5-5=544.233 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37	553.603
ETAGE N° 2	N7-7	1. Poids venant : N5-5=553.603 2. Plancher courant : G_p=11.662*5.45=63.558 3. Poutre principale : G_{pp}=25*5.16 *0,30*0,45=17.415 4. Poutre secondaire : G_{ps}=25*2.26*0,35*0,30=6.26 5. Poids de mur extérieure : G_m=2,89*(5.16*2.61)=38.92 6. Poids du balcon : G_b=8.19*5.97=42.233	721.989
	N8-8	1. Poids venant : N7-7=721.989 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9.37	731.359
ETAGE N° 1	N9-9	Poids venant : N8-8=731.359 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m+G_b=168.386	899.745
	N10-10	1. Poids venant : N9-9=899.745 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12,24	911.985
RDC	N11-11	Poids venant N10-10=911.985 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m+G_b=168.386	1080.371

	N12-12	1. Poids venant : N11-11=1080.371 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12,24$	1092.611
--	--------	---	-----------------

Tableau II.10 : Charges permanentes d'un poteau de rive.

II.6.2.4. Poteau central (G-4)

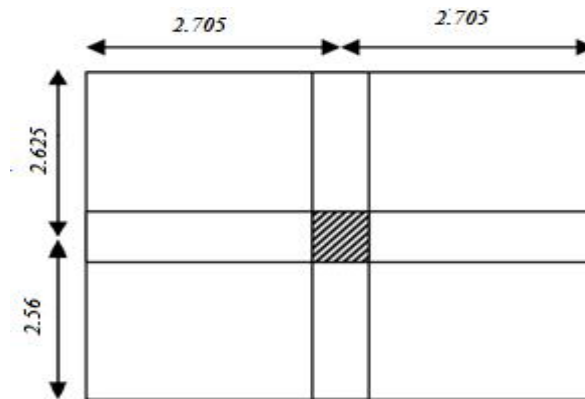


Figure. II.16 : représentation du poteau le plus sollicité.

✓ Surface total :

$$S_T = S_Q = (2.74 + 1.463) \times (2.585 + 2.75) = 22.423m^2$$

✓ Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_p = S_G = (4.203 - 0.35) \times (5.335 - 0.35) = 19.207 m^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N1-1	1. Plancher terrasse: $G_p=6,82*22.423=152.925$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*3.853*0,30*0,45=13.00$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*4.985*0,30*0,35=13.086$	179.011
	N2-2	1. Poids venant : N1-1=179.011 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,35*0,35=9,37$	188.381

ETAGE N°4	N₃₋₃	1. Poids venant : N₂₋₂=188.381 2. Plancher courant : $G_p=19.207*5.45=104.70$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*3.853*0,30*0,45=13.00$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*4.985*0,30*0,35=13.086$	319.167
	N₄₋₄	1. Poids venant : N₃₋₃=319.167 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	328.537
ETAGE N° 3	N₅₋₅	Poids venant : N₄₋₄=328.537 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps} =130.786$	459.323
	N₆₋₆	1. Poids venant : N₅₋₅=459.323 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9,37$	468.693
ETAGE N° 2	N₇₋₇	1. Poids venant : N₂₋₂=468.693 2. Plancher courant : $G_p=19.207*5.45=104.70$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*3.853 *0,30*0,45=13.00$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*4.985*0,35*0,30=13.086$	599.500
	N₈₋₈	1. Poids venant : N₇₋₇=599.500 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0.35*0.35=9.37$	608.850
ETAGE N° 1	N₉₋₉	Poids venant : N₈₋₈=608.850 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps} =130.786$	739.635

	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N₉₋₉=739.635 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12.24	751.875
RDC	N ₁₁₋₁₁	Poids venant N₁₀₋₁₀=751.875 G=G_p+G_{pp}+G_{ps} =130.786	882.661
	N ₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N₁₁₋₁₁=882.661 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,06*0,40*0,40=12,24	895

Tableau II.11 : Charges permanentes d'un poteau centrale .

II.6.3. Charges d'exploitation :

❖ **Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63):**

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 ou 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), et dans le cas de notre bâtiment, on a (06) niveaux.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q...Q : Charge d'exploitation.

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions suivantes :

- ✓ Pour le toit ou la terrasseQ0
- ✓ Pour le dernier étage (5) Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur (4) 0.9Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur (3)0.8Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur (2)0.7Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur (1)0.6Q

II.6.3.1. Charges d'exploitation (Poteau d'angle) :

- ✓ $S_t=6.045m^2$ $Q_T=1$ kN/m² terrasse inaccessible
- ✓ $S_{e.c}=5.216m^2$ $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5=1.5$ kN/m² étages courants

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	Q_T	/	$T=(Q_T*S_t)$	1	6.045
P ₅	Q_1	1	$1= T+(Q_1*S_{e.c})$	2.5	13.869
P ₄	Q_2	0.90	$2= 1+0.9(Q_2* S_{e.c})$	3.85	20.910
P ₃	Q_3	0.80	$3= 2+0.8(Q_3* S_{e.c})$	5.2	27.169
P ₂	Q_4	0.70	$4= 3+0.7(Q_4* S_{e.c})$	6.55	32.645
P ₁	Q_5	0.60	$5= 4+0.6(Q_5* S_{e.c})$	7.9	37.339

Tableau II.12 : : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau d'angle.

II.6.3.2. Charges d'exploitation (Poteau de rive) :

- ✓ $S_t=22.167m^2$ $Q_T=1$ kN/m² terrasse inaccessible
- ✓ $S_{e.c}=11.662m^2$ $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5=1.5$ kN/m² étages courants
- ✓ $S_b=7.098m^2$ $Q_b= 3.5$ kN/m²

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	Q_T	/	$T=(Q_T*S_t)$	1	22.167
P ₅	Q_1	1	$1= T+(Q_1*S_{e.c})+(Q_b*S_b)$	5	57.405
P ₄	Q_2	0.90	$2= 1+0.9(Q_2* S_{e.c})+0.9(Q_b*S_b)$	8.6	89.119
P ₃	Q_3	0.80	$3= 2+0.8(Q_3* S_{e.c})+0.8(Q_b*S_b)$	11.8	117.309
P ₂	Q_4	0.70	$4= 3+0.7(Q_4* S_{e.c})+0.7(Q_b*S_b)$	14.6	141.975

P ₁	Q ₅	0.60	$5= 4+0.6(Q_5 * S_{e.c}) +0.6(Q_b * S_b)$	17	163.118
----------------	----------------	------	---	----	---------

Tableau II.13 : : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau de rive

II.6.3.3. Charges d'exploitation (Poteau centrale) :

- ✓ $S_t=22.476 \text{ m}^2$ $Q_T=1 \text{ kN/m}^2$ terrasse inaccessible.
- ✓ $S_{e.c}=19.207 \text{ m}^2$ $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5=1.5 \text{ kN/m}^2$ étages courants .

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	Q _T	/	$T=(Q_T * S_t)$	1	33.714
P ₅	Q ₁	1	$1= T+(Q_1 * S_{e.c})$	2.5	62.525
P ₄	Q ₂	0.90	$2= 1+0.9(Q_2 * S_{e.c})$	3.85	88.455
P ₃	Q ₃	0.80	$3= 2+0.8(Q_3 * S_{e.c})$	5.2	111.504
P ₂	Q ₄	0.70	$4= 3+0.7(Q_4 * S_{e.c})$	6.55	131.671
P ₁	Q ₅	0.60	$5= 4+0.6(Q_5 * S_{e.c})$	7.9	149.00

Tableau II.14 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage d'un poteau central.

II.6.4. Effort normal de résistance :

- ✓ $N_u=1.35G+1.5Q$
 - ✓ $N_u^*=N_u+10\% N_u=1.1N_u$
- Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :
- ✓ **Poteau centrale** : $G=895 \text{ KN}$ $Q=149 \text{ KN}$
 - ✓ **Poteau de rive** : $G=1092.611 \text{ KN}$ $Q=163.118 \text{ KN}$
 - ✓ **Poteau d'angle** : $G=505.233 \text{ KN}$ $Q=37.339 \text{ KN}$

Alors, le poteau le plus sollicité est : **Poteau de rive (F-5).**

Niveau	N_u	N_u^*
5 ^{ème} étage	300.670	330.737
4 ^{ème} étage	461.955	508.151
3 ^{ème} étage	747.364	822.100
2 ^{ème} étage	1163.300	1279.630
1 ^{ère} étage	1444.142	1588.556
RDC	1719.702	1891.672

Tableau II.15 : Détermination de l'effort normale « N_u » d'un poteau de rive.

II.6.5. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1) :

On a une compression simple, alors, la valeur de l'effort normal ultime $N_u^* - 1,1.N_u$ agissant sur le poteau doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_s}{s} \right\}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1.15$.

B_r : section réduite du poteau : [$B_r = (b-2) \times (h-2)$].

A : section d'acier comprimé : [$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$].

$$A_{min}^{BAEL} = \text{Max} (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0,2\%B)$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,7\% \times B \text{ (en zone I).}$$

$$A = A_{min}^{RPA}$$

$$B = (35;35) \Rightarrow A = A_{min}^{RPA} = 8,575\text{cm}^2.$$

$$B = (40;40) \Rightarrow A = A_{min}^{RPA} = 11,20\text{cm}^2.$$

α : coefficient en fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50.$$

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda < 70.$$

$$\text{l'élançement mécanique } \lambda = \left[\frac{L_f}{i}\right].$$

L_f : $0.7 L_0$ assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau.

i : rayon de giration ; $i = (I/B) = b/ 12$

Avec : $(B=b \times h)$ et $(I = bh^3/12)$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	SECTIO N	$\lambda = \sqrt{\frac{I_{pPA}}{A_{min}}}$	Lf			Br (cm ²)	Nu**	Nu.adm	Nu** < Nu _{adm}
5 ^{ème} étage	35×35	8.575	2,142	21.20	0,80	1089	330.737	1851.94	CV
4 ^{ème} étage	35×35	8.575	2,142	21.20	0,80	1089	508.152	1851.94	CV
3 ^{ème} étage	35×35	8.575	2,142	21.20	0,80	1089	822.100	1851.94	CV
2 ^{ème} étage	35×35	8.575	2,142	21.20	0,80	1089	1279.630	1851.94	CV
1 ^{ère} étage	40×40	11.20	2,142	18.55	0,80	1444	1588.556	2450.91	CV
RDC	40×40	11.20	2.142	18.55	0,80	1444	1819.702	2450.91	CV

Tableau II.16 : vérifications la section du poteau central.

II.6.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

SECTION	Condition à verifier	Application de condition	Verification
section (35X35)	Min (b, h) 25 cm	Min (b, h) = 35cm 25 cm	C.V
	Min (b, h) he/20	Min (b, h) =35cm (he/20) = 15.30cm	C.V
	0.25 (b/h) 4	0.25 (b/h)=1 4	C.V
section (40X40)	Min(b, h) 25cm	Min (b, h) = 40cm 25 cm	C.V
	Min(b, h) he/20	Min (b, h) =40cm (he/20) =15.30 cm	C.V
	0.25 (b/h) 4	0.25 (b/h)=1 4	C.V

Tableau II.17 : Vérifications de coffrage des poteaux

Donc les sections des poteaux vérifient les conditions précitées.

II.7. Les voiles :

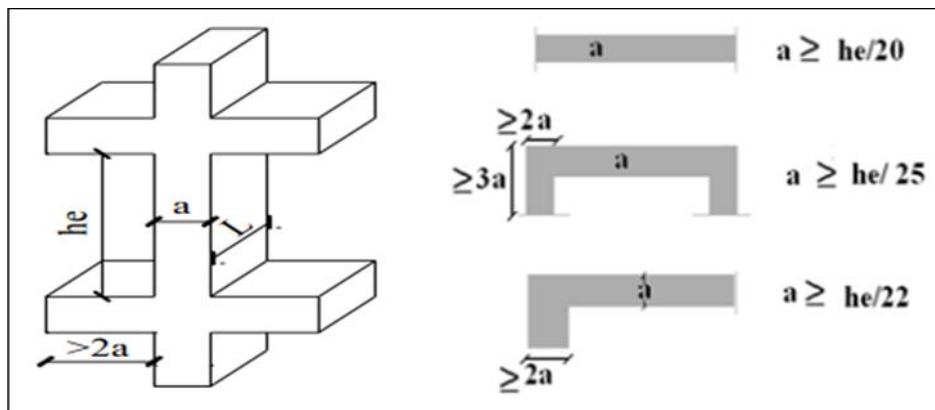


Figure II.17 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99/version 2003, article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition (L 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- ✓ L : Porté du voile.
- ✓ e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

À partir de la hauteur d'étage **$h=3.06$ m** et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

a Max (15cm; $h_e/25$; $h_e/22$; $h_e/20$)

Tel que : $h_e = h - h_{poutre} = 306 - 45 = 261$ m (hauteurs libres

Alors a max (15 ; 10.44 ; 11.86 ; 13.05)

On prend des voiles d'épaisseur : **a=15cm**.

II.8. Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont résumés dans les tableau suivants :

Elément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+5) cm
Dalle pleine	15 cm
Poteau carrée	(40×40) cm ² (35×35) cm ²
Poutre principale	(30×45) cm ²
Poutre secondaire	(30×35) cm ²
Poutre palière	(30×30) cm ²
Voile	a=15cm
Palier de repos	e=15 cm
Paillasse	e=15 cm
L'acrotère	h=70cm

Tableau II.18 : résultats de pré-dimensionnements des éléments.

Chapitre III.

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**III.1. L'acrotère :****III.1.1. Principe de calcul :**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante. Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur Et 70 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux Intempéries.

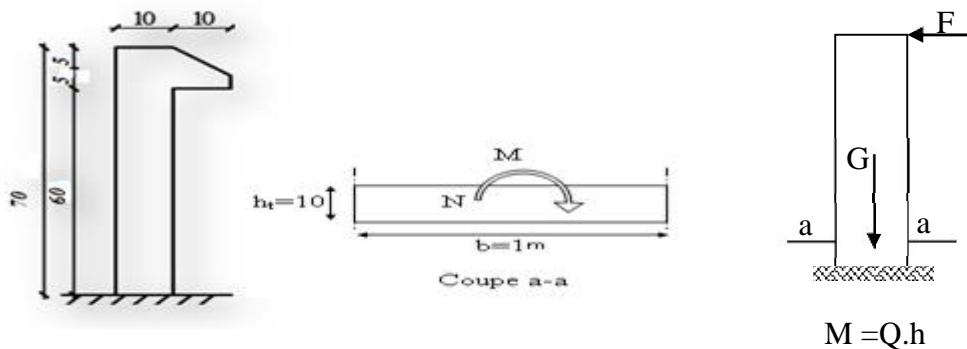


Figure III -1 : Schéma l'acrotère.

III.1.2. Détermination des efforts :

Le calcul sera effectuer pour une bonde de 1m de largeur la console sera calculée en Flexion composée.

- ✓ Poids propre : $G = 2,54\text{KN/ml}$
- ✓ La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F ; F_p)$
- ✓ La force horizontale F_p : (RPA 99/ V2003, Art 6.3 P59)

$$F_p = 4 A C_p G$$

Avec :

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone = $0,08$; (RPA 99/ V2003 Tab 4-1 P38)
- ✓ C_p : Facteur de force horizontale = $0,8$; (RPA 99 / V2003 Tab 6-1 P59)
- ✓ $F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 2,54 = 0,65\text{ KN/ml}$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max (F ; F_p) = \max (1 ; 0,65)$$

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

	E.L.U	E.L.S
Effort normal N_u (kN)	$1,35 * G = 1,35 * 2,54 = 3,429$	$G = 2,54$
Effort tranchant V_u (kN)	$1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5$	$Q = 1$
Moment d'encastrement M_u (kN.m)	$1,5 * Q * h = 1,5 * 1 * 0,7 = 1,05$	$Q * h = 0,7$

Tableau III.1: les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

III.1.3. Calcul de l'excentricité :

On a : $M_u = N_u * e_u$

À l'attention de: $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{3,429} \rightarrow e_u = 30,62 \text{ cm}$

On a : $e_u = 30,62 \text{ cm}$

$e_0 = h'/6 = 0,1/6 = 0,016 \text{ m} \quad 30,62 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm}$

Si $e_u > e_0$ alors on a une section partiellement comprimée

Si $e_u < e_0$ alors on a une section entièrement tendue ou comprimée

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

✓ Calcul du moment de flexion :

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$e = e_u + (d - \frac{h}{2}) \quad e = 0,346 \text{ m}$

$M_u = N * e \quad M_u = 1,186 \text{ kN.m}$

III.1.4. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1	d	9 cm
f_e	400	b	100 cm
$\dagger b_a$	14,2 MPa		
$\dagger s_{adm}$	348		

Tableau III.2: Dimensions et caractéristiques des matériaux.

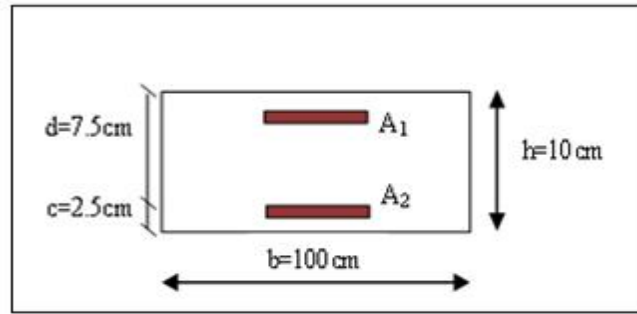


Figure III.2: section de béton armé a l'ELU.

III.1.4.1. Ferrailage à l'ELU :

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{bd^2 \tau_b} = \frac{1.186 \times 10^6}{1000 \times 75^2 \times 14.2} = 0.0148$$

$$\mu = 0.0148 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$= 0.0176 = 0.9935$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{s \times d \times \tau_s} = \frac{1.186 \times 10^6}{0.9935 \times 75 \times 348} = 0.457 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{su} - \frac{Nu}{100 \tau_s} = 0.457 - \frac{3.429 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.358 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B/1000 = 10.100/1000 = 1 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.358 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.1.4.3. Armatures de répartition :

On a : $A_r = A/4 \Rightarrow A_r = 0.5025$; Donc, on prendra : $A_r = 4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.1.4.4. Espacement :

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \quad S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{rép}} = (70/4) = 17.5 \text{ cm} \quad S_{\min} = \min [4h = 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm.}$$

III.1.4.5. Justification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ Calcul de moment statique

$$(b/2)y_{\text{ser}}^2 + 15(A' + A)y_{\text{ser}} - 15(A' \cdot c + A \cdot d) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$(b/2)y_{ser}^2 + 15(A) y_{ser} - 15(A*d) = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 15(2.01) y_{ser} - 15(2.01*9) = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 30.15 y_{ser} - 271.35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 243.90$$

$$y_1 = -2.74 \text{ cm}$$

$$y_2 = 2.13 \text{ cm}$$

$$I = (b/3)y_2^3 + 15(A*(d-y_2)^2)$$

$$I = 1745.10 \text{ cm}^4$$

III.1.5. Vérification des contraintes :

✓ **Contrainte du béton :**

$$\bar{f} = 0,6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa.}$$

$$f = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.7 \times 10^3}{1745.1} 2.13 = 0.854 \text{ Mpa}$$

Alors : 0.854 Mpa < 15 Mpacondition vérifiée .

✓ **Contrainte de l'acier**

$$f_s \leq \bar{f}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{y \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA).}$$

$$f = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0.7 \times 10^3}{1745.1} (9 - 2.13) = 41.34 \text{ Mpa}$$

Alors : 41.35 Mpa < 201.63 Mpacondition vérifiée .

✓ **contrainte de cisaillement : (C.B.A 93 Art A.5.1.2.1.1 Page 39).**

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

$$\text{Telles que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = (1.5 \times 10^3) / 1000 \times 90 = 0.016 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa (la fissuration est préjudiciable).}$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0.016 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires .on prend donc que des armatures de montage.

III.1.6. Schéma de ferrailage :

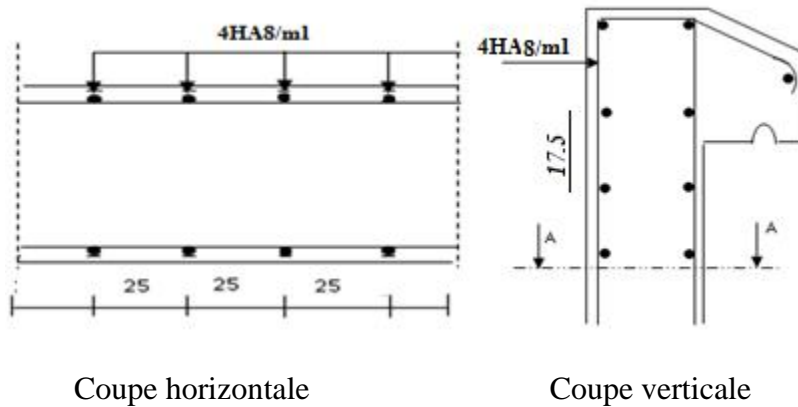


Figure III.3 : Schéma de ferrailage

III.2. L'escalier:

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins

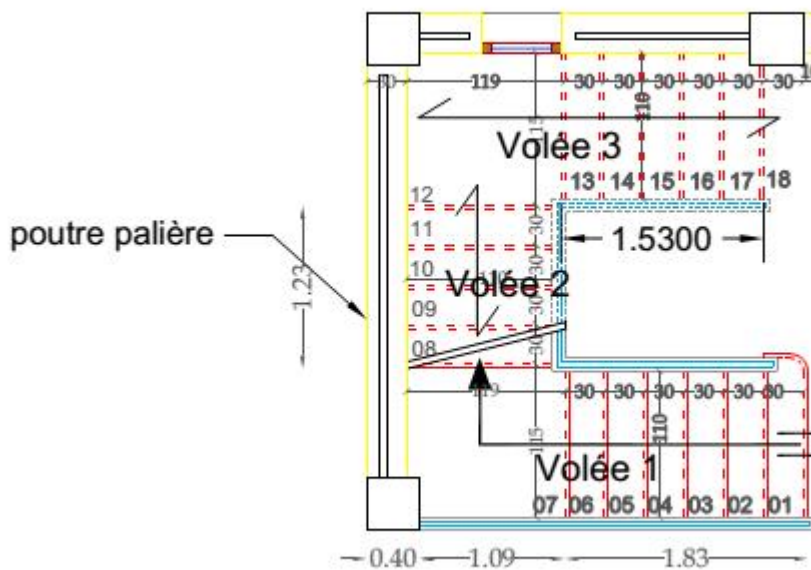


Figure III.4 : vue en plan d'escalier .

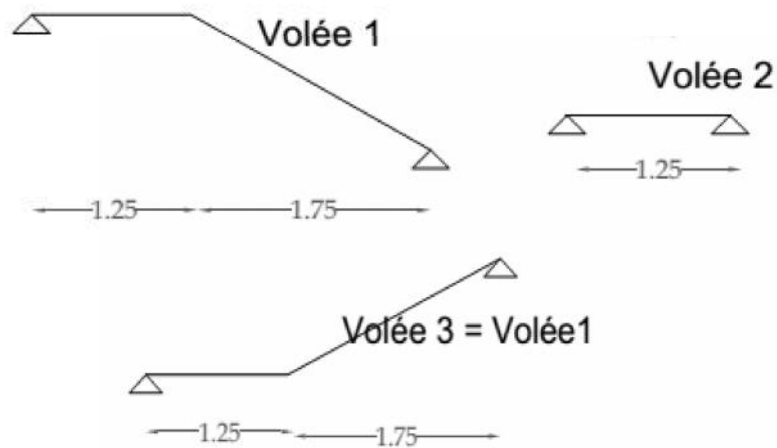


Figure III.5 : types des volées

III.2.1. Escalier volée « 01 »:

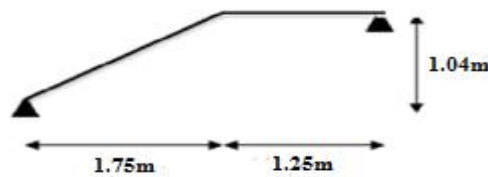


Figure III.6 : Schéma statique de volée type 1.

III.2.1.1. Détermination des efforts:

- ✓ ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ ELS : $Q_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Q_u (kN/ml)	Q_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.05	2.5	14.618	10.55
Palie de repos	4.95	2.5	10.432	7.45

Tableau III.3: Combinaison des charges de l'escalier type 1.

❖ L'E.L.U :

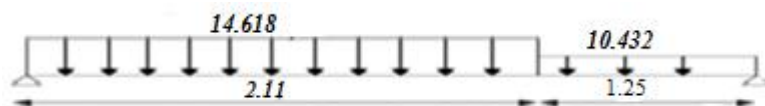


Figure III.7 : Schéma des charges à ELU d'escalier type 1.

$$Q_{u,eq} = \frac{(10.432 \times 1.25) + (14.618 \times 2.11)}{2.11 + 1.25} = 13.06 \text{ KN/ml.}$$

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{13.06 \times 3.36^2}{8} = 18.43 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \times 18.43 = 15.66 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \times 18.43 = 5.53 \text{ KN.m.}$$

❖ L'E.L.S :

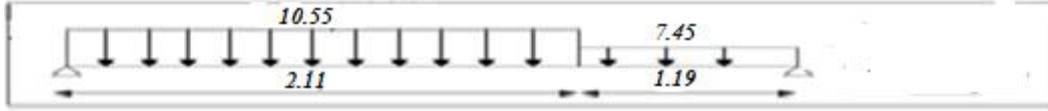


Figure III.8 : Combinaison des charges à ELS d'escalier type 1.

$$Q_{s,eq} = \frac{(7.45 \times 1.25) + (10.55 \times 2.11)}{2.11 + 1.25} = 9.4 \text{ KN/ml.}$$

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{9.4 \times 3.36^2}{8} = 13.27 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \times 13.27 = 11.28 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \times 13.27 = 3.98 \text{ KN.m.}$$

III.2.2. Escalier type « 02 »:



Figure III.9 : Schéma statique d'escalier type 2.

III.2.2.1. Détermination des efforts:

- ✓ ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ ELS : $P_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Qu (kN/ml)	Qser (kN/ml)
Paillasse	8.05	2.5	14.618	10.55

Tableau III.4: Combinaison des charges de l'escalier.

❖ L'E.L.U :

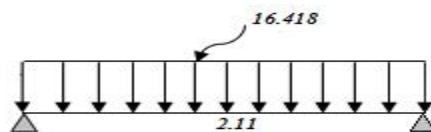


Figure III.10 : Combinaison des charges à ELU de volée type 2.

$$Q_{u.eq} = \frac{(14.618 \times 2.11)}{2.11} = 14.618 \text{ KN/ml.}$$

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{14.618 \times 2.11^2}{8} = 8.14 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_o = 0,85 \times 8.14 = 6.92 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_o = 0,3 \times 8.14 = 2.44 \text{ KN.m.}$$

❖ L'E.L.S :

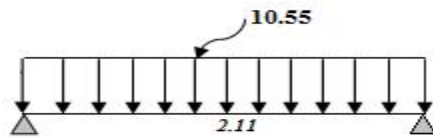


Figure III.11 : Combinaison des charges à ELS de volée type 2.

$$Q_{s.eq} = \frac{(10.55 \times 2.11)}{2.11} = 10.55 \text{ KN/ml.}$$

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{10.55 \times 2.11^2}{8} = 5.87 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_o = 0,85 \times 5.87 = 5.00 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_o = 0,3 \times 5.87 = 1.76 \text{ KN.m.}$$

III.2.3. Les réactions d'appuis :

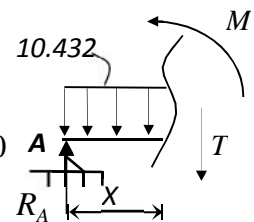
III.2.3.1.

a) L'E.L.U

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (10.432 \times (1.25)) + (14.618 \times 2.11) = 43.88 \text{ KN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow 3.36R_a - [(14.618 \times 2.11 \times (1.055)) + (10.432 \times 1.25 \times (2.735))] = 0$$

$$R_a = 20.3 \text{ KN} \quad R_b = 23.58 \text{ KN}$$



❖ Effort tranchant et moment fléchissant:

$$(0 \leq x \leq 1.25)$$

✓ Effort tranchant : $T(x) = 20.3 - (10.432x)$

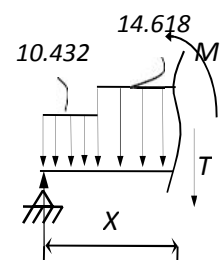
$$T(0) = 20.3 \text{ KN}$$

$$T(1.25) = 7.26 \text{ KN}$$

✓ Moment fléchissant : $M(x) = 20.3x - (10.432x^2/2)$

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

$$M(1.25) = 17.225 \text{ KN.m}$$



$$(1.25 \times 3.36)$$

$$\checkmark \quad \text{Effort tranchant : } T(x) = 20.3 - (10.432 \times 1.25) - (14.618 \times (x - 1.25))$$

$$T(1.25) = 7.26 \text{ KN}$$

$$T(3.36) = -23.58 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \text{ si } x = 1.97 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad \text{Moment fléchissant :}$$

$$M(x) = 20.3x - [(10.432 \times 1.25) \times (x - 0.625)] - [(14.618(x - 1.25)) \times (x - 1.25) / 2]$$

$$M(1.25) = 17.225 \text{ KN.m}$$

$$M(3.36) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M(x=1.97) = 18.66 \text{ KN.m}$$

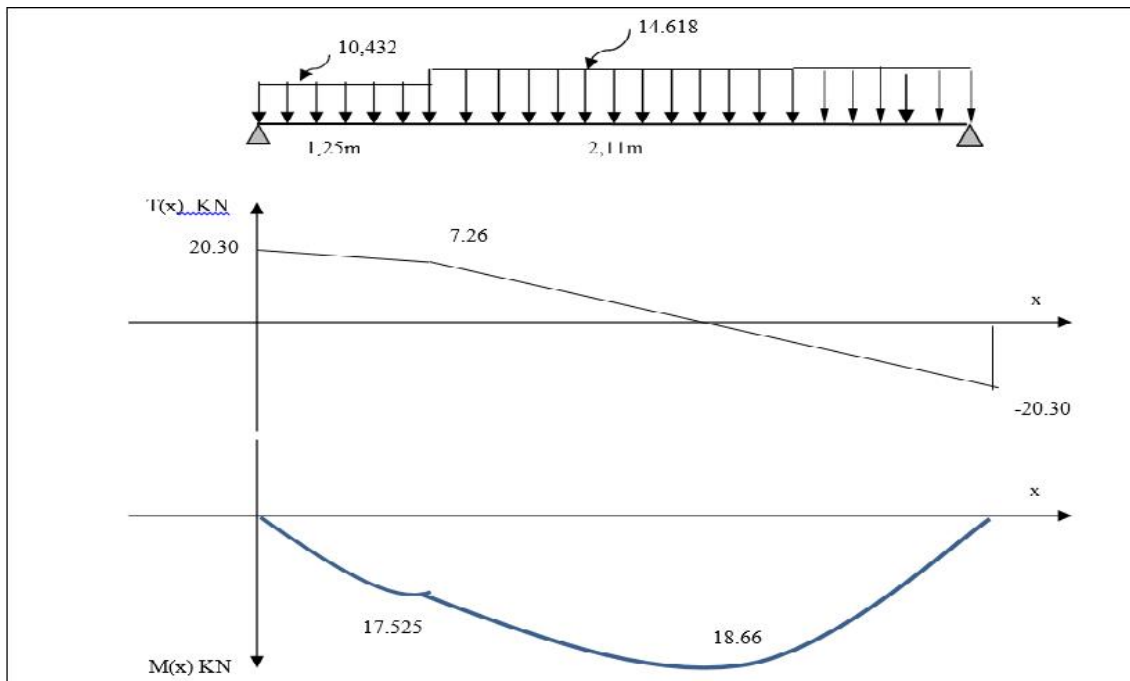


Figure III.12 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U

Donc les valeurs max sont :

- ✓ M_u (appuis) = $0.3 \times M_{\max} = 5.60 \text{ kN.m}$
- ✓ M_u (travée) = $0.85 \times M_{\max} = 15.86 \text{ kN.m}$
- ✓ $V_{u,\max} = 23.58 \text{ KN}$

III.2.3.1.

b) L'E.L.S

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (7.45 \times 1.25) + (10.55 \times 2.11) = 31.57$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow 3.36 R_a - [(7.45 \times 1.25) \times 2.735 - (10.55 \times 2.11 \times (1.055))] = 0$$

$$R_a = 14.57 \text{ KN} \quad R_b = 17 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

(0 x 1.25)

✓ Effort tranchant : $T(x) = 14.57 - (7.45x)$

$T(0) = 14.57 \text{ KN}$

$T(1.25) = 11.134 \text{ KN2}$

✓ Moment fléchissant : $M(x) = 14.57x - (7.45x^2/2)$

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

$M(1.25) = 6.58 \text{ KN.m}$

(1.25 x 3.36)

✓ Effort tranchant : $T(x) = 14.57 - (7.45 \times 1.25) - (10.55 \times (x - 1.25))$

$T(1.25) = 6.58 \text{ KN}$

$T(3.36) = -17 \text{ KN}$

$T(x) = 0 \text{ si } x = 1.97\text{m}$

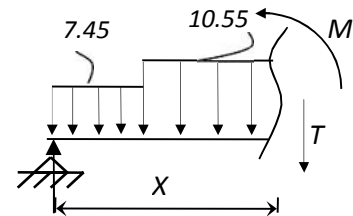
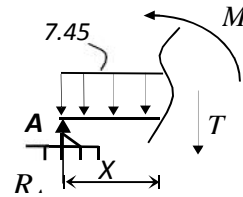
✓ Moment fléchissant :

$M(x) = 14.57x - [(7.45 \times 1.25) \times (x - 0.625)] - [(10.55(x - 1.25) \times (x - 1.25))/2]$

$M(1.25) = 6.58 \text{ KN.m}$

$M(3.36) = 0 \text{ KN.m}$

Donc : $M(x=1.97) = 18.525 \text{ KN.m}$



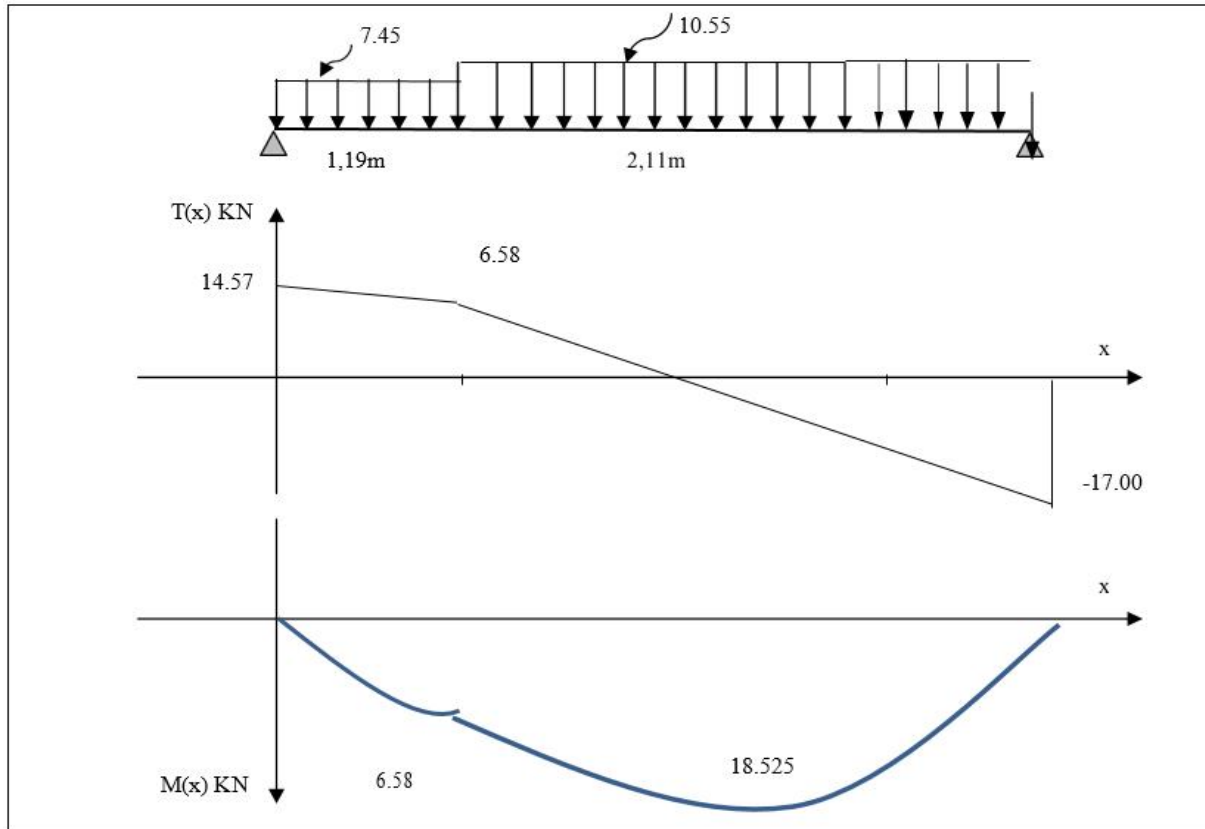


Figure III.13: Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S.

- ✓ $M_{ser} (appui) = 0.3 \times M_{max} = 5.56 \text{ kN.m}$
- ✓ $M_{ser} (travée) = 0.85 \times M_{max} = 15.75 \text{ kN.m}$
- ✓ $V_{ser,max} = 17 \text{ KN}$

III.2.4. Récapitulations :

	ELU		ELS	
	$M_{u,t}$	$M_{u,a}$	$M_{ser,t}$	$M_{ser,a}$
Escalier type 1	6.92	2.442	5.00	1.76
Escalier type 2	15.86	5.60	15.75	5.56

Tableau III.5 : Récapitulations des efforts

III.2.5. Ferrailage des escaliers :

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$b = 1.5$	$b_c = 14.2 \text{ MPa}$	$c = 1.5 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$

Acier	FeE400	$f_e=400\text{Mpa}$	$s = 1.15$	$s= 348 \text{ MPa}$
-------	--------	---------------------	------------	----------------------

Tableau III.6 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

III.2. 5.1. Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha; \quad A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Position	Mu (kN.m)	μ	μ μ l	A' (cm ²)	r		A (cm ²)	Aadopt (cm ²)
Escalier type 1	En travée	6.92	0,026	oui	0	0,0330	0,987	1.49	5HA8=2.51
	Sur Appuis	2.442	0,009	oui	0	0,0113	0,995	0.52	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	15.86	0,062	oui	0	0,0801	0,968	3.48	5HA10=3.93
	Sur Appuis	5.60	0,022	oui	0	0,0279	0,989	1.20	5HA8=2.51

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

III.2.5.2. Conditions de non fragilité :

- ✓ Section minimal d'armatures : BAEL 91 (artA.4.2,1)

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,630 \text{ cm}^2$$

- ✓ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 = 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^2 = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A^u; A_{\min})$

	Position	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A A _{min}	Aadopt (cm ²)
Escalier type 1	En travée	2.51	1.630	Oui	5HA8=2.51
	En appuis	2.51	1.630	Oui	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	3.93	1.630	Oui	5HA10=3.93
	En appuis	2.51	1.630	Oui	5HA8=2.51

Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.2.5.3. Armature de répartition :

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

	Positi	$A_{rep}=A/4$ (cm ²)	Choix (cm ²)
Escalier type 1	En travée	0,63	4HA8 = 2.01
	Sur appuis	0.63	4HA8 = 2.01
Escalier type 2	En travée	0.98	4HA8 = 2.01
	Sur appuis	0.98	4HA8 = 2.01

Tableau III.9 : Calcul des armatures de répartition

III.2.5.4. Espacement entre les armatures : BAEL91 (artA.8.2.4.2)

On doit vérifier :

- ✓ $S_t \quad \bar{S}_t = \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\}$ pour les armatures longitudinales.
- ✓ $S_t \quad \bar{S}_t = \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\}$ pour les armatures de répartitions.

➤ **Armatures longitudinales**

✓ $S_t \quad S_t = \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\}$

Type (a):

- Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Type (b):

- Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

✓ $S_t \quad \text{min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Type (a):

- Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ (Appui)
- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ (Travée)

Type (b):

- Travée : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ (Appui)
- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ (Travée)

	Position	Armatures longitudinales		Armatures de répartitions		St St
		S _t (cm)	\bar{S}_t (cm)	S _t (cm)	\bar{S}_t (cm)	
Escalier type 1	En travée	25	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	25	33	33.33	45	Oui
Escalier type 2	En travée	25	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	25	33	33.33	45	Oui

Tableau III.10 : vérification de l'espacement.

III.2.5.5. Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s .

la vérification de $\bar{\Gamma}_b$ n'est pas nécessaire si : $\bar{\Gamma} = \frac{\kappa - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec $\kappa = \frac{M_u}{M_s}$

		M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)		f _{c28} (Mpa)	$\bar{\Gamma}$	condition
En travée(1)	0,0330	6.92	5.00	1,38	25	0.44	Vérifie
Sur appuis(1)	0,0113	2.442	1.76	1.38	25	0.44	Vérifie
En travée(2)	0.0801	15.86	15.75	1.006	25	0.44	Vérifie
Sur appuis(2)	0.0279	5.60	5.56	1.006	25	0.44	Vérifie

Tableau III.11 : Vérifications des contraintes.

❖ **Conditions de non fragilité :**

✓ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,630 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^2 = 0,001.b.h$$

$$A_{\min}^2 = 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

III.2.5.6. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

✓ **Fissuration peu préjudiciable :**

La contrainte tangentielle $\bar{\tau}_u$: BAEL91 (art A.5.1,1)

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

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{\text{lim}}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{lim}}$
Escalier type 1	15.425	0,114	3,33	Oui
Escalier type 2	23.58	0,175	3,33	Oui

Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant.

III.2.5.7. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (I)$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots (II)$

✓ $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (III)$

❖ **Calcul de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$$

Avec : E : module déformation déferée $E_{iv} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I: moment d'inertie: $I = bh^3/12 = 28125 \text{ cm}^4$

✓ **Flèche admissible :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 3).

$$f_{ad} = \frac{L}{500}$$

	Escalier type 01	Escalier type 02
(I)	0,045 < 0.0625 (CNV)	0.071 > 0.0625 (C.V)
(II)	0.45 < 0,085 (CNV)	0.071 < 0.085 (C.V)
(III)	0.0029 < 0.01 (C.V)	0.005 < 0.01 (C.V)
q(KN)	12.414	12.050
L (cm)	3.36	2.11

Tableau III.13 : Vérification de la flèche.

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

❖ **Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)**

Type (1) :

I: moment d'inertie: $I = bh^3/12 = 28125 \text{ cm}^4$

✓ **Déformations instantanées :**

$$i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \dots}$$

$$= \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0,00291$$

$$i = \frac{0,05 \times 2.1}{(2 + 3) \cdot 0,00291} \quad i = 7.216$$

✓ **Déformations de longue durée :**

$$v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \dots} = \frac{2}{5} \times i \Rightarrow v = 2.886$$

✓ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g:C'est l'ensemble des charges permanentes .

J:Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P:C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(8.05 \times 2.11) + (4.95 \times 1.19)}{2.11 + 1.19} = 6.932 \text{ KN/m}$$

$$J_{eq} = \frac{(6.17 \times 2.11) + (3.75 \times 1.19)}{2.11 + 1.19} = 5.297 \text{ KN/m}$$

$$P = g_{eq} + q = 6.932 + 2.5 = 9.432 \text{ KN/m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{(6.932 \times 3.3^2)}{8} = 9.436 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{(5.297 \times 3.3^2)}{8} = 7.210 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{(9.432 \times 3.3^2)}{8} = 12.839 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$i = 100 \times \rho = 0,291 \Rightarrow \rho = 0,911 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_j}{A \cdot S_1 \cdot d} = \frac{9.436 \times 10^6}{393 \times 0.911 \times 135} = 195.228 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_g}{A \cdot S_1 \cdot d} = \frac{7.210 \times 10^6}{393 \times 0.911 \times 135} = 149.173 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot S_1 \cdot d} = \frac{12.839 \times 10^6}{393 \times 0.911 \times 135} = 265.635 \text{ MPa.}$$

✓ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \dots \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00291 \times 195.228 + 2.1} = 0,159$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \dots \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00291 \times 149.173 + 2.1} = 0,0420$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \dots \uparrow_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00291 \times 265.635 + 2.1} = 0,292$$

Donc :

$$I_{IV}^g = (1,1 I_0) / (1 + v \times \mu_g) = (1,1 \times 28125) / (1 + 2.886 \times 0,159) = 21206.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_g) = (1,1 \times 28125) / (1 + 7.216 \times 0,159) = 14407.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{IV}^j = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_j) = (1,1 \times 28125) / (1 + 7.216 \times 0,042) = 23741.97 \text{ cm}^2$$

$$I_{IV}^p = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_P) = (1,1 \times 28125) / (1 + 7.216 \times 0,292) = 9957.12 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la flèche:**

On a: $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

$$f_v^g = M_g \cdot L^2 / 10E_v \cdot I_{IV}^g = 9436 \times (330)^2 / 10 \times 10818,86 \times 21206.42 = 0,44 \text{ cm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot L^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 9436 \times (330)^2 / 10 \times 32164,20 \times 14407.33 = 0,22 \text{ cm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot L^2 / 10E_i \cdot I_{IV}^j = 7210 \times (330)^2 / 10 \times 32164,20 \times 23741.97 = 0,10 \text{ cm}.$$

$$f_i^p = M_p \cdot L^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^p = 12836 \times (330)^2 / 10 \times 32164,20 \times 9957.12 = 0,44 \text{ cm}.$$

✓ **La flèche totale :**

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.44 - 0.1 + 0.44 - 0.22 = 0,56 \text{ cm}.$$

$$f_t = 0,56 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 330 / 500 = 0,66 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.2.6. Schéma de ferrailage :

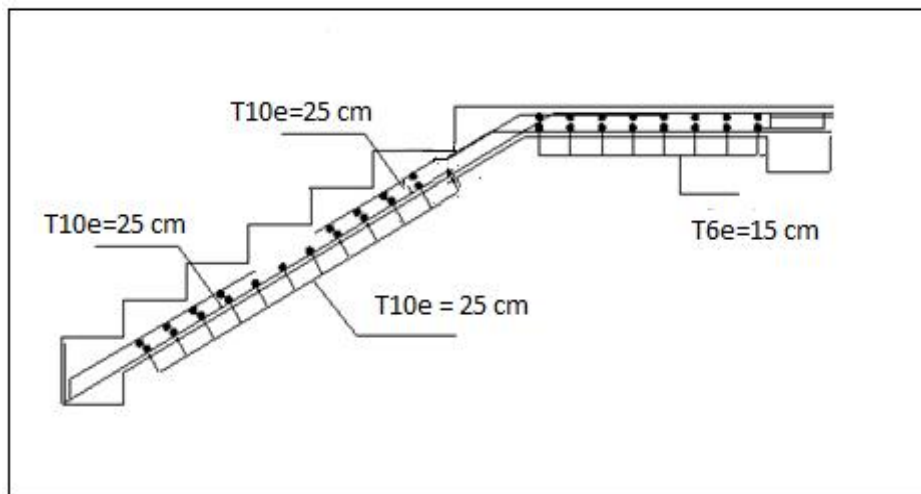


Figure III.14 : Ferrailage d'escalier.

III.3. Calcul de poutre palière :**III.3.1. Dimensionnement :**

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné comme suit :

❖ **Conditions de portée "BAEL 91" :**

$$L_{\max}=3.10 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{3.10}{15} \leq h \leq \frac{3.10}{10} \Rightarrow 0.206 \leq h \leq 0.31$$

On prend $h=40\text{cm}$.

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3} \Rightarrow \frac{30}{2} \leq b \leq \frac{2 \times 30}{3} \quad 15 \leq b \leq 20$$

On prend $b=30$

❖ **condition du RPA 2003 Zone sismique I :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \quad 20\text{cm} \quad \text{on prend} \quad b=30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \quad 30\text{cm} \quad \text{on prend} \quad h=40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h/b < 4.0 \quad \Leftrightarrow \quad h/b=1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ pour les poutres palières.

III.3.2. Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- ✓ poids propre : $G=0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$
- ✓ charge ramenée par (volée) $G = 8.05/2 + 4.95 = 8.975 \text{ KN/ml}$
- ✓ $GT= 11.6 \text{ KN/ml}$
- ✓ $QT= 2.50 \text{ KN/ml}$

❖ **pondération des charges :**

$$\text{E.L.U} : P_u = 1.35GT + 1.5QT = 19.41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_s = GT + QT = 14.1 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

Moment statique maximal $L=4.49 \text{ m}$

$$\text{E.L.U: } M_{U0} = P_u L^2 / 8 = 48.913 \text{ KN.m.}$$

$$\text{E.L.S: } M_{s0} = P_s L^2 / 8 = 35.532 \text{ KNm.}$$

III.3.2.1. Répartition des moments :

$$M_t = 0.85 M_0.$$

$$M_a = 0.3 M_0.$$

	ELU			ELS		
	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
Type 2	48.913	41.576	14.674	35.532	30.202	10.660

Tableau III.14: Les efforts agissants sur une poutre palière**III.3.2.2. Calcul de ferrailage :** (armatures longitudinale)

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \mu_t = 0,392$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M _u (kN.m)	μ	μ μl	A' (cm ²)			A (cm ²)	Aadopt (cm ²)
En travée	41.576	0.134	oui	0	0.1805	0.928	4.76	3HA16=6.03
En appuis	10.660	0.034	oui	0	0.0432	0.983	1.15	3HA8=1.51

Tableau III.15 : Calcul des sections d'acier de la poutre.**III.3.2.3. Conditions de non fragilité :**

Section minimale d'armatures :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A Amin
En travée	6.03	0.97	Oui
Sur appuis	1.51	0.97	Oui

Tableau III.16 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

❖ **Les armatures transversales doivent vérifiées**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 0.85$$

On prend $\phi_t = 6mm$

On prend $4\phi_6 \rightarrow A_t = 1.13$ (1 cadre + 1 étrier).

❖ **Calcul de l'espacement des armatures transversales:**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$\checkmark S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(24.3; 40cm)$$

$$\checkmark S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 37.6cm$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t = h/2 = 17.5cm$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t) = 8.75cm$$

On adopte les espacements suivants:

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t = 15cm$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t = 6cm$$

III.3.2.4. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

✓ **Fissuration peu préjudiciable.**

$$V_u = P_u \cdot L/2 = 43.575 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \tau_{lim} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \text{ (Condition .Vérifiée)}$$

III.3.2.5. Vérification a L'ELS:

✓ Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

✓ Vérification des contraintes :

Du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

De l'acier : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

	A (cm ²)	Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	d (cm)	bc (MPa)	σs (MPa)	b b
En travée	6.03	30.202	10.09	36136.44	27	8.43	212.00	Cv
Sur appuis	1.51	10.660	5.67	12127.88	27	4.98	281.22	Cv

Tableau III.17 : Vérification à l'ELS.

III.3.3. Calcul de la poutre à la torsion :

III.3.3.1. Contraintes tangentés de torsion:

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section .

$$\tau_u = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

T_u: moment de torsion (43.575KN.m)

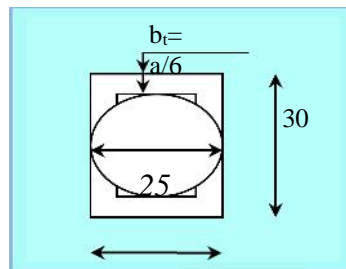


Figure III.15 : section creuse

$$b_0 = b_t = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm}$$

Ω: Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625\text{cm}^2$$

- ✓ Le couple de torsion est : $c = v_u \times 0.1 = 43.575 \times 0.1 = 4.357 \text{ KN}$
- ✓ Le moment de torsion est : $M_t = c \frac{L}{2} = 4.357 \times 4.49 / 2 = 9.78 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{9.78 \times 10^6}{2 \times 625 \times 100 \times 300} = 0.261 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \rightarrow \tau_{lim} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$0.360 \text{ Mpa} < 11.08 \text{ Mpa (c.v)}$$

III.3.3.2. Les armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{\sim \cdot T_t}{2\Omega(f_e / \chi_s)}$$

\sim : périmètre de l'aire de la section efficace.

$$\sim = 2[(h - bt) + (b - bt)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{9.78 \times 10^6 \times 100 \times 10}{2 \times 62500(400 / 1.15)} = 2.24 \text{ cm}^2$$

III.3.3.3. Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{9.78 \times 10^6 \times 15 \times 10}{2 \times 62500(400 / 1.15)} = 0.33 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Section minimale des armatures :**

Selon BAEL91 :

$$\frac{\sum A_t \times f_e}{b_0 \times \sim} = 1.79 > 0.4 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$\frac{\sum A_t \times f_e}{b_t \times s_t} = 1.76 > 0.4 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

III.3.3.4. Les armatures totales :

- ❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor}$$

	$A_l^{fl} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopter} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	6.03	2.24	8.27	3HA16+2HA14= 9.11
Sur appuis	1.51	2.24	3.75	3HA14=4.62

Tableau III.18: Valeurs des Armatures longitudinale.

❖ **Armatures transversales :**

$A_l^{fl} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopter} \text{ (cm}^2\text{)}$
1.13	0.33	1.46	7 Ø6= 1.98

Tableau III.19 : Valeurs des Armatures transversales.

III.3.3.5. État limite de déformation :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.067 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots cv$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.067 \geq 0.030 \dots \dots \dots cv$
- ✓ $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow 0.0074 \geq 0.0105 \dots \dots \dots cv$

III.3.4. Schéma de ferrailage :

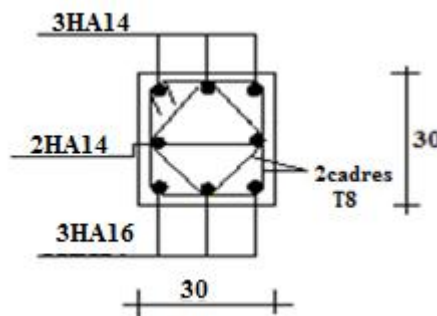


Figure III.16 : ferrailage de la poutre palière.

III.4. Les Balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l’extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d’exploitation Q.

III.4.1. Evaluation des charges:

- ✓ Poids propre : $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée $= 2.89 \text{ KN/m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1 \text{ m}$

$$P = .b.h .1$$

$$P = 2.89 * 1 = 2.89 \text{ kN/m}$$

❖ **Charges et surcharge :**

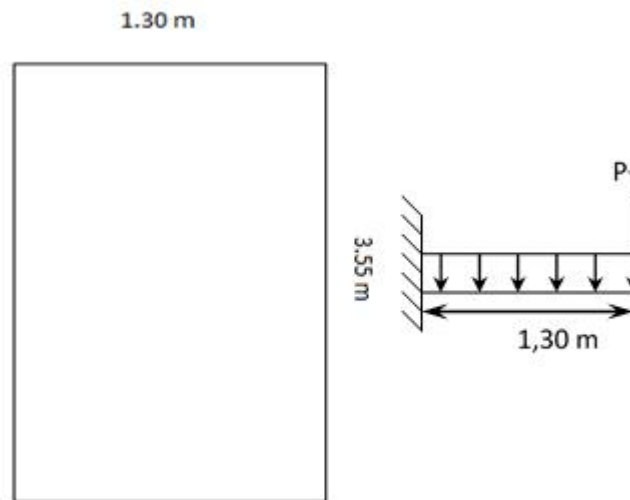


Figure III.17 :Schéma statique du balcon.

À L'E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 3.5 = 13.29 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35 G = 1.35 \times 2.89 = 3.90 \text{ KN/ml.}$$

À L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 5.95 + 3.5 = 9.45 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 2.89 \text{ KN/ml}$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + 1.35 P_u \cdot l = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_s \cdot l = 11.74 \text{ KN.m}$$

III.4.2. Ferrailage à l'ÉLU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$b_u = \frac{0.85 f_{c28}}{b} \Rightarrow b_u = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d=0.9h=0.9*15=13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.07$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.0907$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 3,98 \text{ cm}^2$$

III.4.3. Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{réel}} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.4.4. Armature de répartition :

- **D'après le BAEL91 Article (B.7.4)**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow A_r = 5HA8 = 2.512 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.4.5. Justification à l'ELS :

- ✓ Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$\frac{b y_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0 \quad y_1 = 4 \text{ cm}$$

- ✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 \quad I = 9782.02 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Vérification des contraintes :**

A (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	d (cm)	bc (MPa)	σ _s (MPa)	b b
5.65	11.74	4	9782.02	13.5	4.8	171.02	Cv

Tableau III.20 : Vérification à l'ELS.

III.4.6. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_u = q_u l + 1.35 P_u = 17.19 \text{ KN}$$

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

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\chi_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

$$\frac{17.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.127 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.4.7. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,00} = 0,15 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,15 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0041 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.4.8. Schéma de ferrailage:

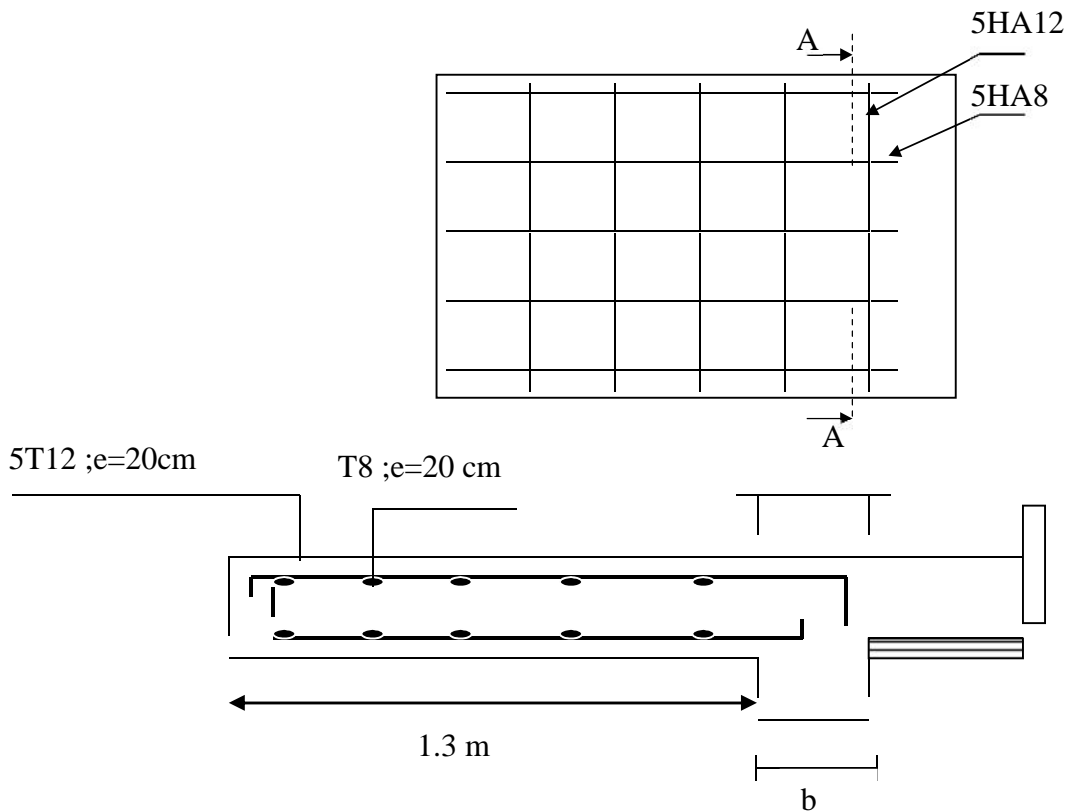


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.5. Les poutrelles :

Les planchers sont des aires planes militants les étages et supportant les revêtements de sol. Ils sont constitués de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis, généralement ce type de planchers est utilisé dans les bâtiments d'habitation.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 \cdot L$, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

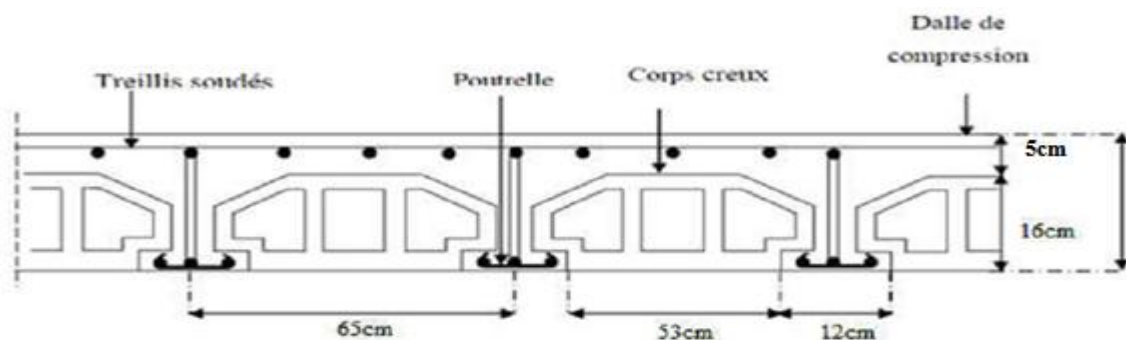


Figure III.19: Plancher a corps creux.

III.5.4. Les cas à étudier :

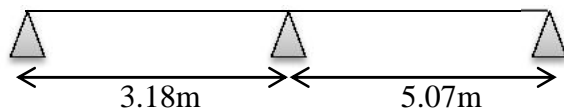
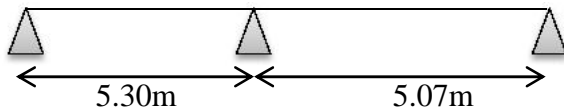
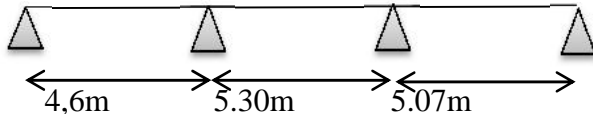
On a deux cas de poutrelles à étudier, poutrelle de 3 travées et poutrelles de 2 travées qui existent dans tous les étages.

❖ **Pour les poutrelles à 2 travées on a 2 cas :**

- ✓ plancher terrasse.
- ✓ plancher à usage d'habitation.

❖ **pour les poutrelles à 3 travées on a 2 cas :**

- ✓ plancher à usage d'habitation
- ✓ plancher terrasse.

Type 1 :**Type 2 :****Type 3 :****III.5.5. Méthode forfaitaire :**❖ **Domaine d'application :**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($2G \geq Q$ ou $Q < 5000 \text{ N/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

- ✓ M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- ✓ $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

III.5.6. Méthode de Caquot :

❖ Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : ($Q \geq 2G$ ou $Q > 5\text{KN/m}^2$).

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; la longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot.

III.5.6.1. Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- ✓ De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- ✓ De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

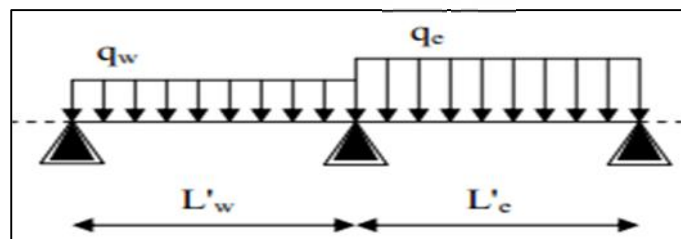
a. Moments sur appuis :

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- ✓ $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- ✓ $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- ✓ Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$



Ma: moment due aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec :

La convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif.

b. Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

Le moment maximal en travée:

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \cdot \frac{x}{L}$$

c. Efforts tranchants :

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivante:

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

III.5.6.2. Calcul des sollicitations :

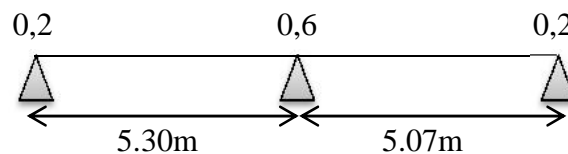
On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire :

- ✓ Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} 2G = 10,90 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \text{ (C.V)}$$

- ✓ l'inertie est constante pour toutes les travées.
- ✓ $0,8 < L_i/L_{i+1} < 1,25$.
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

1^{ère} type: Poutrelle à (2) travée avec (étage habitation($Q=1.5\text{kn/ml}$)) $L_1=5.30 \text{ m}$, $L_2=5.07 \text{ m}$



$0,8 < L_i/L_{i+1} = 0,956 < 1,25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{5,45 + 1,5} = 0,215$$

❖ **Plancher courant :****a. Charge permanente :**

$$G=5,45 \times 0,65=3,54 \text{ kN/ml.}$$

b. Surcharge d'exploitation :

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

c. Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6.24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=4,51 \text{ kN/ml}$$

d. Moments isostatiques : $M_0 = q \times l_i^2 / 8$ **(ELU) :**

- ✓ Travée 1 : $M_0 = 21.91 \text{ kN.m}$
- ✓ Travée 2 : $M_0 = 20.04 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- ✓ Travée 1 : $M_0 = 15.83 \text{ kN.m}$
- ✓ Travée 2 : $M_0 = 14.49 \text{ kN.m}$

e. Moment sur appui intermédiaire : $[M_a] \geq \text{Max}\{0,6. M_{t1} ; 0,6. M_{t2}\}$

$$M_a = 13.146 \text{ KN. m.}$$

f. Moment sur appui de rive : $M_a = M_a = 0,2.M_t$

$$M_{a1} = -4.382 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = -4.008 \text{ KN.m.}$$

g. Moment en travée :

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3. \alpha)M_0\}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,227 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3. \alpha)M_0\} = 1,06M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} \geq 1,06. M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

- ✓ Travée 1 : $M_t \geq 1,06. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 14.46 \text{ KN. m}$
- ✓ Travée 2 : $M_t \geq 1,06. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 13.22 \text{ KN. m}$

(ELS) :

- ✓ Travée 1 : $M_t \geq 1,06. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 10.44 \text{ KN. m}$

$$\checkmark \quad \text{Travée 2 : } M_t \geq 1,06 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{On doit également satisfaire : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \cdot \alpha}{2} \right) \times M_0$$

(ELU) :

$$\checkmark \quad \text{Soit pour la travée 1 : } M_t \geq 0,632 \times M_0 = 13.85 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad \text{Et pour la travée 2 : } M_t \geq 0,632 \times M_0 = 12.67 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$\checkmark \quad \text{Soit pour la travée 1 : } M_t \geq 0,634 \times M_0 = 10.00 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad \text{Et pour la travée 2 : } M_t \geq 0,634 \times M_0 = 9.16 \text{ KN.m}$$

on prend les valeurs maximums :

(ELU) :

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{13.86; 13.31\} = 14.46 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 2 } M_{t2} = \text{Max}\{12.67; 12.18\} = 13.22 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{9.92; 9.53\} = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 2 } M_{t2} = \text{Max}\{9.08; 8.72\} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{h. \text{ Efforts tranchants : } V = q_u \times l_i / 2}$$

(ELU) :

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 1 } V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.24 \times 5.3}{2} = 16.536 \text{ KN}$$

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 2 } V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.24 \times 5.07}{2} = 15.81 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 14.88 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -18.18 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 17.39 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -14.22 \text{ KN}$$

(ELS) :

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 1 } V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.51 \times 5.3}{2} = 11.95 \text{ KN}$$

$$\checkmark \quad \text{Pour la travée 2 } V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.51 \times 5.07}{2} = 11.43 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 10.75 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -13.14 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 12.57 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -10.28 \text{ KN}$$

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	21.91	14.46	-4.382	-13.146	14.88	-18.18
B-C	20.04	13.22	-12.02	-4.008	17.39	-14.22

Tableau III.21 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	15.83	10.44	-3.166	-9.498	10.75	-13.14
B-C	14.49	9.56	-8.694	-2.898	12.57	-10.28

Tableau III.22 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).

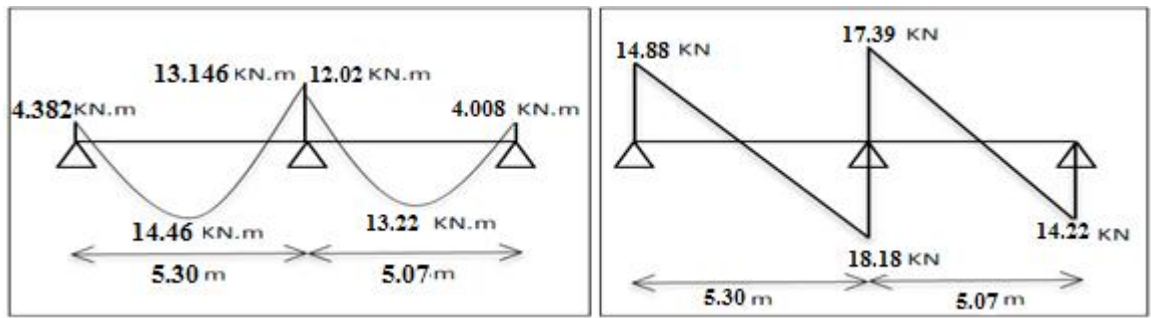


Figure III.20: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

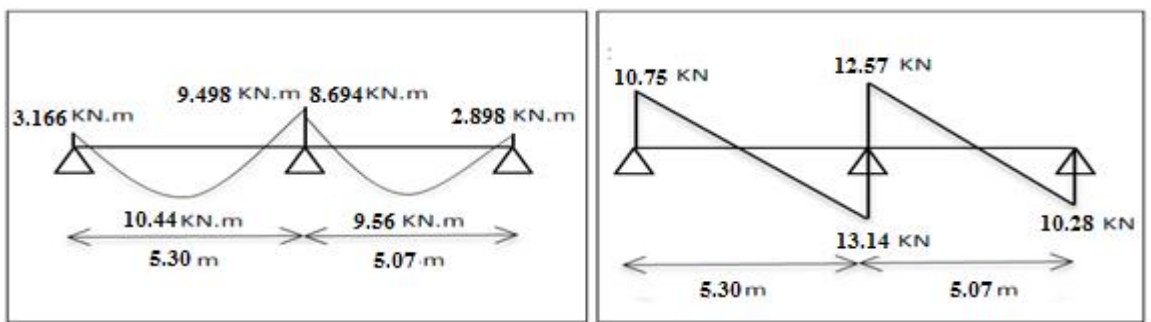
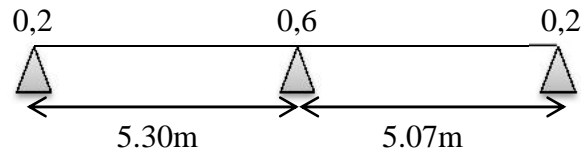


Figure III.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

1^{ère} type : Poutrelle à (2) travée avec (étage terrasse (Q=1) $L_1=5.30$ m ; $L_2=5.07$ m



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.956 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,82} = 0,127$$

❖ **Plancher terrasse :**

a. Charge permanente :

$$G=6,82 \times 0,65=4,433 \text{ kN/ml.}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

c. Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6,96 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=5.083 \text{ kN/m.}$$

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	24.45	15.879	-4.886	-14.658	16.596	-20.28
B-C	22.36	13.84	-13.416	-4.472	19.40	-15.87

Tableau III-23 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (Kn.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	15,05	9.77	-9.027	-3.009	12.49	-10.21
B-C	13.768	8.949	-8.26	-2,75	11,94	-9,77

Tableau III-24 : Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).

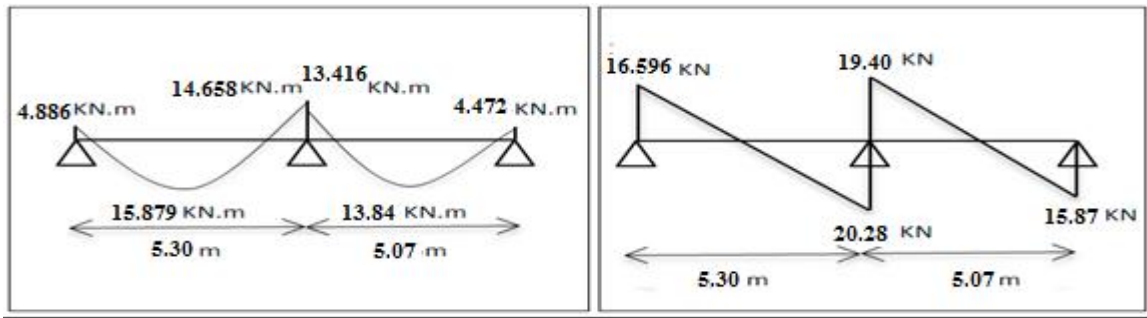


Figure III.22 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

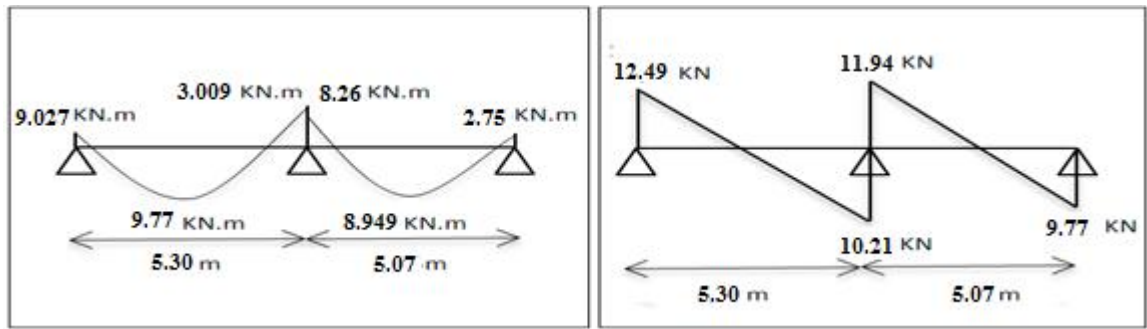
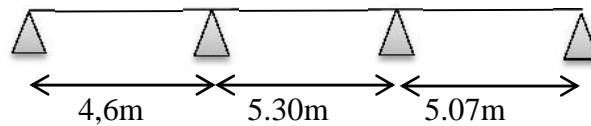


Figure III.23 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

2^{ème} type: Poutrelle à (3) travée avec (étage habitation (Q=1.5kn/ml)) L₁=4,6 m, L₂=5.30m, L₃=5.07m.



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.956 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{5,45 + 1,5} = 0,215$$

❖ Plancher courant :

a. Charge permanente :

$$G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ kN/ml.}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

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

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 4,51 \text{ kN/m.}$$

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	16.50	11.71	-3.3	-8.25	13.27	-15.42
B-C	21.91	12.27	-10.95	-10.95	16.536	-16.536
C-D	20.04	14.22	-10.02	-4.008	17.00	-14.62

Tableau III-25: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (Kn.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	11.92	8.46	-2.384	-5.96	9.6	-11.15
B-C	15.83	8.86	-7.915	-7.915	11.95	-11.95
C-D	14.49	10.28	-7.245	-2.898	12.28	-10.57

Tableau III-26: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS)

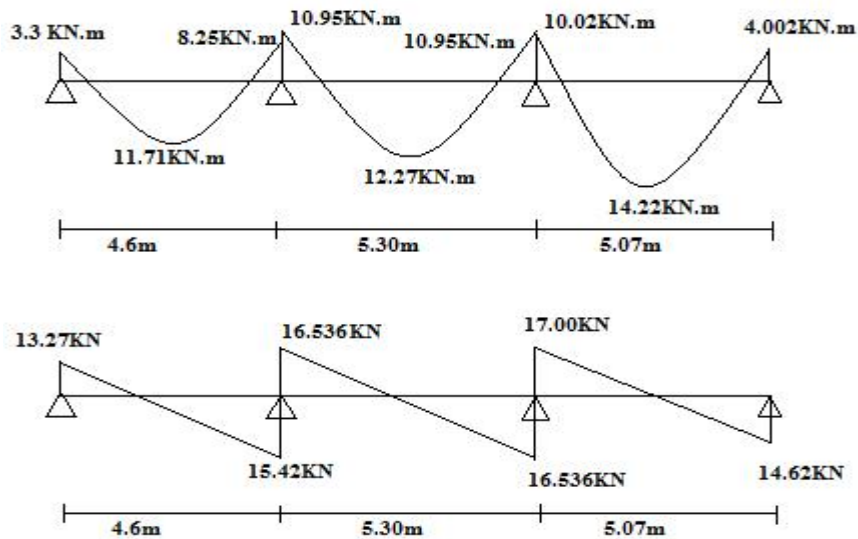


Figure III.24: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

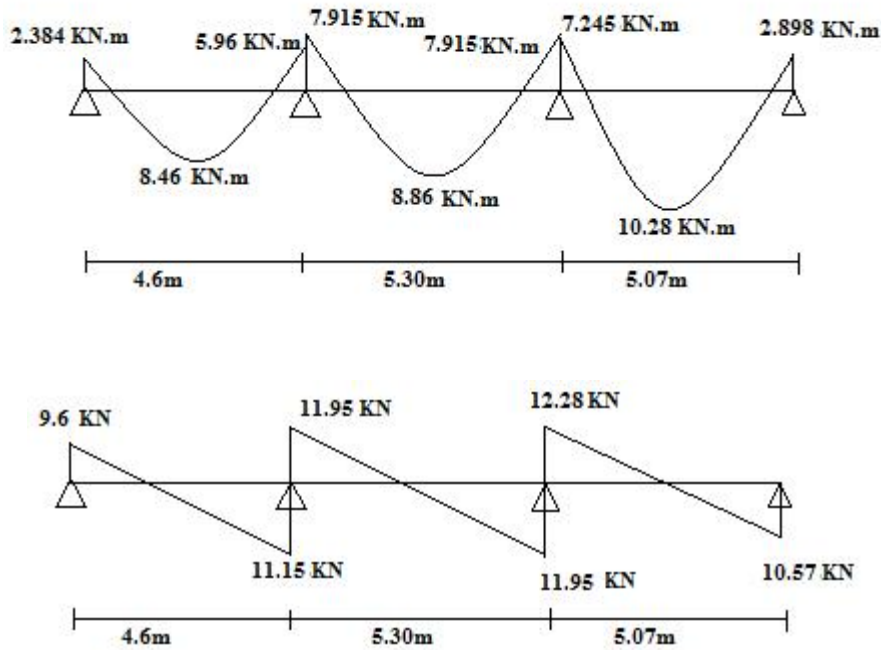
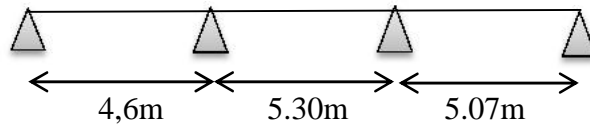


Figure III.25: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

2^{ème} type: Poutrelle à (3) travée avec (étage habitation ($Q=1.5\text{kn/ml}$)) $L_1=4,6\text{ m}$, $L_2=5.30\text{m}$, $L_3=5.07\text{m}$.



$0.8 < L_{i+1}/L_i = 0.956 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6,82} = 0,127$$

❖ **Plancher terrasse :**

a. **Charge permanente :**

$$G = 6,82 \times 0,65 = 4,433 \text{ kN/ml.}$$

b. **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

c. **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,959 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 5,083 \text{ kN/m.}$$

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	18.40	12.88	-3.68	-9.20	14.8	-17.2
B-C	24.43	13.43	-12.125	-12.125	18.44	-18.44
C-D	22.36	15.65	-11.18	-4.47	18.96	-16.31

Tableau III.27: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	13.44	9.40	-2.68	-6.72	10.81	-12.56
B-C	17.84	9.81	-8.92	-8.92	13.49	-13.49
C-D	16.33	11.43	-8.16	-3.26	13.79	-11.86

Tableau III.28 : Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).

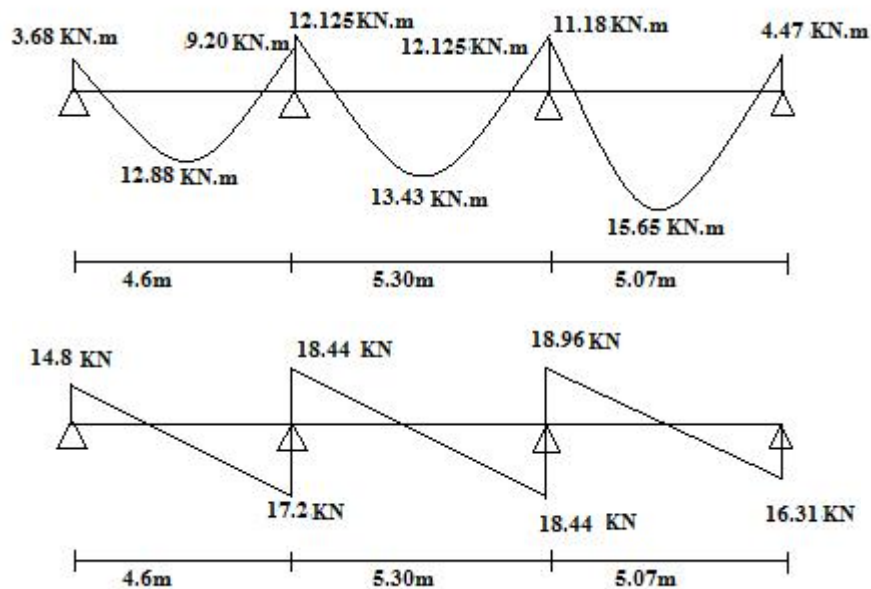


Figure III.26 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

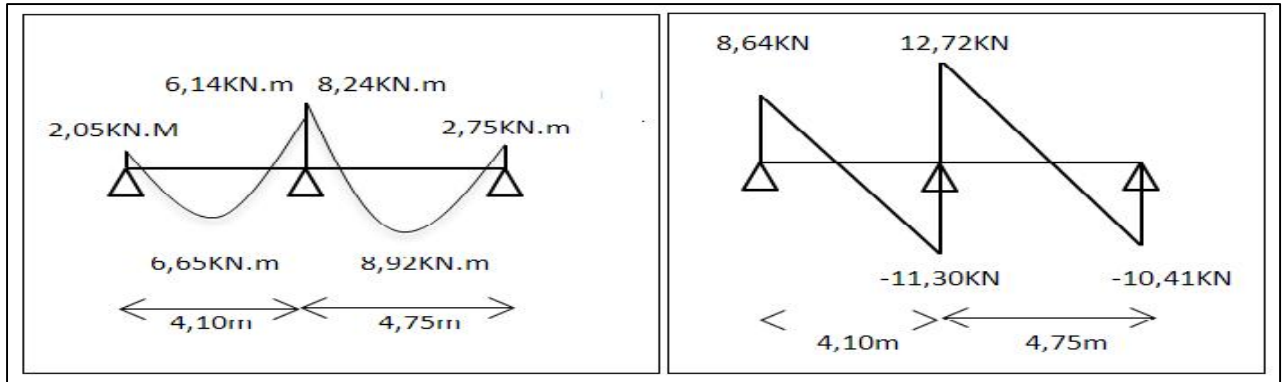
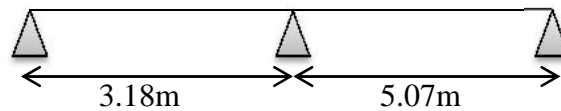


Figure III.27 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

3^{ème} type : Poutrelle à (2) travée avec (terrasse(Q=1)) :



$0.8 < L_{i-1}/L_i = 1,6 > 1.25$ condition non vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée ; On utilise la méthode de CAQUOT.

❖ **Plancher terrasse :**

a. **Charge permanente :**

$$G = 6,82 \times 0,65 = 4,433 \text{ kN/ml.}$$

b. **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

c. **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,96 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 5,083 \text{ kN/m.}$$

d. **Moments isostatiques :** $M_0 = q \times l_i^2 / 8$

(ELU) :

✓ Travée 1 : $M_0 = 8,797 \text{ kN.m}$

✓ Travée 2 : $M_0 = 22,36 \text{ kN.m}$

(ELS) :

✓ Travée 1 : $M_0 = 6,425 \text{ kN.m}$

✓ Travée 2 : $M_0 = 16,33 \text{ kN.m}$

e. **Moment sur appui de rive :** on considère $M_{a1} = M_{a3} = 0$.

f. **Moment sur appui intermédiaire :** $M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$

(ELU) :

$$M_{a2} = -\frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{6,96 \cdot 3,18^3 + 6,96 \cdot 5,07^3}{8,5 \cdot (3,18 + 5,07)} = -16,126 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$M_{a2} = -\frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5,083 \cdot 3,18^3 + 5,083 \cdot 5,07^3}{8,5 \cdot (3,18 + 5,07)} = -11,777 \text{ KN.m}$$

g. Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w): $X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$.

(ELU) :

$$X_{(1)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL} = 1,59 - \left(\frac{0 + 16,126}{6,96 \cdot 3,18} \right) = 0,862 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL} = 2,535 - \left(\frac{-16,126 + 0}{6,96 \cdot 5,07} \right) = 2,99 \text{ m}$$

(ELS) :

$$X_{(1)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL} = 1,59 - \left(\frac{0 + 11,777}{5,083 \cdot 3,18} \right) = 0,862 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL} = 2,535 - \left(\frac{-11,126 + 0}{5,083 \cdot 5,07} \right) = 2,99 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée: $M_{t(x)} = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M \cdot \frac{x}{L}$

(ELU) :

$$M_{t(1)} = \frac{6,96 \cdot 3,18}{2} \cdot 0,862 - \frac{6,96 \cdot 0,862^2}{2} + 0 - 16,126 \cdot \frac{0,862}{3,18} = 2,583 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} = \frac{6,96 \cdot 5,07}{2} \cdot 2,99 - \frac{6,96 \cdot 2,99^2}{2} - 16,126 \cdot \left(1 - \frac{2,99}{5,07}\right) = 15,027 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$M_{t(1)} = \frac{5,083 \cdot 3,18}{2} \cdot 0,862 - \frac{5,083 \cdot 0,862^2}{2} + 0 - 11,777 \cdot \frac{0,862}{3,18} = 1,886 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} = \frac{5,083 \cdot 5,07}{2} \cdot 2,99 - \frac{5,083 \cdot 2,99^2}{2} - 11,777 \cdot \left(1 - \frac{2,99}{5,07}\right) = 10,975 \text{ KN.m}$$

❖ Efforts tranchants :

La méthode générale suivant: $V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$; $V_e = V_w + qL$.

(ELU) :**✓ Travée 1 :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{0 + 16,126}{3,18} - 6,96 \cdot 3,18 \cdot 0,5 = -5,995 \text{ KN}$$

$$V_c = V_w + qL = -12,06 + 6,96.3,18 = 16,137 \text{ KN}$$

✓ **Travée 2 :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-16,126}{5,07} - 6,96.5,07.0,5 = -20,824 \text{ KN}$$

$$V = V_w + qL = -20,824 + 6,96.5,07 = 14,463 \text{ KN}$$

(ELS):

✓ **Travée 1 :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{11,777}{3,18} - 5,083.3,18.0,5 = -4,378 \text{ KN}$$

$$V_c = V_w + qL = -4,378 + 5,083.3,18 = 11,78 \text{ KN}$$

✓ **Travée 2 :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-11,777}{5,07} - 5,083.5,07.0,5 = -15,20 \text{ KN}$$

$$V = V_w + qL = -15,20 + 5,083.5,07 = 10,57 \text{ KN}$$

Portée l (m)	3.18	5.07	
Portée fictive l' (m)	3.18	5.07	
Charge permanente G (KN/m)	4,433	4,433	
Charge exploitation Q (KN/m)	0,65	0,65	
Chargée C $1,35G+1,5Q$ (KN/m)	6,96	6,96	
Déchargée D $1,35G$ (KN/m)	5,985	5,985	
M_a : moment sur appuis (KN.m)	0	-16.126	0
$M_{0,C}$ Chargée (KN.m)	8.8	22.36	
$M_{0,D}$ Déchargée (KN.m)	7.565	19.23	
$X_{M_t,max}$ (m)	0.862	2,99	
$M_{t,max}$ (KN.m)	2.583	15.027	
V_w : Efforts tranchants (West)	-5.995	-20.824	
V_e : Efforts tranchants (East)	16.137	14.463	

Tableau III-29 : Plancher terrasse cas de l'ELU.

Portée l (m)	3.18	5.07	
Portée fictive l' (m)	3.18	5.07	
Charge permanente G (KN/m)	4,433	4,433	
Charge exploitation Q (KN/m)	0,65	0,65	
Chargée C $G+Q$ (KN/m)	5.083	5.083	
Déchargée D G (KN/m)	4,433	4,433	
M_a : moment sur appuis (KN.m)	0	-11.777	0
$M_{0,C}$ Chargée (KN.m)	6.425	16.332	
$M_{0,D}$ Déchargée (KN.m)	5.605	14.24	
$X_{M_t,max}$ (m)	0.862	2,99	
$M_{t,max}$ (KN.m)	1.886	10.975	
V_w : Efforts tranchants (West)	-4.378	-15.20	
V_e : Efforts tranchants (East)	11.78	10,57	

Tableau III-30 : Plancher terrasse cas de l'ELS.

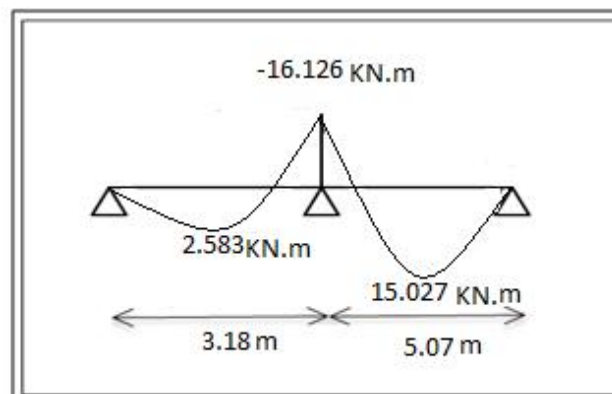


Figure III.28 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

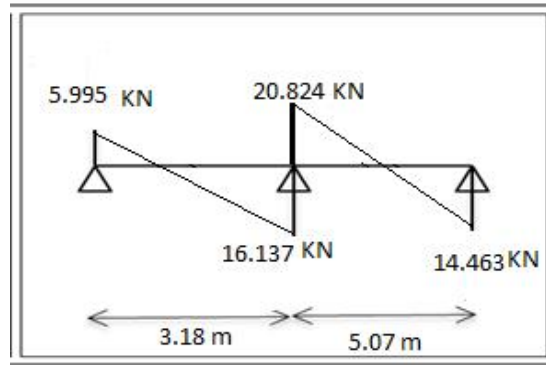


Figure III.29 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

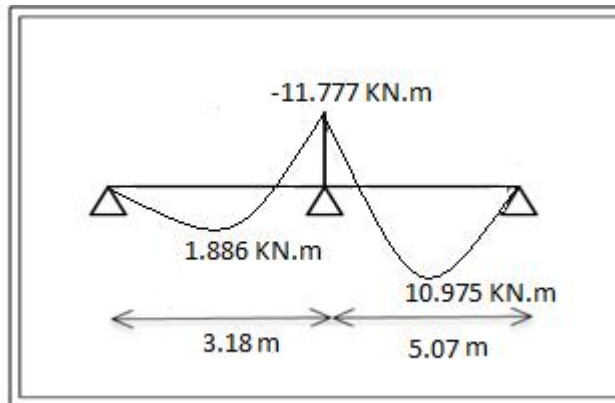


Figure III.30: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

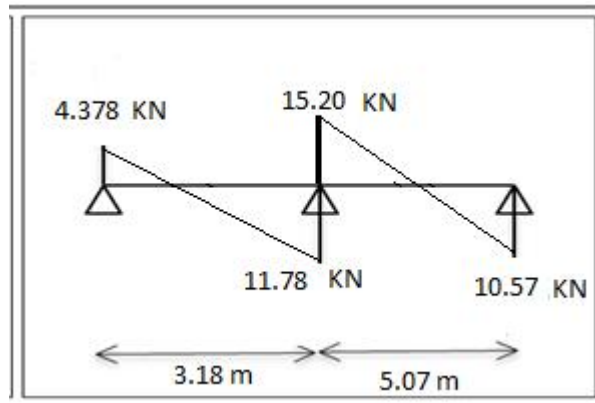
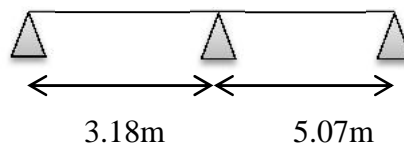


Figure III.31 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

3^{ème} type : Poutrelle à (2) travée avec (Q=1,5) :



$0.8 < L_{i-1}/L_i = 1,6 > 1.25$ condition non vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée ; On utilise la méthode de CAQUOT.

❖ **Plancher courant :**

a. Charge permanente :

$$G=5,45 \times 0,65=3,54 \text{ kN/ml.}$$

b. Surcharge d'exploitation :

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

c. Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6.24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}}=G+Q=4,51 \text{ kN/m.}$$

Portée l (m)	3.18	5.07	
Portée fictive l' (m)	3.18	5.07	
Charge permanente G (KN/m)	3,54	3,54	
Charge exploitation Q (KN/m)	0,975	0,975	
Chargée C $1,35G+1,5Q$ (KN/m)	6.24	6.24	
Déchargée D $1,35G$ (KN/m)	4,800	4,800	
M_a : moment sur appuis (KN.m)	0	-14.458	0
$M_{0,C}$ Chargée (KN.m)	7.88	20.04	
$M_{0,D}$ Déchargée (KN.m)	6.067	15.422	
$X_{M_t, \max}$ (m)	0.86	2,99	
$M_{t, \max}$ (KN.m)	2.31	13.48	
V_w : Efforts tranchants (West)	-5.37	-18.67	
V_e : Efforts tranchants (East)	14.47	12.96	

Tableau III.31 :Plancher courant cas de l'ELU.

Portée l (m)	3.18	5.07
Portée fictive l' (m)	3.18	5.07
Charge permanente G (KN/m)	3,54	3,54
Charge exploitation Q (KN/m)	0,975	0,975

Chargée C G+Q (KN/m)	4,51	4,51	
Déchargée D G (KN/m)	3,54	3,54	
M _a : moment sur appuis (KN.m)	0	-10.045	0
M _{0,C} Chargée (KN.m)	5.70	14.49	
M _{0,D} Déchargée (KN.m)	4.474	11.374	
X _{Mt.max} (m)	0.86	2,99	
M _{t,max} (KN.m)	1.68	14.44	
V _w : Efforts tranchants (West)	-3.88	-13.49	
V _e : Efforts tranchants (East)	10.46	9.37	

Tableau III.32 :Plancher courant cas de l'ELS.

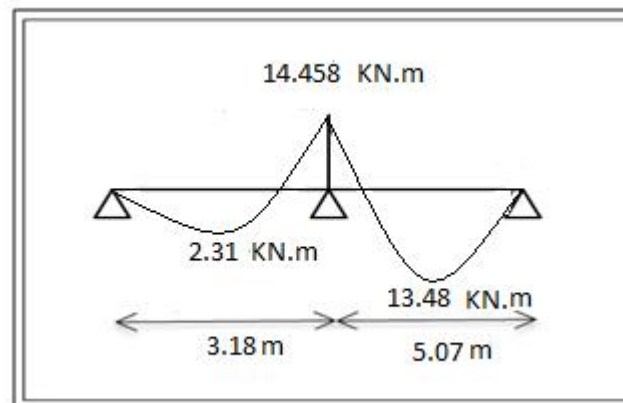


Figure III.32 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

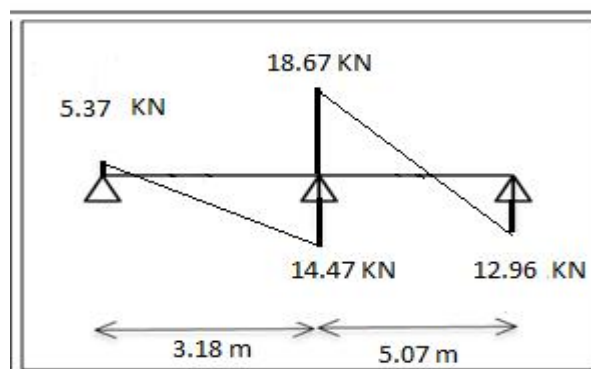


Figure III.33: Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

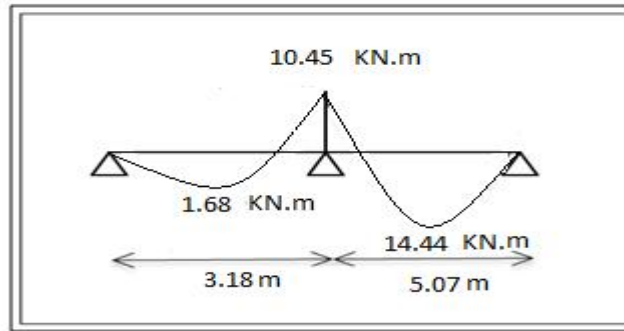


Figure III.34 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

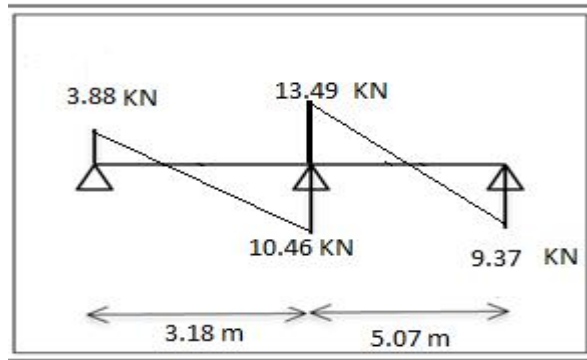


Figure III.35 : Diagramme d'efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

III.5.6.3. Les sollicitations maximales :

	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.caquot	15.027	16.126	20.824	13.48	14.458	18.67
M.forfaitaire	15.879	14.658	20.280	14.46	13.146	18.18
Max	15.879	16.126	20.824	14.46	14.458	18.67

Tableau III.33: Les sollicitations maximum ELU.

	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M. caquot	10.975	11.777	15.20	14.44	10.45	13.49
M. forfaitaire	11.43	8,92	13.79	10.44	9.498	13.14
Max	11.43	11.777	15.20	14.44	10.45	13.49

Tableau III.34 : Les sollicitations maximum ELS.

III.5.6.4. Calcul du ferrillage :

Le ferrillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b=65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; d=19\text{cm}; h_0=5\text{cm}; h=21\text{cm}.$

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75.98 \text{KN.m} > M_u = 15.879 \text{KN.m}$$

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire (b×h)

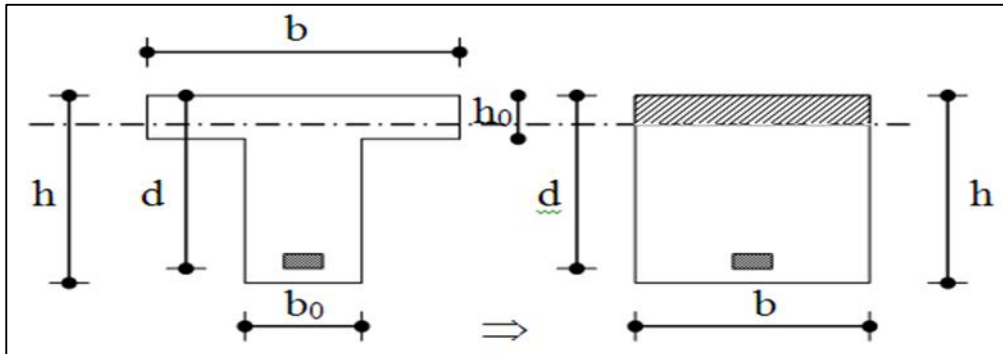


Figure III.36 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

✓ **En travée :**

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ et } \tilde{\mu} = 0,392$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{Ser}}$$

$$r_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \tilde{\mu}})$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot r_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{f_s} \text{ et } f_s = 348 \text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

TypesDe plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	α	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _s Adopté	A _s [cm ²]
Terrasse	15.879	0,047	0	0,060	2,41	1,49	2HA14	3.08
Habitation	14.46	0,043	0	0,055	2,21	1,49	2HA12	2,26

Tableau III.35: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en travée.

✓ **Sur appui :**

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \text{ et } \tilde{\mu}_R = 0,392$$

$$r = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\tilde{\mu}})$$

$$A_s = \frac{0.8.r_u.b.d.\dagger_{bc}}{\dagger_s} \text{ et } \dagger_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

TypesDe plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	A	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _s Adopté	A _s [cm ²]
Terrasse	16.126	0,0484	0	0,062	2,49	1,49	2HA14	3.08
habitation	14.458	0,043	0	0,055	2.21	1,49	2HA12	2,26

Tableau III.36 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appui .

III.5.6.5. Calcul des Armatures transversale :

$$w_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,4\right) \text{ cm} = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte un cadre w8 $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

III.5.6.6. Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = \min(17,1; 40\text{cm}) = 17,1 \text{ cm}$$

On adopte: **S_t=16cm.**

III.5.6.7. Vérification a l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\text{ser}}}{I} . Y \leq \frac{\sigma}{f_{c28}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ &= \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} \\ &= \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \end{aligned}$$

Types de plancher	A	χ	$\frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$r \leq \frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,37	0,435	cv
habitation	0,055	1,38	0,44	cv

Tableau III.37 : Vérification a l'ELS sur appuis

TypesDe plancher	r	χ	$\frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$r \leq \frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,39	0,445	cv
habitation	0,055	1,00	0,25	cv

Tableau III.38 : Vérification a l'ELS sur travée

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$$T_{u,max} = 20.824KN$$

$$\bar{\sigma}_u \leq \min(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{b}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.824 \cdot 10^3}{120 \cdot 190} = 0,913 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_u = 0,913 \leq \bar{\sigma}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$

❖ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:**

$$T_{u,max} = 20.824KN$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{u,max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 20,824 \cdot 10^3}{120 \cdot 0,9 \cdot 190} = 2,03 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

III.5.6.8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

❖ **Plancher Terrasse :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{21}{530} \geq \frac{15.879}{20.24.43} \Rightarrow 0,039 \geq 0,033 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{21}{530} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,039 \geq 0,037 \dots\dots\dots cv.$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{3.08}{65.19} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0025 \leq 0,005 \dots\dots\dots cv.$$

❖ **Plancher courant :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{21}{530} \geq \frac{14.46}{20.21.91} \Rightarrow 0,042 \geq 0,033 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{475} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,039 \geq 0,037 \dots\dots\dots cv.$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{3.08}{65.19} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0025 \leq 0,005 \dots\dots\dots cv.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.7. Schéma de ferrailage:

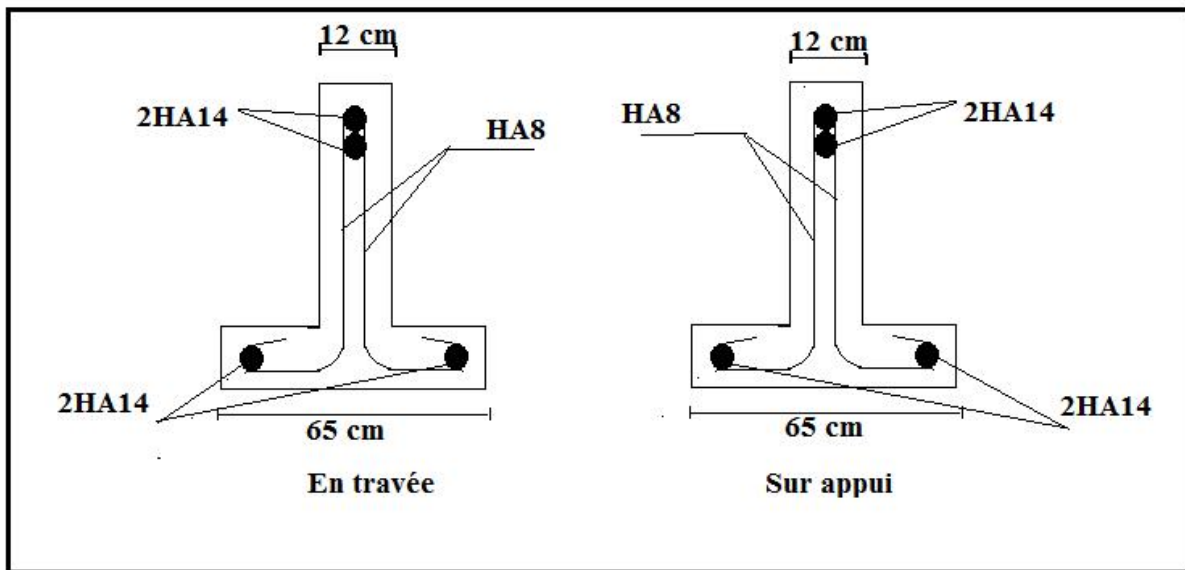


Figure III.37 : Disposition constructive des armatures des poutrelles (Plancher terrasse).

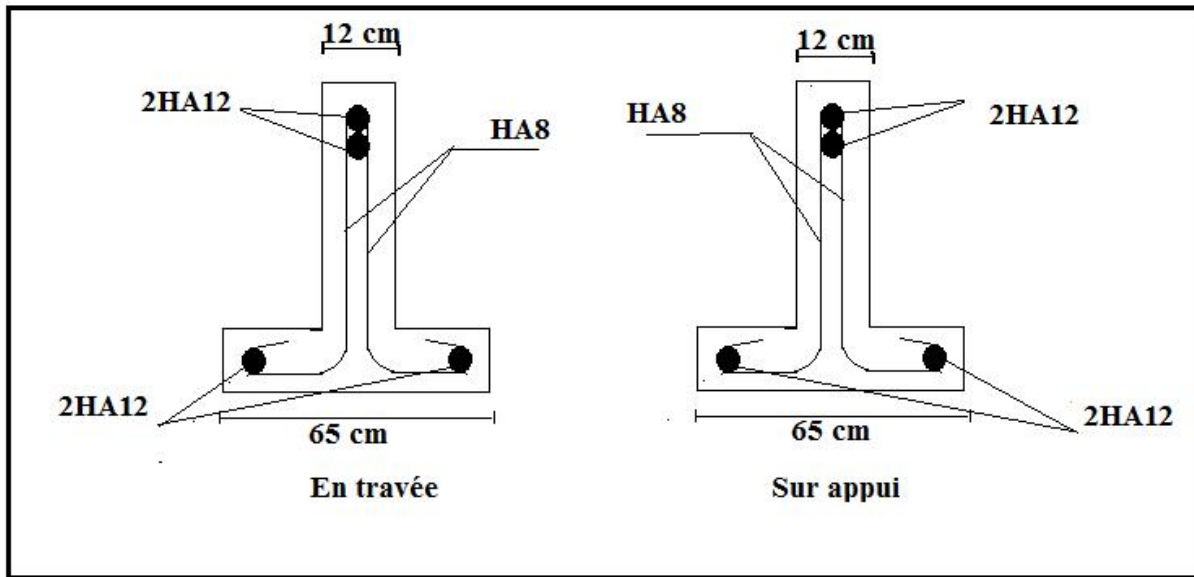


Figure III.38 : Disposition constructive des armatures des poutrelles
(Plancher courant).

III.6. La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- ✓ La section d’armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :
- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.
- La section d’armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50\text{cm.} \\ A_t \geq 0,02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm.} \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l’acier FeE520 (Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520 Ø 6mm).
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50 \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,50\text{cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T6=1,41cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

1. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 5\text{T6} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, et de nuance TLE520 ; $f_e = 520 \text{ MPa}$;
 $A_t = \emptyset = 6 \text{ mm}$.

III.6.1. Schéma de ferrailage:

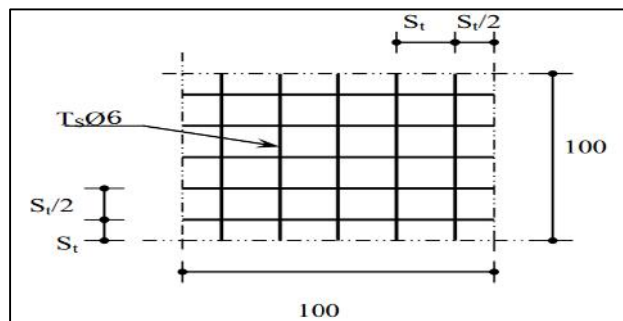


Figure III.39: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

Chapitre IV.

ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

IV.1.1. Généralités sur les séismes :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version 2003 " concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf : (zone 0)

IV.1.2. La prise en compte du risque sismique dans les constructions :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points : le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique, la mise en œuvre soignée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée et à sa masse. La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- La recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- La recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- La recherche à favoriser la résistance mécanique.

On peut également utiliser des appuis parasismiques appelés isolateurs.

La conception architecturale parasismique n'est pas obligatoire mais son rôle est fondamental dans la résistance des constructions aux séismes. Elle comprend trois volets :

La partie architecturale, la partie constructive et le contreventement.

IV.1.3. La partie architecturale :

La forme des bâtiments est l'élément le plus important car elle peut éviter des désordres graves. Elle devrait être aussi simple, symétrique et régulière que possible pour éviter des contraintes dévastatrices dues à la torsion d'ensemble.

Il est souhaitable que les variations de rigidité soient progressives en plan et en élévation et de fractionner les bâtiments à forme complexe par des joints parasismiques suffisamment larges afin d'éviter des collisions entre blocs voisins.

Le principe de non résonance entre le bâtiment et le sol pour éviter l'amplification de l'accélération.

La position du centre de gravité devrait être la plus basse possible avec une distribution uniforme des masses.

Les éléments d'architecture peuvent revêtir une importance primordiale dans le comportement dynamique de la structure s'ils sont mal positionnés ou mal dimensionnés.

IV.1.4. La partie constructive :

Elle concerne le choix du système porteur et de sa disposition ; un choix judicieux va permettre de minimiser les coûts de la protection parasismique qui pour un ouvrage neuf ne devrait pas excéder 5% du prix du gros œuvre.

L'efficacité du comportement parasismique est directement liée à la nature du système porteur : les structures métalliques conviennent bien en toute zone, de même les ossatures en bois et celles en béton armé de type voile. Par contre certains systèmes tels que les maçonneries non chaînées ou non armées sont à proscrire, les portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie ont quant à eux un comportement médiocre.

L'architecte devrait veiller à assurer une bonne continuité mécanique aussi bien verticalement grâce à une descente de charges en alignant les poteaux pour éviter l'effet baïonnette qui cisaille les poutres, qu'horizontalement en ancrant les planchers correctement dans les murs.

De même il devra favoriser la symétrie en plan et en élévation ainsi qu'une homogénéité dans les systèmes porteurs et les matériaux.

L'étude consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis de ces actions sismique et de vérifier par calcul la sécurité de la construction. Pour cette raison, on tient compte dans le calcul les combinaisons les plus défavorables suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondéré.

E : effort de séisme.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique des structures peut se faire par l'un des méthodes suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'application de la méthode statique équivalente doit vérifier les conditions citées à **(l'article 4.1.2 page 24 du RPA99)**. Il se trouve que notre ouvrage ne vérifié pas une certaine condition exigée par la méthode, et permet ces conditions : donc l'étude de l'ouvrage sous l'action sismique doit être obligatoirement dynamique qui se base sur l'utilisation de spectre de réponse adoptée au site de construction.

La condition non vérifier est la suivante :

D'après (l'article 4.1.2.b page 24 du RPA99) ; pour la zone I et groupe d'usage 2 ; il faut que la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux où 23m alors dans notre cas on à 6 niveaux avec 19,06m (y compris l'acrotère =0.7m).

Néanmoins un calcul par la méthode statique équivalente est nécessaire par vérifier la condition $V_d > 0.8V_s$.

❖ **Régularité en élévation** : la structure est classée régulière en élévation.

$H = 19.06 \text{ m} < 65\text{m}$.

$$\frac{B_m}{B} = \frac{35.37}{35.37} = 1 > 0,67 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{B_i}{B_i - 1} = \frac{35.37}{35.37} = 1 > 0,80 \dots \dots \dots CV$$

❖ **Régularité en plan** :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.87}{35.37} = 0.14 < 0,25 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{3.10}{15.32} = 0.43 < 0,25 \dots \dots \dots CV$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{35.37}{15.32} = 2.31 \leq 4 \dots \dots \dots CV$$

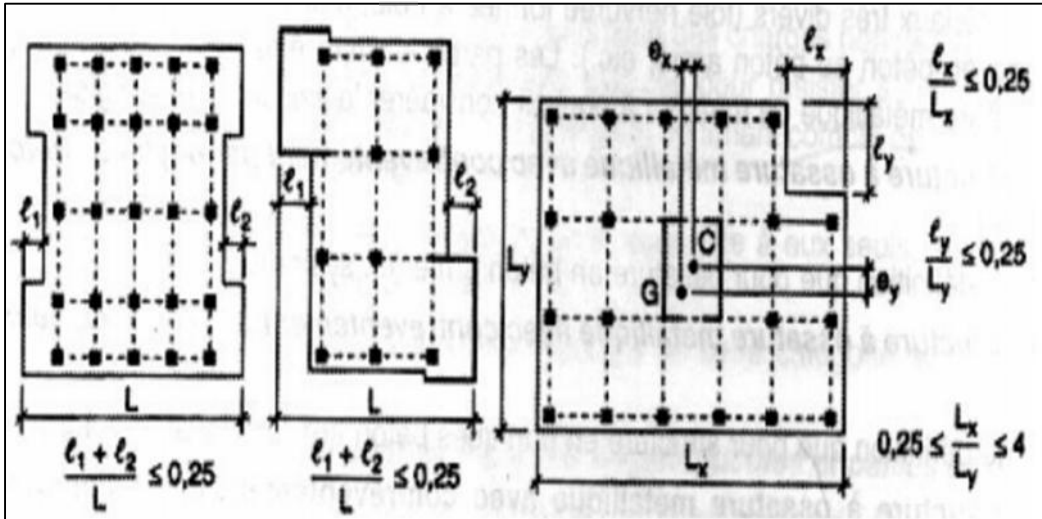


Figure IV.1 : Limites des décrochements en plan.

Donc la structure est n'est pas régulière en plan.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a).

Donc, dans notre cas la méthode statique équivalent est acceptable.

IV.4. Méthode Statique équivalent :

IV.4.1. Principe :

Nous permettons de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de force statique, fictives dont les efforts sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

❖ Calcul de V « force sismique total à la base » :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4.1 RPA 99) selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

(Zone I groupe 2) A=0.08.

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site de facteur de correction d'amortissement () et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 < T < T_2 \\ 2.5 (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3 \text{ s} \\ 2.5 (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{ampériques} = \min(C_T h_n^{3/4}; 0.09 * L_x / \sqrt{I_x}; 0.09 * L_y / \sqrt{I_y}).$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6)

$$C_T = 0.05$$

h_n : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 18.36 \text{ m}$$

$$T = 0.05(18.36)^{3/4} = 0.443 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 * L_x / \sqrt{I_x} = 0.28 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 * L_y / \sqrt{I_y} = 0.42 \text{ s}$$

$$T_{ampériques} = 0.28 \text{ s}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

$$\text{Site 2 : } S_2 \quad T_1 = 0.15$$

$$T_2 = 0.4$$

$$T_x : \quad 0 < T < T_2 \quad D_x = 2.5$$

$$T_y : \quad T_2 < T < 3 \text{ s} \quad D_y = 2.5 (T_2/T)^{2/3}$$

: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\xi = 7 \text{ (Tableau 4.2)} \Rightarrow \eta = 0.882$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta = 2.2$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{0.4}{0.28}\right)^{2/3} = 2.13$$

R : coefficient global de la structure (tableau 3.4)

$$R = 5$$

Q : facteur de qualité

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

$$Q = 1 + \sum P_q = (1 + 0.1 + 0.05) = 1.15$$

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

$$V_x = AD_x QW / R$$

$$V_y = AD_y QW / R$$

$$V_x = (0.08 \times 2.2 \times 1.15 \times 9694.05) / 5 = 392.42 \text{ KN}$$

$$V_y = (0.08 \times 2.13 \times 1.15 \times 9694.05) / 5 = 380 \text{ KN}$$

IV.4.2. Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul le calcul « **Autodesk Robot-2014** ».

IV.4.3. Présentation du logiciel :

Robot auto desk 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs

caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- ✓ Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- ✓ Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position «vérifier structure».

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M , effort tranchant T , efforts normales, contraintes ...).

IV.4.4. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ✓ Choix de l'unité du travail ; KN et m.
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot auto-desk-2014
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- ✓ On introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton.
- ✓ On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- ✓ On introduit les conditions aux limites.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- ✓ **Charge permanente G** : due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
 - ✓ **Charges d'exploitation Q** : les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
 - ✓ **Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X , Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges ;
 - Vérification des erreurs;
 - Lancement de l'analyse;
 - Interprétation des résultats;
 - Détermination du spectre de réponse.

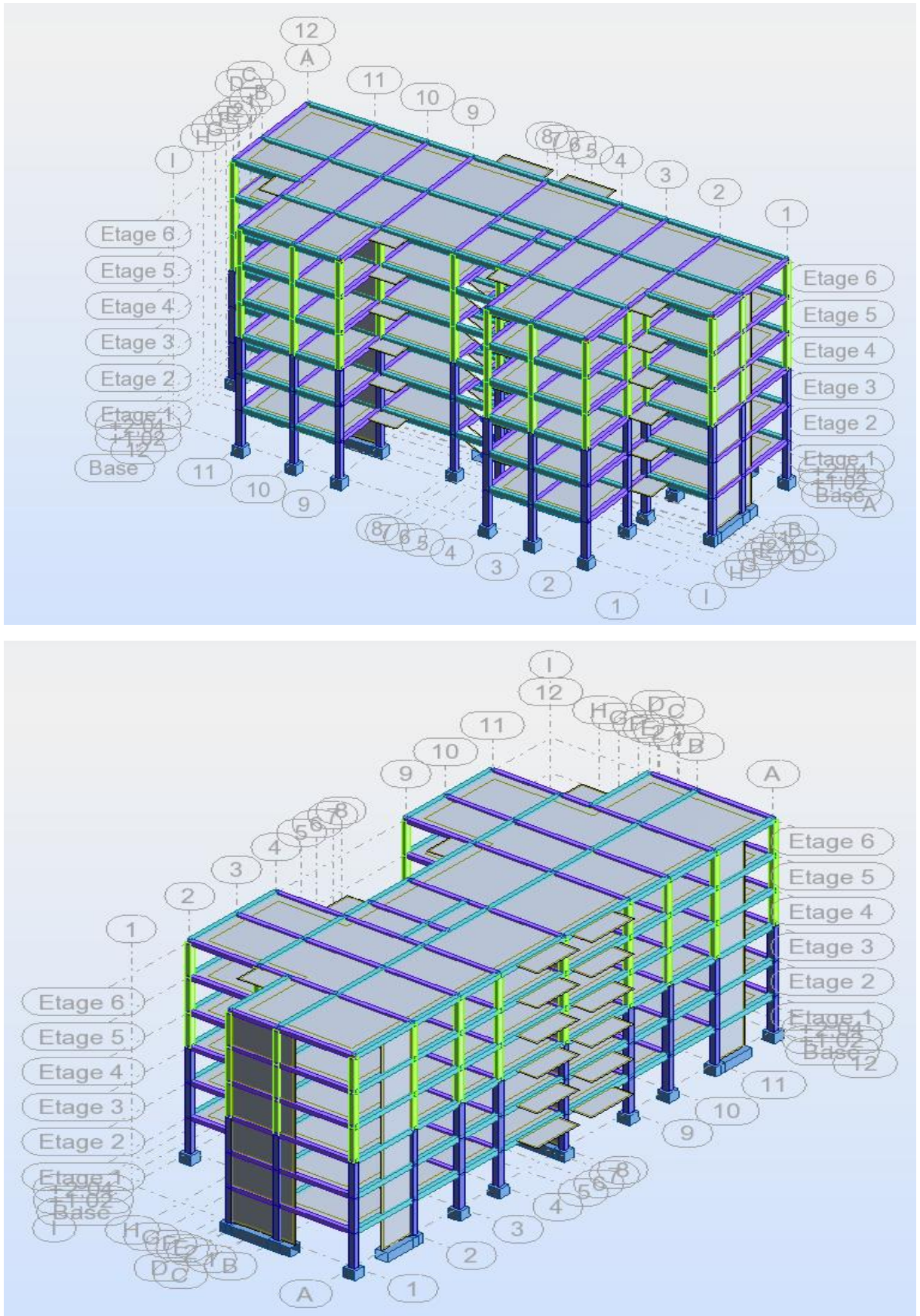


Figure IV.2 : modèle de la structure en tridimensionnelle

IV.4.5. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.4.6. Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left[(1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec}. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{sec}. \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

❖ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

❖ **Poids repris par les voiles :**

$G_{\text{voile}} = 4329,78 \text{ KN}$

$Q_{\text{voile}} = 2150,43 \text{ KN}$

Poids repris par les voiles = $G_{voile} + 0,2. Q_{voile} = 4760$ KN.

❖ **Poids de la structure :**

$G_{struct} = 8833.02$ KN.

$Q_{struct} = 4305.13$ KN.

Poids repris par les voiles = $G_{structure} + 0,2. Q_{structure} = 9694.05$ KN

20% du poids de la structure = 1938.81 KN

Poids repris par les voiles = 4760 KN > 20% du poids de la structure = 1938.81 KN

Donc nous sommes bien dans **le système de Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide**.

Avec : **R = 5.**

IV.5. Nombre de mode à considérer:

Selon **l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5.1. Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après **l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

❖ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

IV.5.2. Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

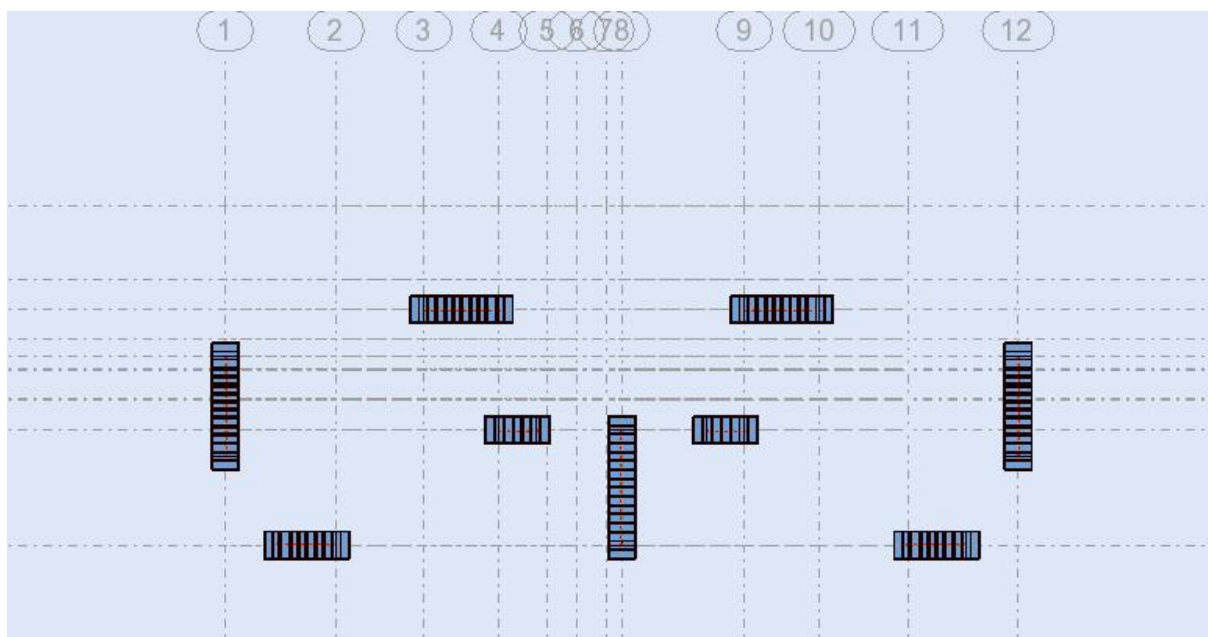


Figure IV.3: La disposition des murs voiles.

Période fondamentale de la structure $T_{\text{empirique}} = 0,28 \text{ sec.}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,28 = 0,364 \text{ sec} \geq T_{\text{numérique}} = 0,29 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.5.3. Poids total de la structure : Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)

Il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.**

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.**

Pour notre type de Bâtiment d'habitation et... : **= 0,20.**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014.**

N° Etage	Masse [KN]
RDC	4062.21
Etage 1	4062.21
Etage 2	4062.21
Etage 3	3956
Etage 4	3956
Etage 5	4189.11
$\sum_{i=1}^n W_i$	24287.74

tableau IV.2 : poids de la structure.

IV.5.4. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left[(1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec.} \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{sec.} \end{cases}$$

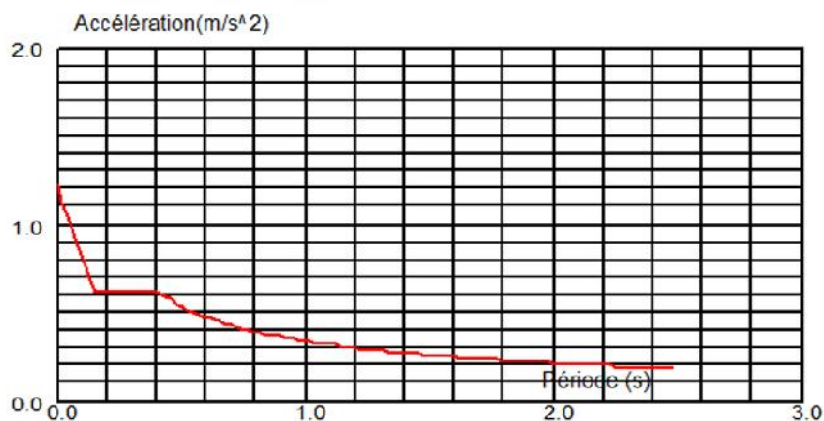


Figure IV.4 : Diagramme de spectre de réponse

IV.5.4.1. Nombre des modes considérées :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 6 niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{6} \Rightarrow K \geq 9$$

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,29	3.90	66.57	Trans Y	3.90	66.57
2	0,28	70.50	70.66	Trans X	66.60	4.08
3	0,24	72.86	70.72	Torsion	2.36	0,06
4	0,08	89,18	70.74	/	16.32	0,03
5	0,07	89,20	90.02	/	0,02	19.28
6	0,06	89,69	90.02	/	0,49	0,00
7	0,05	94,69	90.03	/	0.00	0,01
8	0,04	94,69	95.03	/	0,00	4,99
9	0,04	90.64	95.04	/	0.95	0,02

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).

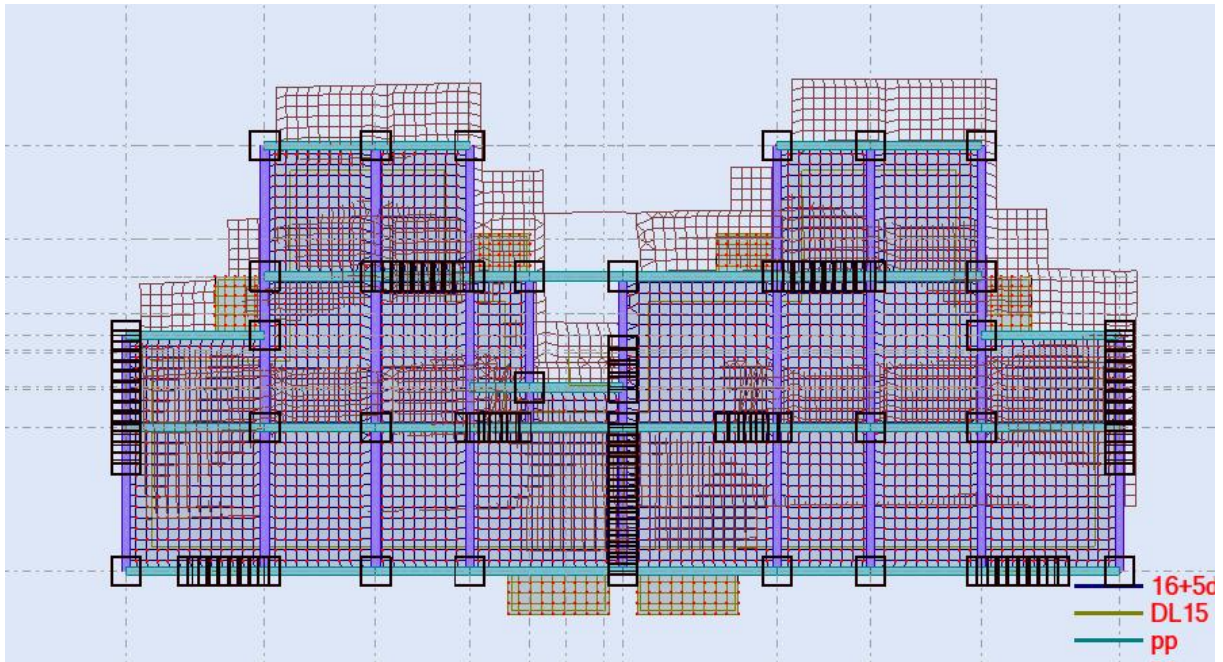


Figure IV.5 : 1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (translation suivant Y)

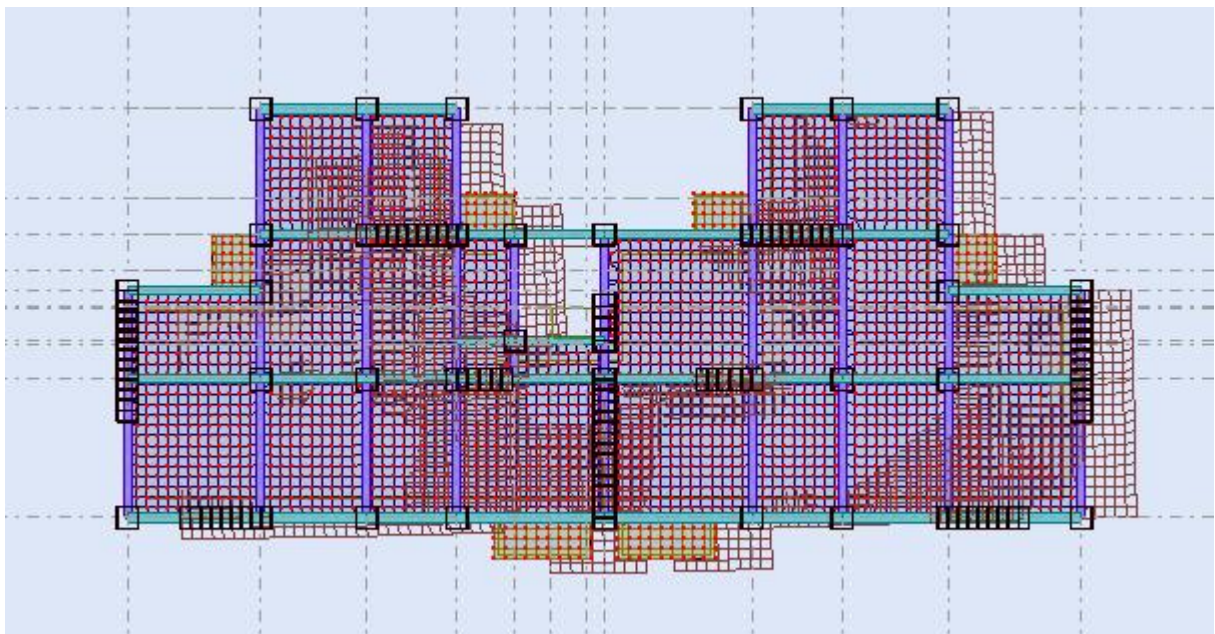


Figure IV.6: 2^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (translation suivant X)

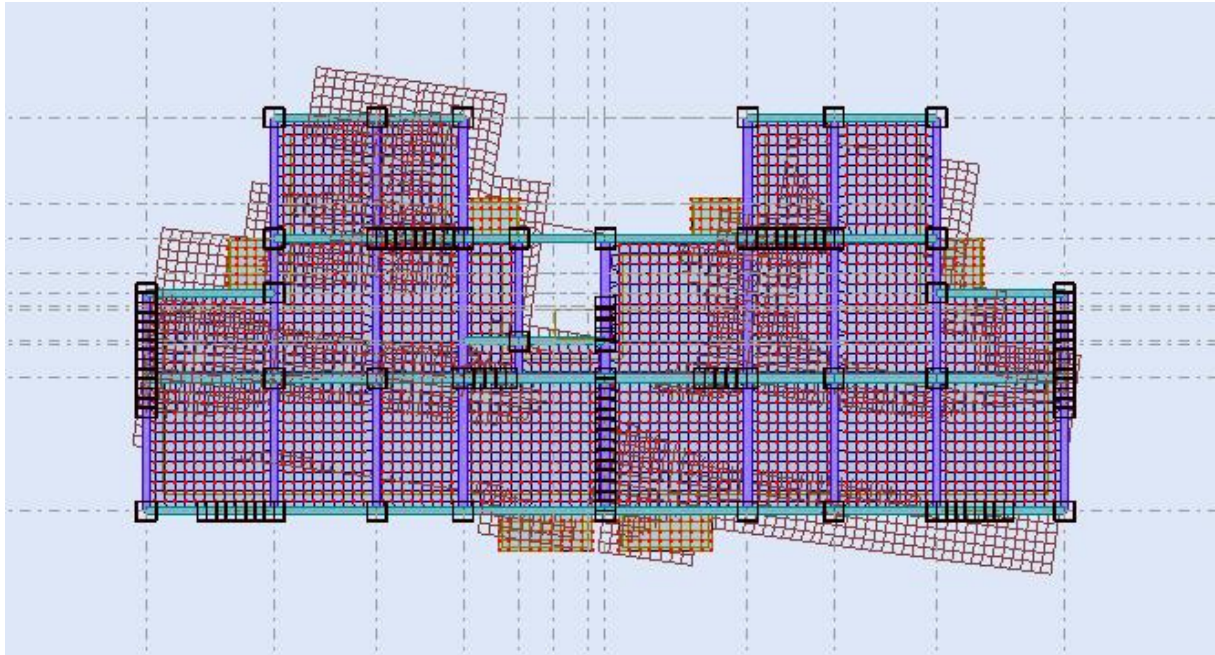


Figure IV.7 : 3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (torsion)

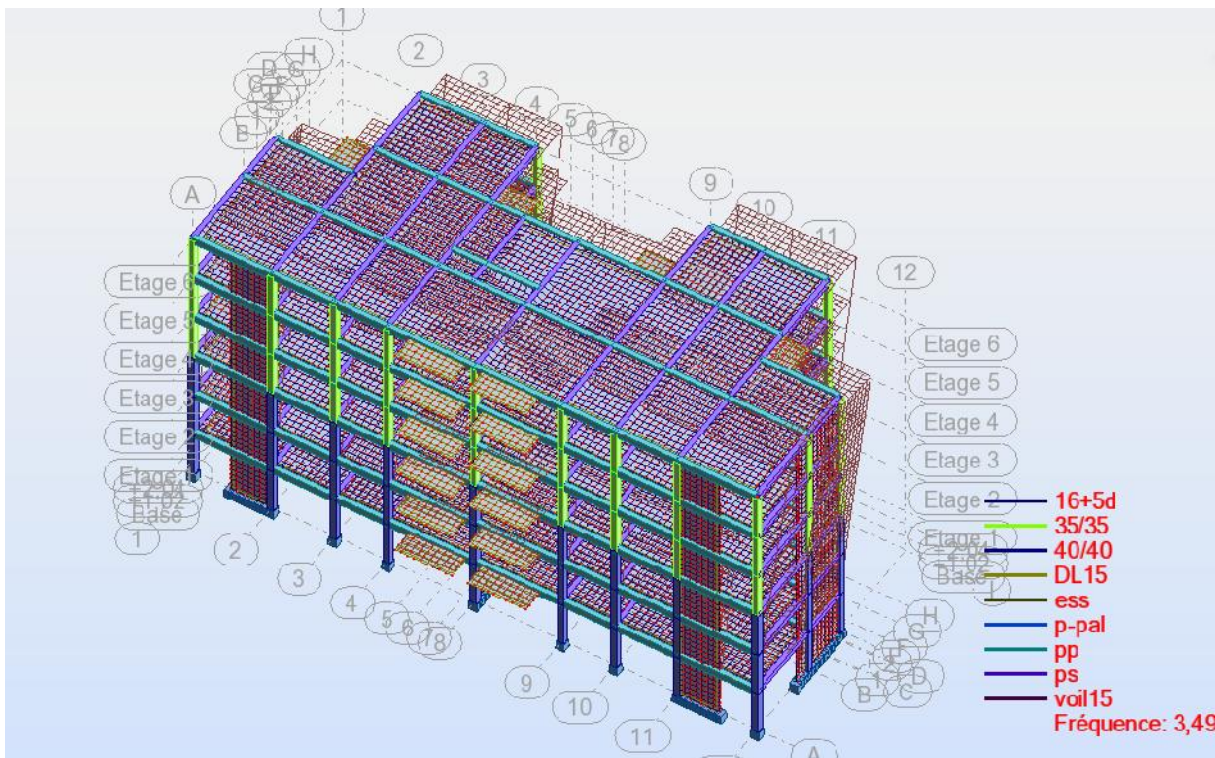


Figure IV.8 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D .

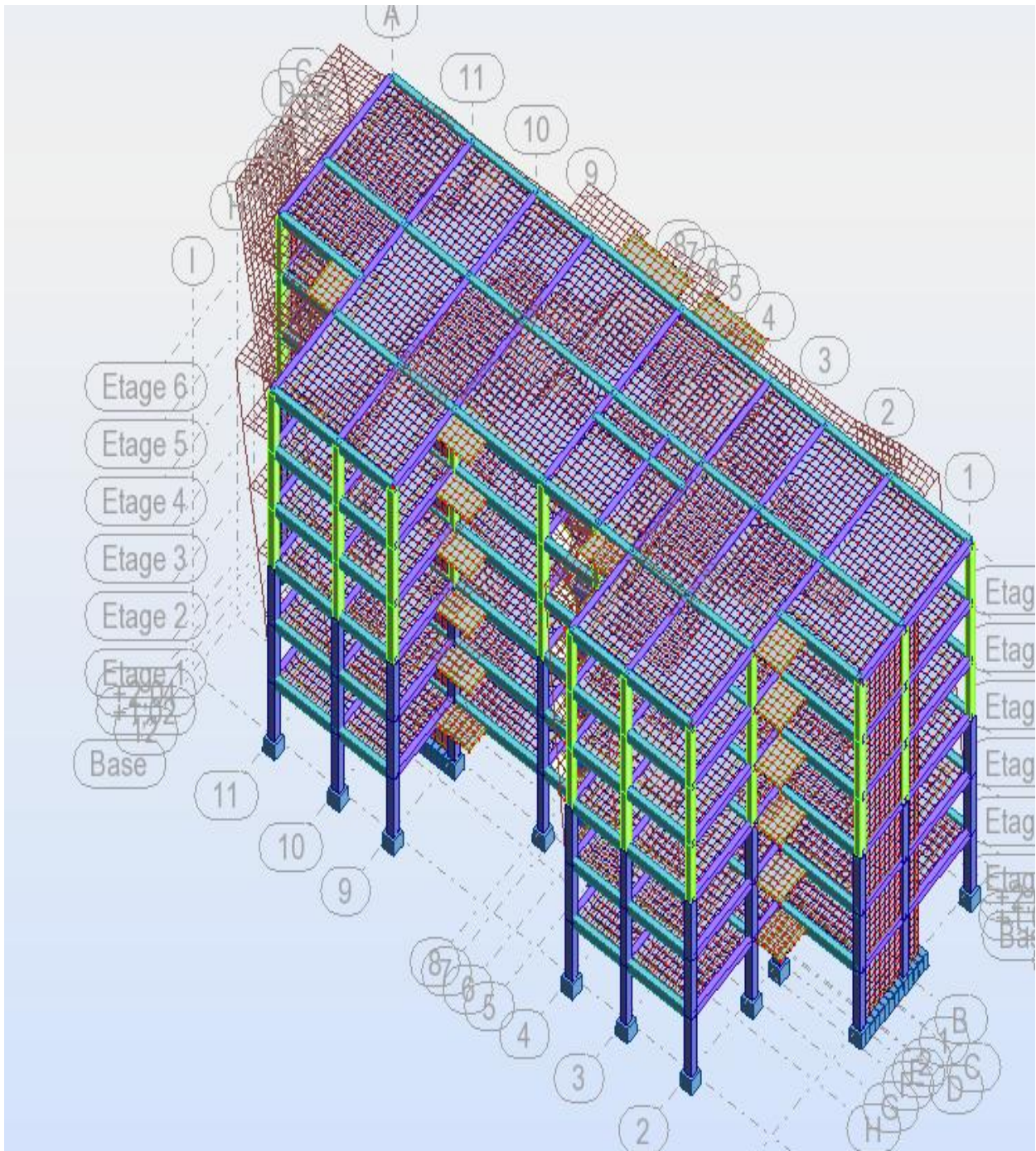


Figure IV.9 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.

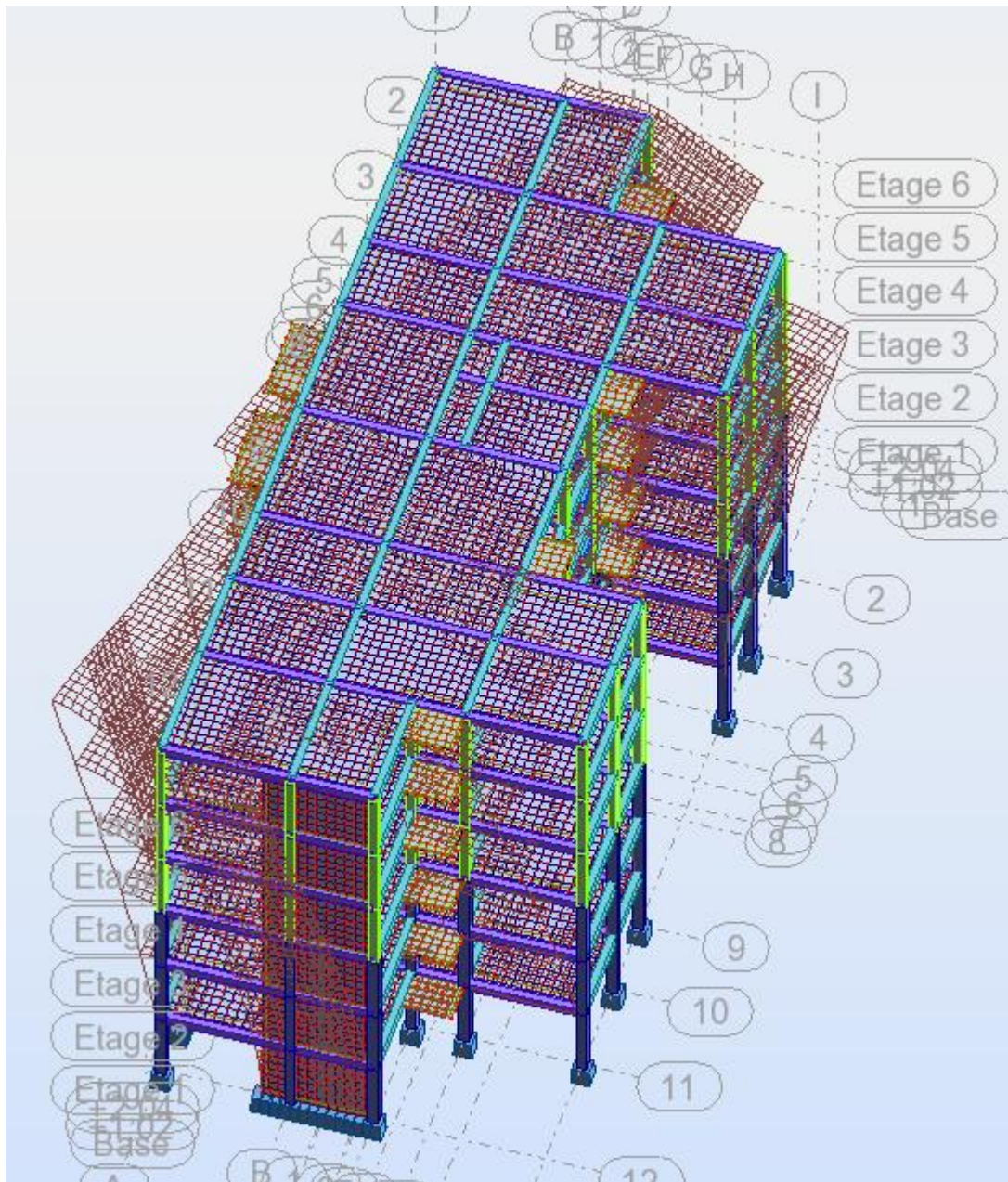


Figure IV.10 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D.

IV.5.5. Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.5.5.1. Calcul de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot x_i)}{I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot y_i)}{I_{yi}} \end{cases}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy). ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément. ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

❖ **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

❖ **Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \cdot a'^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a' \cdot b'^3}{12}$$

D'après l'application de la formule(1) les résultats du centre de torsion sontregroupés dans le tableau VI.3.

IV.5.5.2. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot x_{Gi})}{W_i} \\ Y_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot y_{Gi})}{W_i} \end{cases}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$Y_{Mi}; Y_{Mi}$: Coor données du centre de masse de l'élément (i)du niveau considéré.

$x_{Gi}; y_{Gi}$: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

Les résultats du centre de masse donné par le " le logiciel Robot AUTODESK 2014 "des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$W_{\text{étage}}$ [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X_{Mi} (m)	Y_{Mi} (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29
Etage 1	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29
Etage 2	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29
Etage 3	3956	7.47	6.93	7.42	6.29
Etage 4	3956	7.47	6.93	7.42	6.29
Etage 5	4189.11	7.48	6.93	7.44	6.29

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de torsion.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ **Les réactions à la base :**

- ✓ $V_{X \text{ dynamique}} = 465.51 \text{ KN.}$
- ✓ $V_{Y \text{ dynamique}} = 472.74 \text{ KN.}$

	$V_{\text{dynamique}}(\text{KN})$	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$0.8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
V_X	465.51	392.42	Condition vérifiée
V_Y	472.74	380	Condition vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.5.3. Vérification de déplacement :

❖ **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l’RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

❖ **Calcul et vérification des déplacements :**

D’après le (RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51) le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K \approx R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal au niveau k

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau :

$$k = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e :Hauteur d'étage

$$k < \Delta_{radm} \dots \dots \dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

NIVEAU	ek (cm)		k (cm)		k		radm	Observation
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		
RDC	0.1	0,1	0.5	0.5	0.5	0.5	3.06	k < radm..... CV
1	0.2	0.2	1.0	1,0	0.5	0.5	3,06	k < radm..... CV

2	0.3	0.4	1.5	2,0	0.5	1	3,06	k < radm..... CV
3	0.5	0.6	2.5	3,0	1.0	1	3,06	k < radm..... CV
4	0.7	0.9	3.5	4,5	1	1.5	3,06	k < radm..... CV
5	0.8	1,1	4	5.5	0.5	1	3,06	k < radm..... CV

Tableau IV.6 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

✓ **Calcul V_k :**

$$V_k \approx F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec } \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \dots\dots \text{ si: } T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{ si: } T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$T = 0,28 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow$ (**RPA 99version2003/4. 2. 5**).

La force sismique équivalente qui se développe au niveau **i** est donnée par L'expression:

$$V_k \approx \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[\frac{(V_t - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

W_i : Poids propre de l'étage.

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t : Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 465.51 \text{ KN.} \\ V_y \text{ dynamique} = 472.74 \text{ KN.} \end{cases}$$

RDC :

Sens-X:

$$F_{ix} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Sens-Y :

$$F_{iy} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Niveau	H _i (m)	W _i (KN)	W _i .H _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
RDC	3.06	4062.21	12430.33	22.21	22.56
1	6.12	4062.21	24860.66	44.43	45.13
2	9.18	4062.21	37291	66.65	67.69
3	12.24	3956	48421.44	86.54	87.89
4	15.30	3956	60526.8	108.18	109.86
5	18.36	4189.11	76912.06	137.47	139.6
∑ TOTALE	//	24287.74	260442.29	465.48	472.73

Tableau. IV.7: La distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

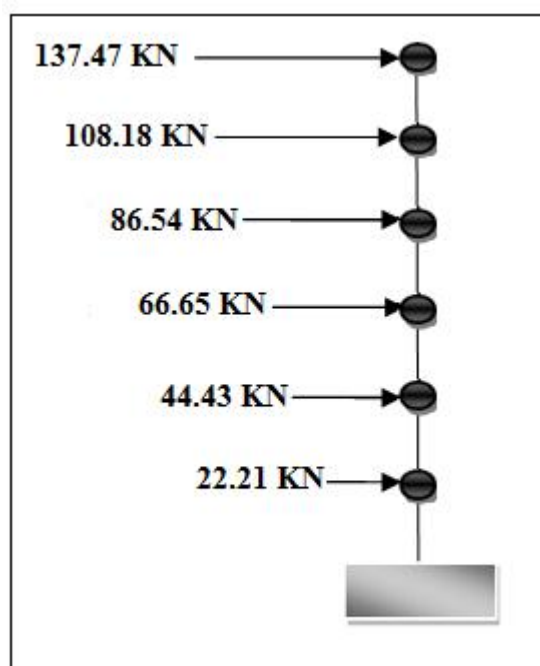


Figure IV.11 : La distribution de la résultante des forces sismiques dans le sens XX.

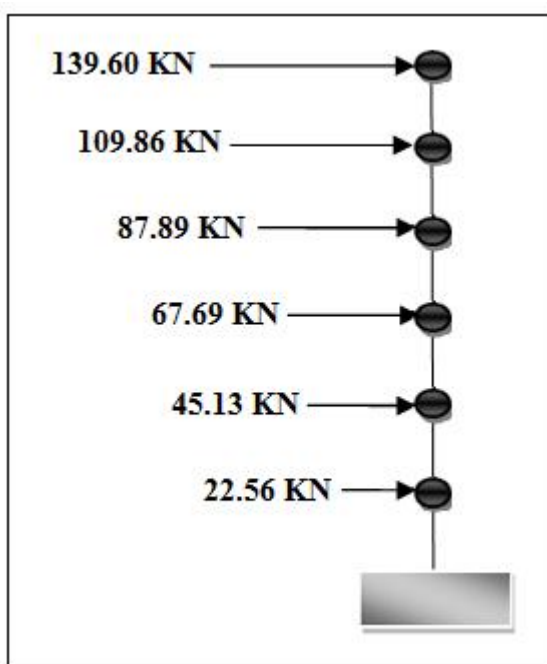


Figure IV.12 : La distribution de la résultante des forces sismiques dans le sens YY.

D’après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6)

L’effort tranchant au niveau de l’étage **k** est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi \left\{ \begin{array}{l} \sum F_{kx} \\ \sum F_{ky} \end{array} \right\}$$

Niveau	H _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{kx} (KN)	V _{ky} (KN)
RDC	3.06	22.21	22.56	465.48	472.73
1	6.12	44.43	45.13	443.27	450.17
2	9.18	66.65	67.69	389.84	405.04
3	12.24	86.54	87.89	332.19	337.35
4	15.30	108.18	109.86	245.65	249.46
5	18.36	137.47	139.6	137.47	139.6
∑ TOTALE	//	465.48	472.73	2022.9	2054.35

Tableau IV.8 : les efforts tranchants résultants

IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$= \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges D'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum W_{Gi} + W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	Θ	
RDC	24287.74	0.5	465.48	306	0,085	CV
Etage 1	20225.53	0.5	443.27	306	0,074	CV
Etage 2	16163.32	0.5	398.84	306	0,066	CV
Etage 3	12101.11	1.0	332.19	306	0,10	CV
Etage 4	8145.11	1.0	245.65	306	0,10	CV
Etage 5	4189.11	0.5	137.47	306	0,05	CV

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- sens X (Combinaison EX)

Niveau	P _k (kN)	k (cm)	V _{ky} (KN)	h _k (cm)	Θ	
RDC	24287.74	0.5	472.73	306	0,083	CV
Etage 1	20225.53	0.5	450.17	306	0,073	CV
Etage 2	16163.32	1	405.04	306	0,10	CV
Etage 3	12101.11	1	337.35	306	0,10	CV
Etage 4	8145.11	1.5	249.46	306	0,10	CV
Etage 5	4189.11	1	139.6	306	0,098	CV

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- sens Y (Combinaison EY)

IV.5.8. Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003. ±0,05 L** (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**.

Sens-X : $e_{\text{accidentelle}} = \text{Max}(0,05. L_X; e_{xt})$.

Sens-Y : $e_{\text{accidentelle}} = \text{Max}(0,05. L_Y; e_{yt})$.

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 :

$$X_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i}; Y_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i: La masse de l'élément **i**.

X_{Mi}; Y_{Mi} : Coordonnées du centre de gravité de l'élément **i** par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** a donné les résultats qui sont illustrés dans le **tableau IV-10** suivant :

Niveau	$W_{\text{étage}}$ [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Exentri-cité X	Exentri-cité Y
		X_{Mi} (m)	Y_{Mi} (m)	X_t (m)	Y_t (m)	Ex (m)	ey (m)
RDC	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29	0.05	0.64
Etage 1	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29	0.05	0.64
Etage 2	4062.21	17.42	6.93	17.47	6.29	0.05	0.64
Etage 3	3956	7.47	6.93	7.42	6.29	0.05	0.66
Etage 4	3956	7.47	6.93	7.42	6.29	0.05	0.66
Etage 5	4189.11	7.48	6.93	7.44	6.29	0.04	0.72

Tableau IV.11 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

Niveau	$W_{\text{étage}}$ [KN]	Exentri-cité X	Exentri-cité Y	Exentri-cité Acciden-telle X	Exentri-cité Acciden-telle Y
		ex (m)	ey (m)	ex acc $L_x*0.05$	ey acc $L_y*0.05$
RDC	4062.21	0.05	0.64	1.77	0.77
Etage 1	4062.21	0.05	0.64	1.77	0.77
Etage 2	4062.21	0.05	0.64	1.77	0.77
Etage 3	3956	0.05	0.66	1.77	0.77
Etage 4	3956	0.05	0.66	1.77	0.77
Etage 5	4189.11	0.04	0.72	1.77	0.77

Tableau IV.12 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans le tableau précédents l'excentricité dans tous les étages elle ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité.

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [RPA99version 2003. Art.3.5.1.0.2] :

Longueur du bâtiment = 35.37 m Alors : 15 %. $L_x = 5.30$ m

Largeur du bâtiment = 15.32 m Alors : 15 %. $L_y = 2.30$ m

Donc cette condition est vérifiée.

IV.5.9. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Avec :

Ms: Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

✓ **Moment stabilisant :**

Sens-X- : $M_s = W \cdot \frac{L_x}{2} = \frac{24287,74 \cdot 35,37}{2} = 429528.68$ KN.m

Sens-Y- : $M_s = W \cdot \frac{L_y}{2} = \frac{24287,74 \cdot 15,32}{2} = 186044.1$ KN.m

✓ **Moment renversant :**

Sens-X- : $M_r = \sum_i^n F \times h_i = 22,21 \cdot 3,06 + 44,43 \cdot 6,12 + 66,65 \cdot 9,18 + 86,54 \cdot 12,24 + 108,18 \cdot 15,30 + 137,47 \cdot 18,36 = 6190.1$ KN.m

Sens-Y- : $M_r = \sum_i^n F \times h_i = 22,56 \cdot 3,06 + 45,13 \cdot 6,12 + 67,69 \cdot 9,18 + 87,89 \cdot 12,24 + 109,86 \cdot 15,30 + 139,6 \cdot 18,36 = 69.04 + 276.2 + 621.4$

1075.77 + 1680.86 + 2563.1 = **6286.37** KN.m

✓ **Sens longitudinal :**

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
24287.74	35.37	17.685	429528.68	6190.1	69.38	CV

Tableau IV.13 : vérification de renversement sens longitudinal

✓ **Sens transversal :**

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
40822,53	15.32	7.66	186044.1	6286.37	29.59	CV

Tableau IV.14 : vérification de renversement de sens transversal.**IV.6. Conclusion :**

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

IV.7. ÉTUDE THERMIQUE :

IV.7.1. Introduction :

Dans les constructions, qu'elles soient de grande importance ou non, il est souvent rencontré de les voir laides à causes des fissurations trop apparentes, celles-ci ne sont pas tout le temps provoquées par les chargements statiques ou dynamiques seulement, mais il y a un autre facteur lui aussi très important, et c'est le facteur de la température.

Selon (CBA93/B.5.1), on trouve qu'il est exigé dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- ✓ 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEM qui rentrent dans la catégorie suivante.
- ✓ 25m dans les autres wilayas telle que les Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- ✓ 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

On admet cependant qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction () des effets du retrait et des variations de température.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Si } l < l_{\max} & \Rightarrow \alpha = 0 \\
 - \text{ Si } l_{\max} < l < 1,25 l_{\max} & \Rightarrow \alpha = 4 \left(\frac{l}{l_{\max}} - 1 \right) \\
 - \text{ Si } l > 1,25 l_{\max} & \Rightarrow \alpha = 1
 \end{aligned}$$

L_{\max} : La distance maximale admissible entre joints sans justification par un calcul à la température.

L: La distance entre joints prévue au projet.

Pour notre cas :

$$\left. \begin{aligned} l &= 32,37m \\ l_{\max} &= 25m \end{aligned} \right\} \Rightarrow 32,37m > 1,25 \cdot 25 = 31,25m$$

$r = 1$

Ce qui nous conduit à prendre dans les calculs la totalité des efforts dus à la variation linéaire de la température (traction, compression, flexion) en considération.

IV.7.2. Coefficient de dilatation thermique :

Comme la plupart des matériaux de construction, le béton a un coefficient de dilatation thermique positif, mais sa valeur dépend à la fois de la composition du béton et de son état hydrique au moment du changement de température. Selon (CBA93/A.3.1.3.3), en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

Université de KHENCHELA

IV.7.3. Composante de température (CBA93/A.3.1.3.3) :

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivante :

- ✓ En Algérie du nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C
- ✓ Pour le proche et le moyen sud : +45°C et -20°C
- ✓ Pour l'extrême sud : +50°C et -30°C

Pour les températures initiales, c'est la température où on coule le béton, et généralement les températures du coulage sont comprises entre (+10°C et +25°C).

Puisque notre projet se situe dans la willaya de Khenchela, donc la variation uniforme de température est comme suit +45°C et -20°C.

Selon (NF EN 1991-1-5, mai 2004 /section 5) La variation uniforme de température T_u , donnée par la différence entre la température moyenne T d'un élément et sa température d'origine T_0 .

$$T_u = T - T_0$$

Avec :

T : Est une température moyenne d'un élément de structure, résultant des températures climatiques en hiver ou en été et des températures d'exploitation.

T_0 : La température d'origine de réalisation de projet (Entre +10°C et +25°C)

- ✓ En été $\Rightarrow T_{u1} = T - T_0 = +45^\circ\text{C}$
- ✓ En hiver $\Rightarrow T_{u2} = T - T_0 = -20^\circ\text{C}$

IV.7.4. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions qui prennent en considération l'effet de température sont proviennent de la combinaison fondamentale indiquée au (CBA93/A.3.3.2.1) :

- ELU $1,35G + 1,5Q + 0,8T$
- ELS $G + Q + T$

IV.7.5. Méthode de calcul :

Pour le calcul des effets de la température on se base sur le logiciel ROBOT, tout en respectant les règles suivantes :

- $T_{u1} = +45^\circ\text{C}$ $T_{u2} = -20^\circ\text{C}$
- Puisque l'action thermique pris en compte est saisonnière donc elle est de longue durée, en utilise le Module de déformation différée E_v . (BAEL91/révisé99/A.3.1.3.3).

$$E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3} = 10818,86 \text{ [Mpa]}$$

- Pour les éléments non exposés à des variations climatiques journalières et saisonnières et de température d'exploitation, il est possible de ne pas faire l'étude des actions thermiques.
- Les effets climatiques doivent être déterminés en prenant en considération la variation de la température de l'air sous abri et le rayonnement solaire.

IV.7.6. Résultats :

Une fois les calculs faits, on fait une comparaison entre les résultats obtenus, pour une prise en compte plus approprié de l'effet de la température, on a annulé les liaisons rigides, c'est-à-dire qu'on utilise plus les planchers comme un diaphragme, car ceci ne permet pas le déplacement de chaque nœud seul, donc on ne verra pas le résultat correct.

IV.7.7. Discussion des résultats :

On voit bien qu'au niveau des poteaux les sollicitations obtenues par les combinaisons thermiques (ELU/ELS) sont moins importantes par rapport aux sollicitations obtenues par la combinaison de charges normal quel que soit dans les moments, efforts tranchants ou effort normal (compression/traction).

Les poutres dans ce projet sont des éléments porteurs sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables, en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

En final les sollicitations dues aux effets de température sont négligeables, donc on fera le ferrailage des éléments structuraux par les combinaisons et les sollicitations trouvées par la combinaison de charge normale quel que soit dans les moments, efforts tranchants ou effort normal (compression/traction).

Chapitre V :

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS**V.1. Introduction :**

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel **ROBOT 2014**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- ❖ Compression simple.
- ❖ Traction simple.
- ❖ Flexion simple.
- ❖ Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elle sont calculés à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants, ils seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type de poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

V.3. Ferrailage des portiques :**V.3.1. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité..

On effectue le calcul en suivant l'organigramme de la flexion simple :

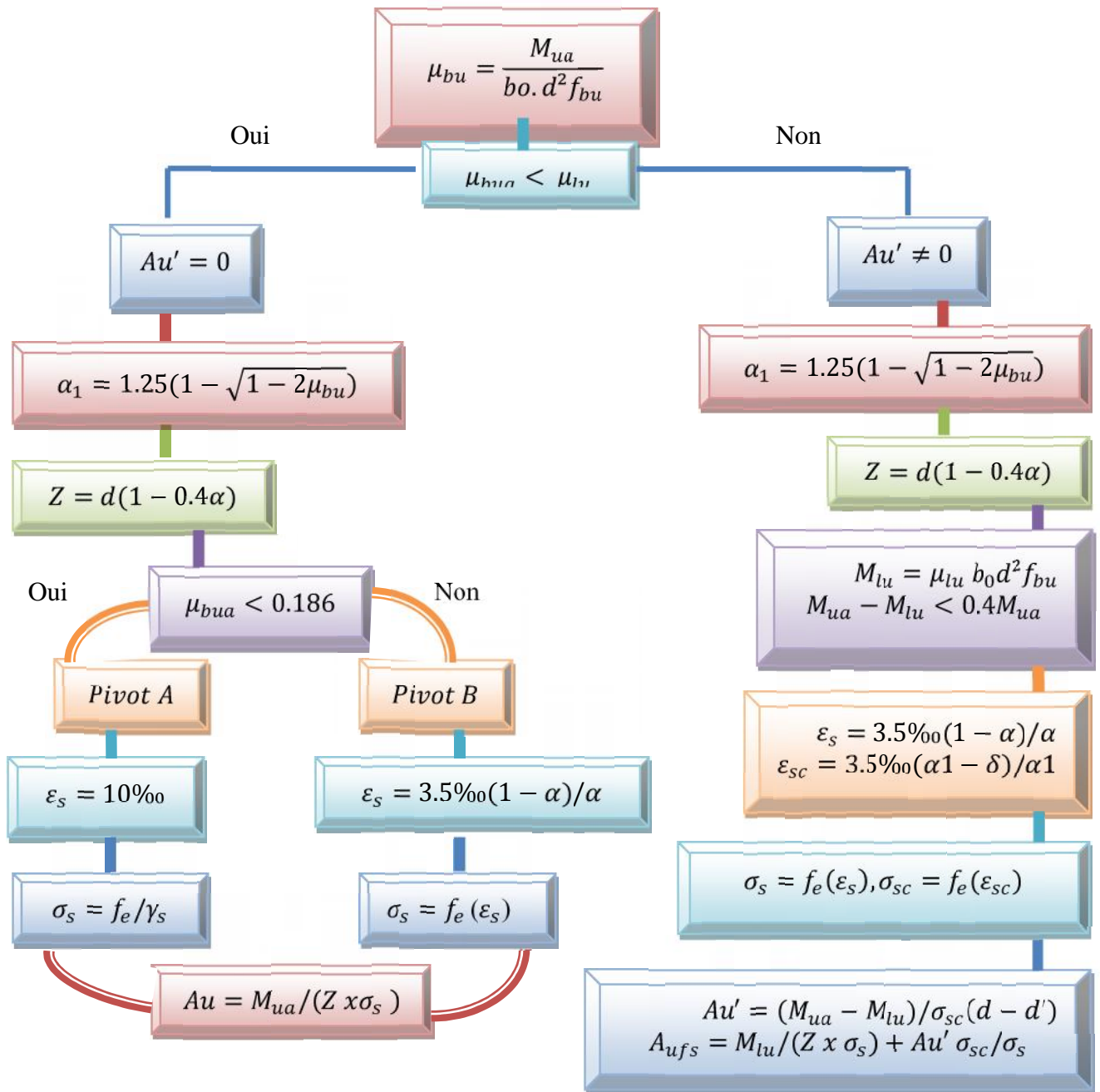


Figure V.1 : Organigramme pour le ferrailage des poutres.

V.3.1.1. combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

❖ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est données par : 1,35G + 1,5Q.

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

❖ **Etat accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

- ✓ $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003
- ✓ $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

- ✓ E.L.U : $1,35G + 1,5Q$ Selon BAEL 99.
- ✓ Accidentels : $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003.
- ✓ Accidentels : $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003.
- ❖ Pour les poutres dans l'axe X :
 - ✓ $G + Q \pm EY$
 - ✓ $0,8G \pm EY$
- ❖ Pour les poutres dans l'axe Y :
 - ✓ $G + Q \pm EX$
 - ✓ $0,8G \pm EX$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

❖ **Ferraillage par BAEL91 :**

BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité des valeurs des actions.

V.3.1. 2. Etapes à suivre :❖ **Armatures longitudinales :**

- ✓ La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\alpha_b}$
- ✓ $d=0,9 \cdot h$.
- ✓ Le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

Mu : Moment fléchissant ;

b: Largeur de la poutre ;

d: La hauteur utile de la section.

Si $\xi < 0,392$: L'état limite ultime est atteint au **pivot A**.

$$\gamma = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\xi})$$

❖ **Vérification :**

▪ **BAEL 91 :**

✓ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\bar{f}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\chi_b}, 5Mpa \right\} \Rightarrow \bar{f}_u = 3,33Mpa$$

$$f_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{f}_u$$

Choix de \emptyset : $w_t \leq \min \left(w_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$ (BAEL 91).

▪ **Vérification à l'ELS :**

✓ La fissuration est peut préjudiciable

✓ Si $\xi_u \leq \frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.

✓ Avec : $\chi = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

▪ **Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**

❖ **Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.

✓ Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone I.

✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

❖ **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003.S.b$

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12w_t \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_i \leq \frac{h}{2}$$

V.3.1.3. Ferrailage des poutres :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
30×45	32.75	79.10	23.20	56.12	50,95	23.42
30×35	36.94	72.13	26.76	52.25	26.89	53.86

Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons

V.3.1.4. Exemple de calculs :

- ✓ Poutre principal de section (30×45) cm²
- ✓ Poutre principal de section (30×35) cm²
- ❖ **Armatures longitudinales :**
 - **Condition imposées par le RPA99/V2003 :**
 - ✓ Poutre principales: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutre secondaires: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
 - **Condition imposées par le BAEL.91mod99 :**
 - Poutre principales: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1,47 \text{ cm}^2$
 - Poutre secondaires: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1,14 \text{ cm}^2$

➤ ELU

- ✓ **En travée :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2$ (poutre porteuse), sens transversal ; $h = 0,45 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$;

$d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$.

$M_{ult} = 32.75 \text{ KN.m}$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$d=0,9 \times 0,4=0,405\text{m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 32,75 \cdot 10^6 / (300 \times 405^2 \times 14,17) = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,0589$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,395 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{32,75 \cdot 10^6}{0,395 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$6\text{HA}14 \text{ donc } A_{\text{adopte}} = 9,24 \text{ cm}^2$$

ELS :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,41$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

$$\alpha = 0,0589 \leq \bar{\alpha} = 0,45 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

Sur appuis :

ELU

$$M_{ula} = 79,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 79,10 \cdot 10^6 / (300 \times 405^2 \times 14,17) = 0,113 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,016$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,402 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{79,10 \cdot 10^3}{0,402 \times 348} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$6\text{HA}14 \text{ donc } A_{\text{adopte}} = 9,24 \text{ cm}^2$$

ELS :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,25$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

$$\alpha = 0,016 \leq \bar{\alpha} = 0,455 \dots \dots \dots CV.$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{f}_u = \min \left(0,2 \frac{F_{c28}}{x_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$V_U = 78,06KN$$

$$\dagger_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{78,06 \cdot 10^3}{300 \times 405} = 0,64MPa$$

Donc :

$$\dagger_u = 0,64MPa \leq \bar{f}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots cv$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

$$V_U \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$V_U = 78,06 \text{ KN} < 729,91 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{511} = 0,088 \geq 0,062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,088 \geq 0,041 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{30 \times 40,5} = 0,0063 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

❖ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \{ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 12,85\text{mm}$$

Donc on prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

✓ **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12\varphi_l; 30\text{cm}\right)$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

✓ **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5\text{cm} ; \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t,min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t \geq \max(0,45; 1,35)$$

$$A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01\text{cm}^2$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone 1}$$

❖ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :**

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

poutre	Position	M _{max} (KN.m)	b	d	μ		Z(cm)	A _t (cm ²)
p.principale 30×45	Travée	32.75	30	40,5	0,046	0,0589	39.5	9.24
	Appuis	79.10	30	40,5	0,113	0,016	40.2	9.24

p.secondair 30x35	Travée	36.94	30	31.5	0,088	0,1154	30	9.24
	Appuis	72.13	30	31.5	0,171	0,214	31.23	9.24

Tableau V.2 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.

❖ **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	x	f_{c28}	\bar{r}	r	$r < \bar{r}$
p.principale 30x45	Travée	1,41	25	0,455	0,0589	Cv
	Appuis	1,25	25	0,455	0,016	Cv
p.secondair 30x35	Travée	1,38	25	0,44	0,093	Cv
	Appuis	1,38	25	0,44	0,122	Cv

Tableau V.3 : vérification à l'E.L.S.

• **Remarque :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU Convient à ELS

poutre	Position	$A_{min} cm^2$		$A_s cm^2$	Barres choisies	$A_l cm^2$	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
p.principal e 30x45	Travée	1,47	6,75	2.38	6HA14	9.24	56
	Appuis	1,47	6,75	5.65	6HA14	9.24	56
p.secondair 30x35	Travée	1,14	5,25	3.53	6HA14	9.24	56
	Appuis	1,14	5,25	6.63	6HA14	9.24	56

Tableau V.4 : récapitulation des ferrailrages des poutres.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\chi_b}; 5MPa \right)$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

poutre	V_u .max KN		-	$\tau \leq \tau_u$
p.principal e 30x45	78,06	0,64	3,33	OUI
p.secondair 30x35	80,38	0,85	3,33	OUI

Tableau V.5 : vérification de la contrainte de cisaillement.

V.3.1.5. Schéma de ferrailage des poutres :

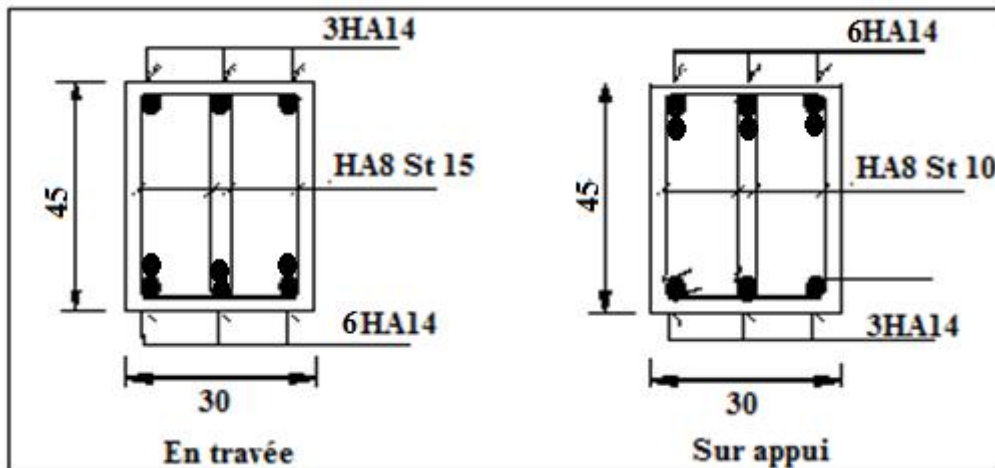


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

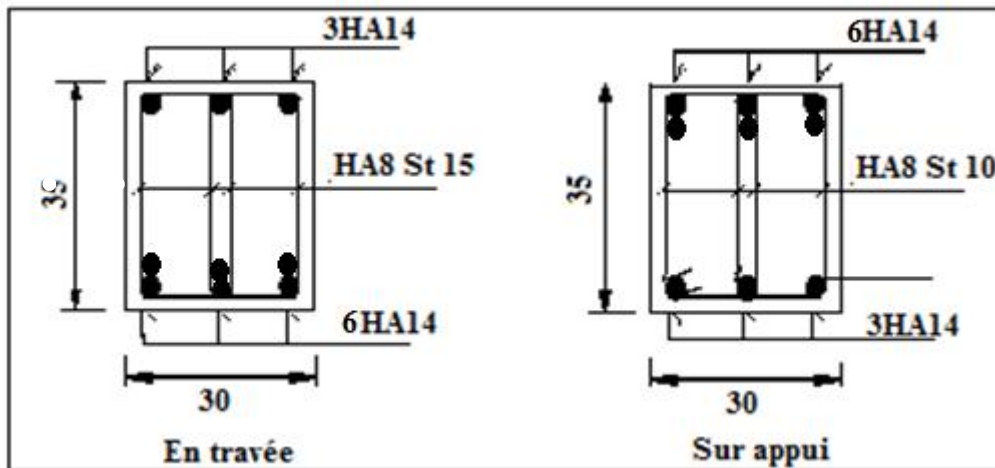


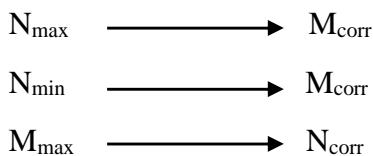
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3.2. Les poteaux :

V.3.2.1. Introduction :

Le ferrailage des portiques est déterminé selon le règlement B.A.E.L.91 tous en respectant les prescriptions du R.P.A.2003.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferrailage sera en flexion composée avec fissuration peu nuisible et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :



Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement tendue : **S.E.T**
- ✓ Section partiellement comprimée : **S.P.C**
- ✓ Section entièrement comprimée : **S.E.C**

V.3.2.2. combinaisons des charges :

- 1,35G + 1,5Qselon BAEL91 ;(1)
- G+Q ± E..... Selon RPA99/V2003 ; (2)
- 0,8G ± E Selon RPA99/V2003. (3)

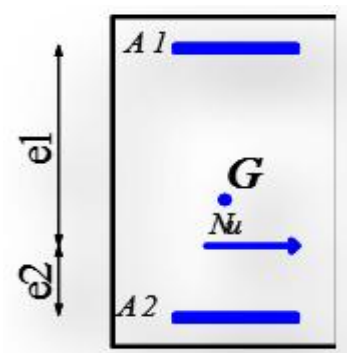
Avec :

G : Charges permanentes.

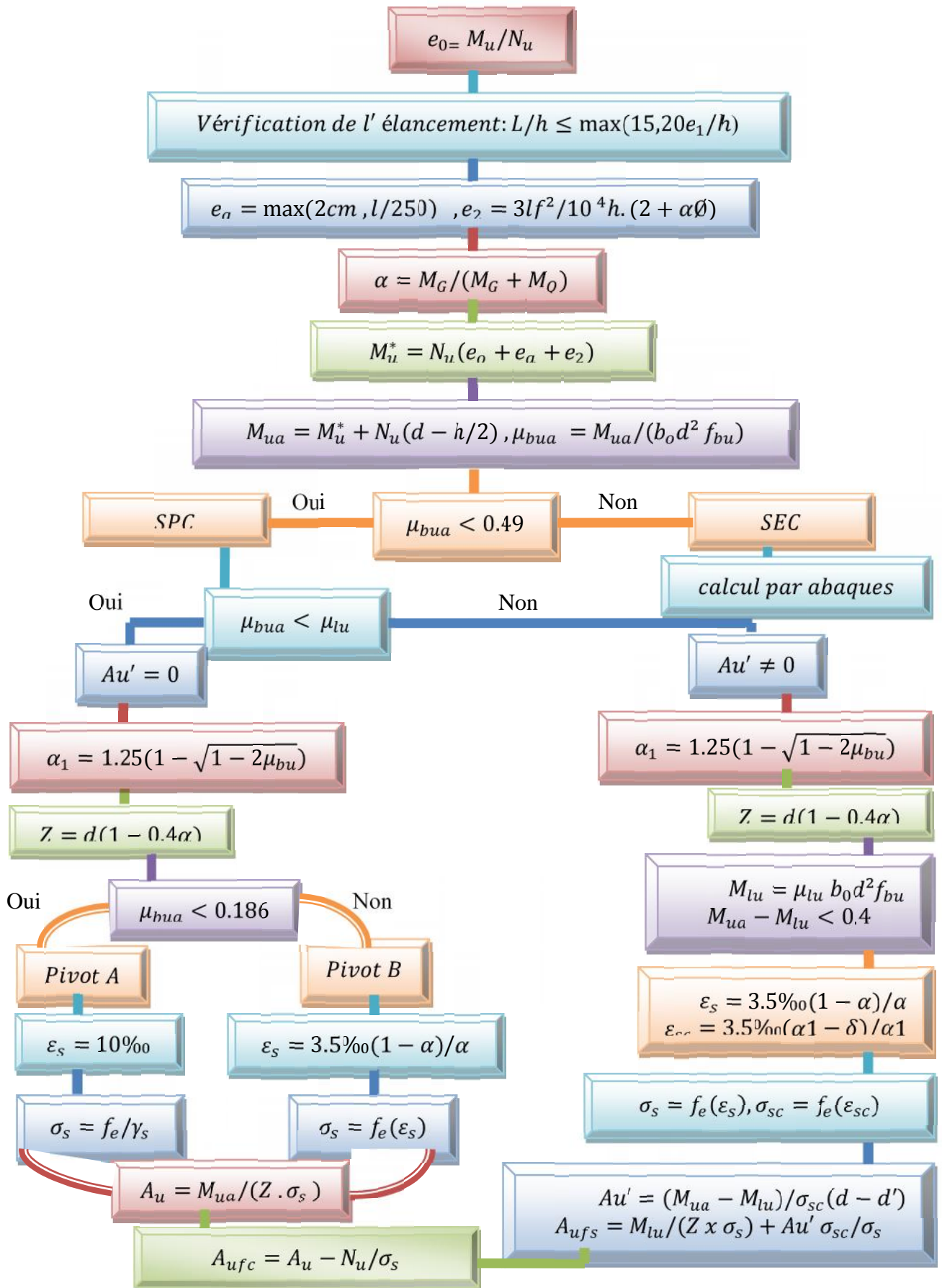
Q : Charges d'exploitation .

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion composée :



FigureV.4 : section transversale d'un poteau.



V.3.2.3. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V.3.2.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$\begin{array}{ll} N_{\max} \rightarrow M \text{ correspondant} & N_{\max} : \text{effort normal maximum.} \\ M_{\max} \rightarrow N \text{ correspondant} & \text{avec : } M_{\max} : \text{moment maximum.} \\ N_{\min} \rightarrow M \text{ correspondant} & N_{\min} : \text{effort normal minimum.} \end{array}$$

On a 2 types de poteaux ; à savoir :

- ✓ type I (RDC et 1^{ère} et 2^{ème} étage) : poteaux 40x40
- ✓ type II (3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage) : poteaux 35x35

Les calculs se font, en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.3.2.4.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 /ver 2003 (Art.7.4.2.1 p 113)

- ✓ les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :
- ✓ Leur pourcentage minimale sera de **70 %** (zone) ;
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de

recouvrement ;

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40** (zone I) ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I) ;
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
 - **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,7%.b.h :**
 - ✓ Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,007 \times 35 \times 35 = 8,58\text{cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$
 - **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 6%.b.h :**
 - ✓ Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,006 \times 35 \times 35 = 7,35\text{cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,006 \times 40 \times 40 = 9,60\text{cm}^2$
 - **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 4%.b.h :**
 - ✓ Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,004 \times 35 \times 35 = 4,9\text{cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,004 \times 40 \times 40 = 6,4\text{cm}^2$

V.3.2.4.2. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

❖ Le rôle des armatures transversales consiste à:

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Prendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

❖ Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

V.3.2.5. Exemple du calcul :

Type I (RDC et 1^{ère} et 2^{ème} étage) : poteaux **40x40**

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT 2014** .

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Poteau (40x40)	663.39	1.25	350.22	12.33	21.52	142.43	473.56	0.89

Tableau V.6 : Les sollicitations internes pour le poteau.

❖ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} \left(2 + \alpha\right)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

(ELU):

$$N_u = 663.39 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.25 \text{ KN.m}$$

❖ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{1.25}{663.39} = 0,0018\text{m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 1,224) = 0,02\text{m}$$

$$= 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{1.25}{1,5 \times 0.89}\right)$$

$$\alpha = 0,64 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$L_f/h \leq \max(1.5, 20e_1/h)$$

$$5.35 > 1.5$$

$$e = e_1 + e_a = 0,0218\text{m}$$

❖ **Calcul le coefficient de remplissage Ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h} = \frac{663.39 \times 10^3}{400 \times 400} = 0,292$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

❖ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,292}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,292})} = 0.16$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,16 \times 0,40 = 0,064\text{m}$$

$$e = 0,033\text{m} < e_{Nc} = 0,064\text{m} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$A's_{\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$

$$A's_{\min} = 4\text{cm}^2 [(0,40+0,40) \times 2] = 6,4\text{cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 40 \times 40 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{1,6\text{cm}^2; 8,4\text{cm}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 8,4\text{cm}^2$$

Suivant le RPA

❖ **Armatures maximales :**

en zone courante :

$$A_s \quad A_{\max} = 3 \% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

✓ **en zone de recouvrement :**

$$A_s \quad A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\min = 12\text{mm}$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_s \succ A_{s\min} = 11,2\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14,20\text{cm}^2$

• **E.L.A: 0,8G + Q**

$$N_{\min} = 350,22\text{KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 12,33\text{KN.m}$$

❖ **L'excentricité :**

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{12,33}{350,22} = 0,0352\text{m}$$

$$\bullet \quad e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$\bullet \quad e_a = \max(2\text{cm} ; 1,224) = 0,02\text{m}$$

$$= 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}}\right) = 10\left(1 - \frac{1,25}{1,5 \times 0,89}\right)$$

$$\alpha = 0,64 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$L_f/h \leq \max(1,5, 20e_1/h)$$

$$5,35 > 1,5$$

$$e = e_1 + e_a = 0,0552\text{m}$$

❖ **Calcul le coefficient de remplissage Ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_{\text{cor}}}{b \cdot h_{\text{bc}}} = \frac{350,22 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,118$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

❖ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,118}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,118})} = 0,16$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,16 \times 0,40 = 0,064\text{m}$$

$$e = 0,0552\text{m} < e_{Nc} = 0,064\text{m} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$A'_{s,\text{min}} = 4\text{cm}^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \text{ cm}^2 [(0,40 + 0,40) \times 2] = 6,4\text{cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\text{min}} \geq \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}, bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 40 \times 40 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{1,6\text{cm}^2; 8,4\text{cm}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 8,4\text{cm}^2$$

Suivant le RPA

❖ **Armatures maximales :**

en zone courante :

$$A_s \quad A_{\max} = 3 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

✓ **en zone de recouvrement :**

$$A_s \quad A_{\max} = 6\% b.h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\min = 12 \text{ mm}$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b.h) = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_s \succ A_{s \min} = \mathbf{11,2\text{cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14,20\text{cm}^2$$

3.E.L.A: G + Q ± E

$$M_{\max} = \mathbf{21.52 \text{ KN.m}}$$

$$N_{\text{cor}} = \mathbf{142.43 \text{ m}}$$

❖ **L'excentricité :**

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{21.52}{142.43} = 0,151\text{m}$$

$$\blacksquare e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right)$$

$$\blacksquare e_a = \max (2\text{cm} ; 1,224) = 0,02\text{m}$$

$$= 0,64 \quad ; w = 2$$

$$L_f/h \leq \max(1,5, 20e_1/h)$$

$$5,35 > 1,5$$

$$e = e_1 + e_a = 0,171\text{m}$$

❖ **Calcul le coefficient de remplissage Ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_{cor}}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{263,43 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,048$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

❖ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,048}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,048})} = 0,219$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,219 \times 0,40 = 0,0876\text{m}$$

$$e = 0,171\text{m} > e_{Nc} = 0,0876\text{m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

❖ **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

✓ **Calcul du moment fictif :**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 120,18 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif M_{fictif}

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

✓ **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} \times b \times d^2} = 0,125$$

$$\rho_{se} = \frac{f_e}{f_s E_s} = \frac{400}{1 \times 2,10^5} = 2 \text{ ‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \rho_{se}} = 0,636$$

$$\tilde{r}_l = 0,8 r_l (1 - 0,4 r_l) = 0,379$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s'

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A_u' = 0$

$$\Rightarrow = 1 - 0,9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0,188$$

$$s = \frac{16r - 1}{15} = 0,134$$

❖ **Détermination des armatures:**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

• **La 1^{ère} section fictive:**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

• **La 2^{ème} section fictive:**

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

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{s \times b \times d \times f_{bc}}{s}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{0,134 \times 400 \times 360 \times 18,48}{0,975 \times 360 \times 400} = 8,91 \text{ cm}^2$$

❖ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot s}$$

$$A_s = 8,91 - \frac{142,43 \times 10^3}{100 \times 400} = 5,35 \text{ cm}^2$$

❖ **La règle du millième :**

$A'_{s, \text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times$ périmètre de la section

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,4) \times 2] = 6,4 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{1,6\text{cm}^2; 1,73\text{m}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 1,73\text{cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimale exigé par RPA : (zone I)**

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximal exigé par RPA : (zone I)**

✓ **En zone courante :**

$$A_s \quad A_{\max} = 4\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

✓ **En zone de recouvrement :**

$$A_s \quad A_{\max} = 6\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

• **Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.**

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = 11,2\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA14+ 4HA16=14.20Ccm²

❖ **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

✓ **Contraintes maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0,0018\text{m}$$

$$S = b \times h + 15A_{\text{totale}} \Rightarrow S = 40 \times 40 + 15 \times 12,32 = 1784,8\text{cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,75$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = 284273,6769 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} = 6.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} = 1.05 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{sup} = 6.16 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Contraintes maximale de traction des aciers**

$$V1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1.c + A^2.d) \right] = 24.27 \text{ cm}$$

$V2 = h - V1 = 15.73 \text{ cm}$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} (V_1 - c_1)}{I} \right] = 50.47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} (V_2 - c_2)}{I} \right] = 48.78 \text{ Mpa}$$

V.3.2.6. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{a V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow a = 2,50 \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

❖ **D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).**

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 < 5$$

Donc :

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow a = 3,75$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

❖ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10w_t; 15 \text{ cm}) \quad w_t = 14 \text{ mm}$$

on prend $t = 10 \text{ cm}$

❖ **Zone courante:**

$$t' \leq 15w_t \text{ en prend } t' = 15 \text{ cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$t \geq \frac{L_{\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,47 \text{ cm}$$

Donc on prendra $t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

❖ **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{V_u}{h_1 \cdot f_c} \Rightarrow A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c}$$

$$A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c} = \frac{3,75 \times 50,84 \times 10^3 \times 0,10}{0,40 \times 400} \times 10^{-2} = 1,20 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5.355 > 5$$

On a : } $g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t.b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,min} = 0,3\% t.b_1$

$$A_{t,min} = 0,3\% t.b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5 \cdot 8 = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{min} = 40 \times \phi_{Lmax}$$

$$L_r^{min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}, \dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 56 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 40 \times 1,4 = 68 \text{ cm}, \dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 66 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}, \dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 80 \text{ cm}$$

V.3.2.7. Ferrailage numérique des Poteaux: (flexion composé)

Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A _{cal} cm ²	SECTION	A ^{min} _{RP} cm ²	Ferrailage longitudinal	
								Section cm ²	choix
35x35	I	329.52	1.61	DU R	6.44	SPC	8,58	10.68	4HA12+ 4HA14

	II	27.65	15.86	ACC	6.44	SPC	8,58		
	III	31.14	17.62	ACC	1.94	SPC	8,58		
40x40	I	663.85	1.25	DU R	8.40	SPC	11,02	14.20	4HA14+ 4HA16
	II	350.22	12.33	ACC	8.40	SPC	11,02		
	III	263.43	51.25	ACC	2.32	SPC	11,02		

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux.

V.3.2.8. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	N _{ser} (kn)	M _{ser} (kn.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	— bc (MPa)	Verification
35x35	236	1.16	0.88	4.465	15	CV
40x40	473.56	0.89	1.05	6.16	15	CV

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.2.9. Les armatures transversales :

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	† _u max KN		—	g	a	A _{t,cal}	A _{adop}	t(cm)	t'(cm)	A _t
35x35	74.29	0.69	3,33	6,12	3,75	1.20	2,51	10	15	8
40x40	50.84	0.36	3,33	5,35	3,75	1.2	2,51	10	15	8

Tableau V.9 : Ferrailage des armatures transversales.

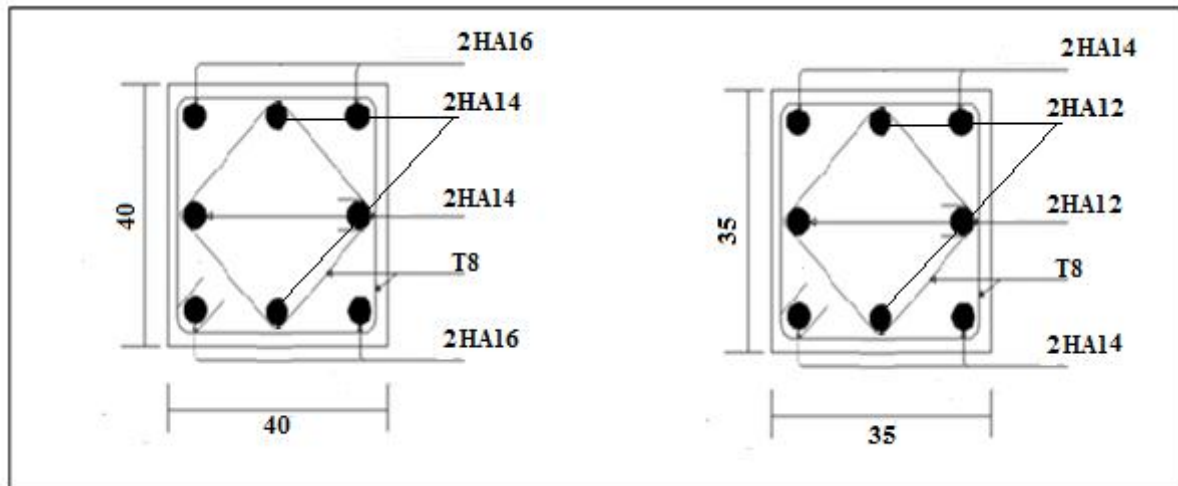
V.3.2.10. Schéma de ferrailage :

Figure V.5: schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Etude des voiles :**V.4.1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement sollicités par des efforts normaux induits par les charges verticales (G, Q), et aux moments fléchissant ainsi qu'à des efforts tranchants.

Les voiles pleins sont sollicités par un effort de compression en situation durable ou transitoire. En situation accidentelle, ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant ainsi qu'à un effort de compression.

On sera amené à faire le calcul en flexion composée et en compression centrée en plus une vérification à l'effort tranchant sera effectuée.

On se base dans nos calculs sur les règles du BAEL91 mod99 et les recommandations du RPA2003.

Le ferrailage sera fait en fissuration peu nuisible.

V.4.2. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera déterminée selon les efforts engendrés et leur ferrailage sera menée de la manière suivante :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

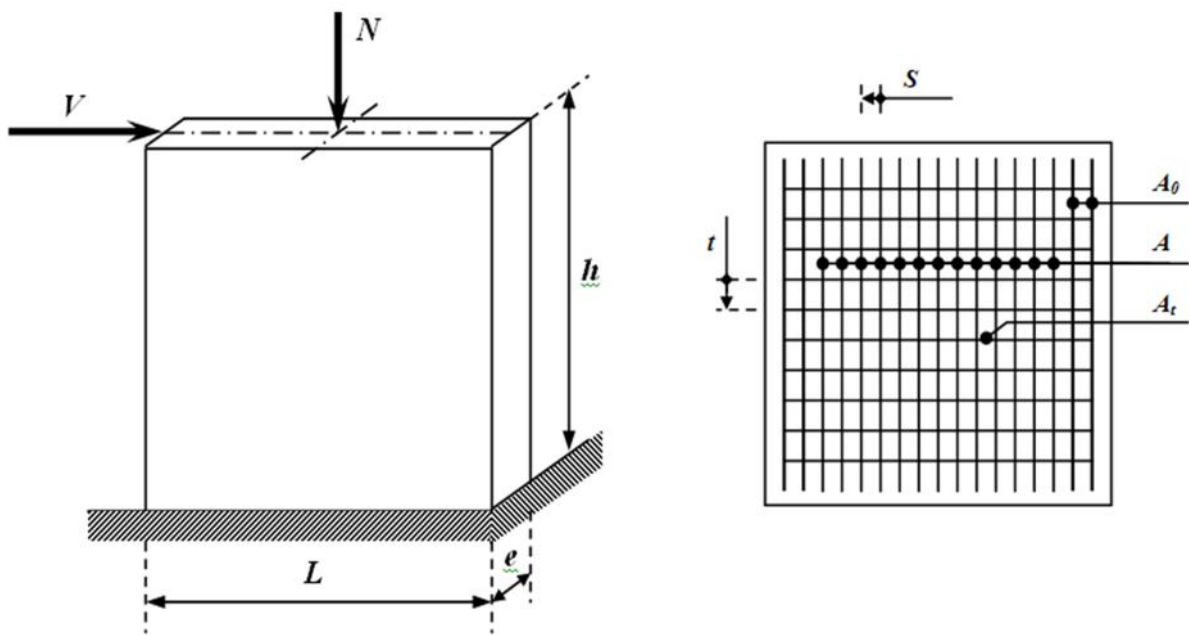


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3. Prescription imposées par l'RPA99/2003 :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/2003) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $0.8G \pm E$: pour le ferrailage a la flexion
- ✓ $G + Q \pm 1.2E$: pour la vérification de la résistance du béton a la compression.

V.4.4. Ferrailage vertical :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (Figure V.6). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

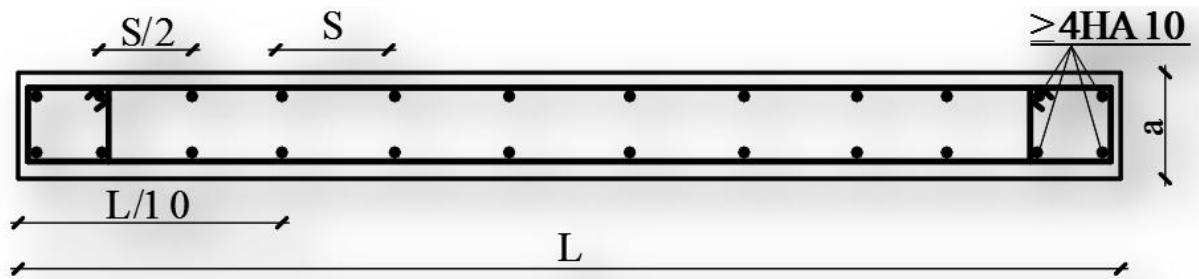


Figure V.7 : section transversale de voile.

V.4.5. Ferrailage horizontal :

Les barres horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

V.4.5.1. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):

✓ $S \leq 1,5e$

e : épaisseur du voile

✓ $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ $40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ $20\varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

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.

V.4.6. Ferrailage verticale :

Le calcul se fera pour des bondes verticales dont le largeur d est déterminée à partir de:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \text{ Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

V.4.7. Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

❖ Section partiellement comprimée : (SPC)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

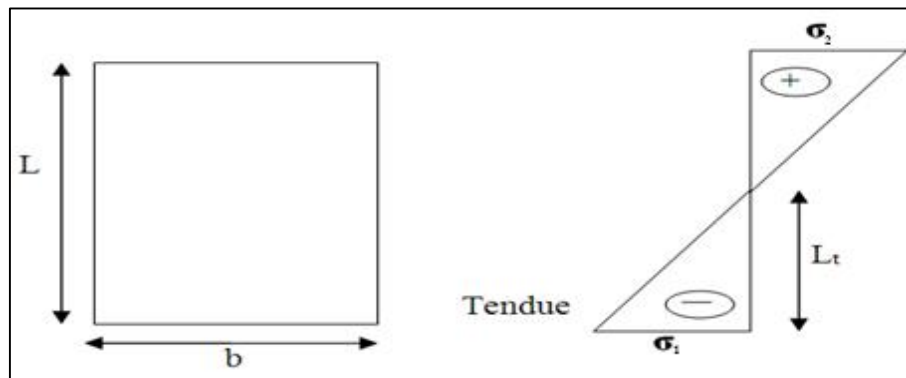


Figure V.8 : Section partiellement comprimée.

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre.

Si : $M > 0 \sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

Si : $M > 0 \sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

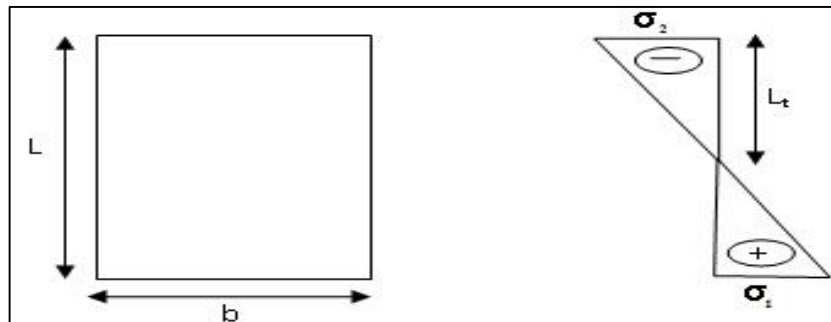


Figure V.9 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

❖ **Section entièrement comprimée : (S E C)**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ($\sigma_1; \sigma_2$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' RPA 99/V2003 (comme section minimale)

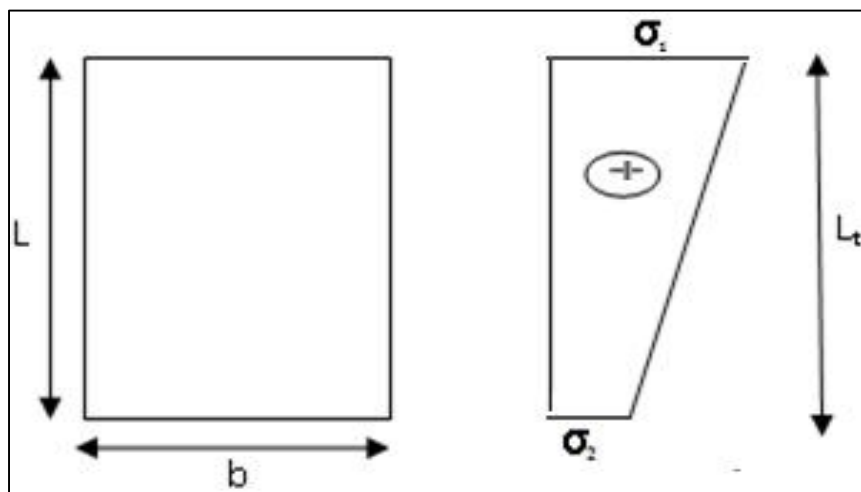


Figure V.10 :Section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement tendue :(S E T)**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction ($\sigma_1; \sigma_2$) la longueur tendue est égale à « L »
 $\Rightarrow L = L_t$.

L'effort de traction est donné par :

$$T = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \cdot L \cdot b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

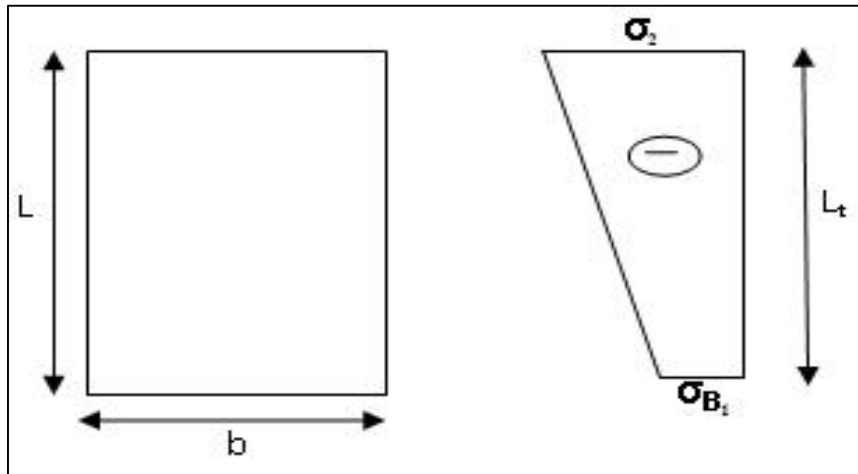


Figure V.11 : Section entièrement tendue.

V.4.8. Calcul de ferrailage voiles pleins :

V.4.8.1. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$A_{\text{min}} = 0.15 \% b \cdot L$ globalement dans la section du voile.

$A_{\text{min}} = 0.10 \% b \cdot L$ dans la zone courante.

➤ Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

❖ Exemple de calcul :

Voile V1 :

$L = 4.67 \text{ m}$; $b = 0,15 \text{ m}$; $A = 0,70 \text{ m}^2$; $I = (b \cdot L^3) / 12 = 1.26 \text{ m}^4$; $v = 2.33 \text{ m}$.

$M_{z,\text{max}} = 1099.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$N_{\text{cor}} = 69.41 \text{ KN}$.

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{69.41}{0,70} - \frac{1099.20}{1.26} \cdot 2.33$$

$$\sigma_1 = -1618.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = \frac{69.41}{0,70} + \frac{1099.20}{1.26} \cdot 2.33$$

$$\sigma_2 = 1933.5 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -1.933 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 2132 \text{MPa} \Rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

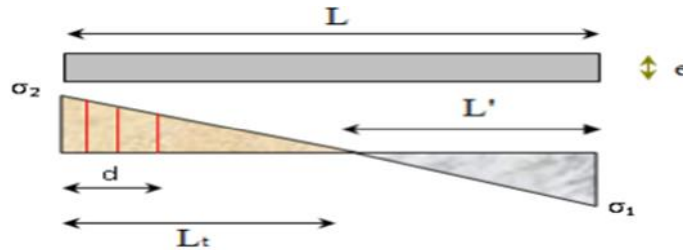


Figure V.12 : Section partiellement comprimée

$$L' = L \cdot \sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2) = 2.45 \text{m}$$

$$L_t = L - L' = 4.67 - 2.45 = 2.22 \text{m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{4.9}{3}\right) = 1,53 \text{m}$$

❖ L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \cdot 1.933 \cdot 5,2 \cdot 22 \cdot 0,15 = 321.93 \text{KN}$$

❖ La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot X_s}{f_e} = \frac{321.93 \times 10^3 \times 1.1}{400} = 8.85 \text{cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{cal}}}{2 \cdot L_t} = \frac{8.85}{2 \cdot 2,2} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \cdot b \cdot L_t = 0,002 \cdot 15 \cdot 222 = 6.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{RPA}}}{2 \cdot L_t} = \frac{6.66}{2 \cdot 2,2} = 1.5 \text{cm}^2/\text{ml/Face}$$

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit:

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\text{Min}} = 0,15\% \cdot b \cdot L = 0,0015 \cdot 15 \cdot 467 = 10.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{Min}}}{2 \cdot L} = \frac{10.51}{2 \cdot 4,67} = 1,04 \text{cm}^2/\text{ml/Face}$$

Donc:

$$A_V(\text{ml/Face}) = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{Min}}) = \text{Max}(2; 1.5; 1,04) = 2\text{cm}^2.$$

$$A_S = 2.2. (4.67/2) = 9.34\text{cm}^2.$$

✓ **En zone courante :**

Soit **14HA 10**($A_S= 11.00\text{cm}^2$).

✓ **En zone d'about :**

Soit. **10HA 12**($A_S=11.31 \text{ cm}^2$).

❖ **L'espacement :**

✓ **En zone courante :** $St = \min(1,5e; 30\text{cm})=30\text{cm}$

On prend: $St = 20 \text{ cm}$.

✓ **En zone d'about:** $St=St/2 = 20/2= 10 \text{ cm}$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$.

$$A_{V \text{ adopté}} = 11.31 + 11 + 11.31 = 33.62\text{cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Epaisseur	15(cm)				
	V1	V2	V3	V4	V5
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	4.67	1.50	2.65	2.15	3.97
N (KN)	69.41	165.08	111.36	168.53	183.15
$M_z(\text{KN.m})$	1099.20	376.18	400.75	404.45	642.18
$\sigma_1(\text{MPa})$	-1.933	-3.72	-1.7	-2.84	-0.31
$\sigma_2(\text{MPa})$	2.132	2.1	2.2	3.85	1.94
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	2.22	0.22	1.27	0.92	0,55
$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	8.85	5.872	5.77	7.32	2.2
$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	6.66	2.53	3.8	2.76	1.65
$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	10,51	4.24	6.25	1.54	8.94
$A_V(\text{cm}^2)$	38.33	15.32	27.52	27.9	32.24

S _t (about) cm	10	10	10	10	10
S _t (courante) cm	20	20	20	20	20
Armatures	10HA12	4HA12	8HA12	6H14	8HA12
D'about (cm ²)	11.31cm²	4,52cm²	9.05	9.24	9.05
Armatures	20HA10	8HA10	12HA10	12HA10	18HA10
Courante (cm ²)	15.71cm²	6.28cm²	9.42	9.42	14.14

Tableau V.10: Ferrailages des voiles.

V.4.8.2. Ferrailage horizontal à l’effort tranchant :

❖ **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% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{T_{Cal}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T: l’effort tranchant à la base du voile. T=318,45 KN.

b₀: épaisseur de voile.

d: hauteur utile d=0,9.h.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{160.48 \cdot 10^3}{150.0,9.4670} = 0,36\text{MPa}$$

❖ **La contrainte limite est :**

$$\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5\text{MPa} \text{ (l'article 7.7.2 RPA99/version2003)}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = 0,36\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Calcul de l’armature horizontale résistante à l’effort tranchant :**

La section A_t des armatures d’âmes est donnée par la relation suivante :

✓ **D’après le BAEL :**

$$\frac{A_{BAEL}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$k = 0$ (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) $= 90^\circ$, S_t (1,5e, 30cm)=20cm.

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0,36 \cdot 20 \cdot 15}{0,9 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 0,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimale:**

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

➤ pour : $A_{RPA} = 0,0015 \cdot b \cdot H$

Donc :

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} > 0,625 \text{ MPa.}$$

$$A_{RPA} = 0,0015 \cdot b \cdot H = 0,0015 \cdot 15 \cdot 306 = 6,88 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_t = \max(6,88 \text{ cm}^2 ; 0,35 \text{ cm}^2) = 6,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 6,88 / (2 \times 3,06) = 1,124 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 6T10 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	3.55	1.50	2.90	2.15	3.97
T (KN)	358.45	34.65	209.55	266	80.025
τ_u (MPa)	0,78	0,75	0,71	0,66	0,56
A_{BAEL} (cm ²)	1,00	0,96	0,90	0,82	0,71
A_{RPA} (cm ²)	17,75	11,00	9,25	7,50	3,60
A_t (cm ² /ml/face)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
b_0 (cm)	20	20	20	20	20
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml/face)	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²

Tableau V.11 : Résultats de ferrailage horizontal.

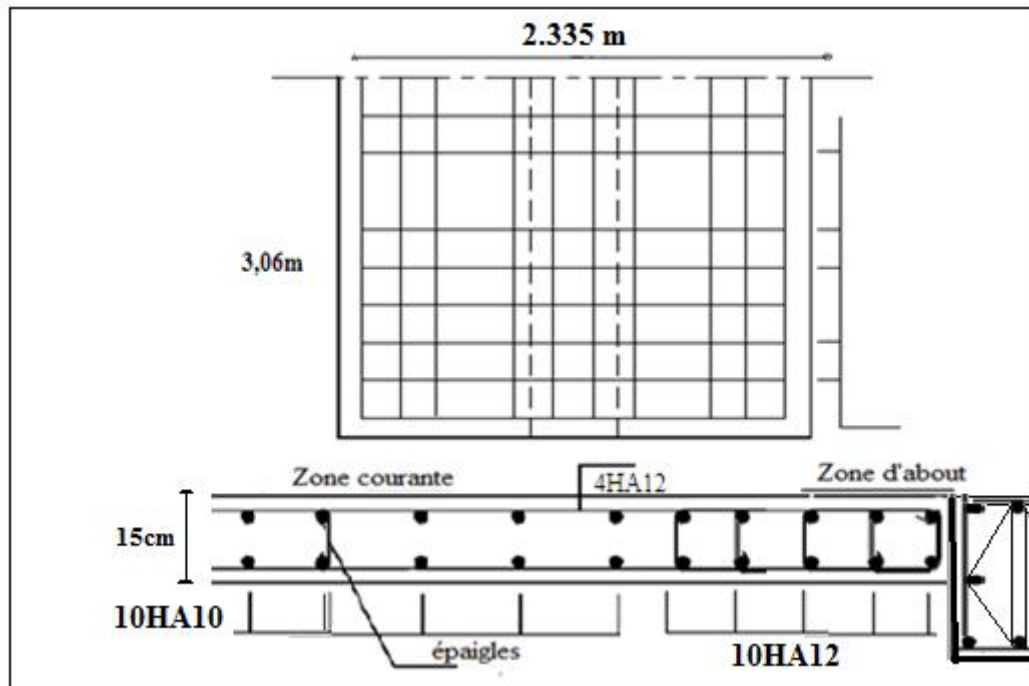


Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile V1.

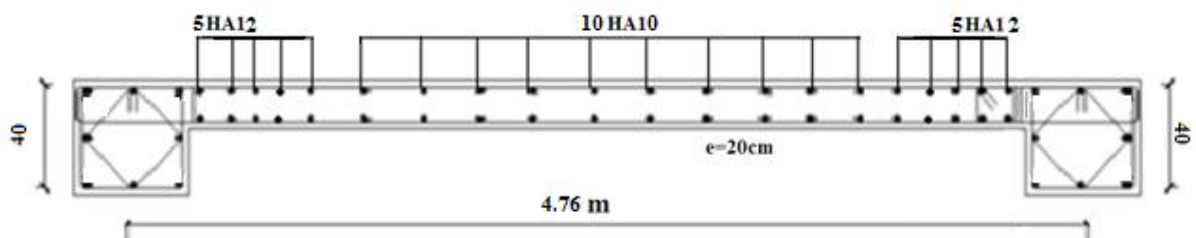


Figure V.14 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V1.

Chapitre VI :**ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VI.1. Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

VI.2. Etude de voile PERIPHERIQUE :**VI.2.1. Dimensionnement :**

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

La hauteur de voile périphérique = 2 m.

VI.2.2. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (le niveau de radier) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- ✓ Effet de la poussée des terres
- ✓ Effet de surcharge
- ✓ Effet de cohésion

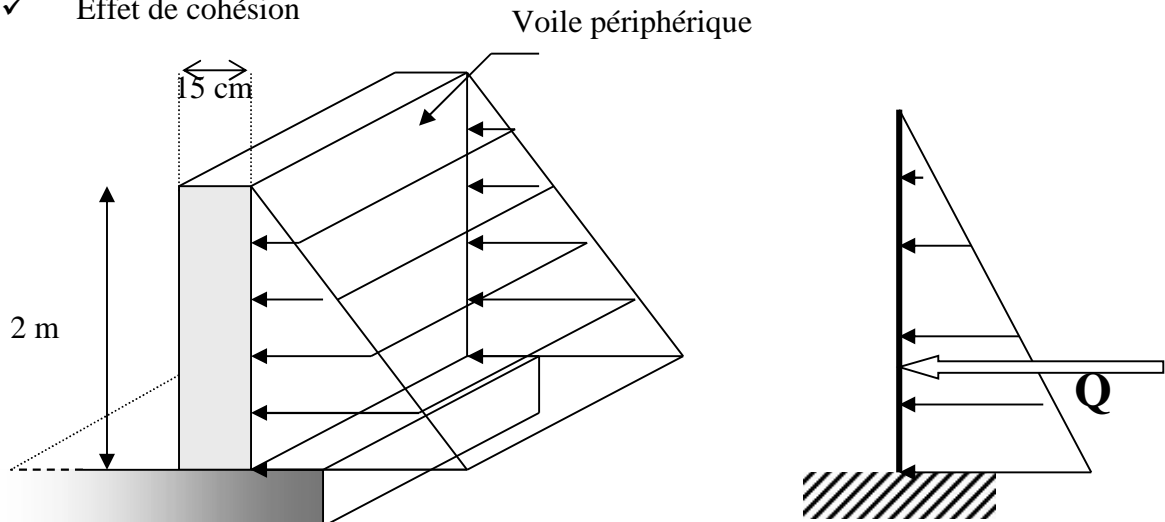


Figure VI.1 : Schéma statique des charges exercées sur le voile périphérique

❖ **Calcul de la force de poussée :**

D'après la théorie de RANKINE, On a :

$$P = P_t + P_q$$

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan^2\left(\frac{\phi}{4} - \frac{\xi}{2}\right) + q \cdot h \cdot \tan^2\left(\frac{\phi}{4} - \frac{\xi}{2}\right)$$

P : la composante horizontale de la poussée de terre

P_t : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

P_q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation

φ : L'angle de frottement interne..... (φ =30°).

γ : poids volumique du remblai..... (18 KN/m³).

$$P = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 2^2 \cdot \tan^2\left(\frac{30}{4} - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow \mathbf{P = 15.24 \text{ KN/ml}}$$

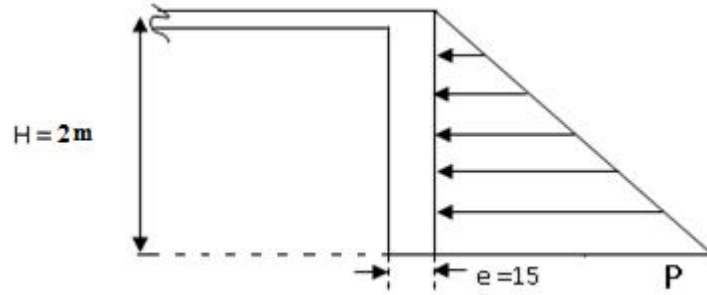


Figure VI.2 : Voile périphérique

❖ Calcul des moments :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, Et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires \tilde{m}_x, \tilde{m}_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

$$\dots = L_x / L_y.$$

❖ Si : $0 < \dots < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$\begin{cases} M_x = q L_x^2 / 8 \\ M_y = 0 \end{cases}$$

❖ Si : $0,4 < \dots < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \tilde{m}_x P L_x^2 \\ M_y = \tilde{m}_y M_x \end{cases}$$

Combinaison	Lx (m)	Ly (m)		€	\tilde{m}_x	\tilde{m}_y	M _{ox} (kn.m)	M _{oy} (kn.m)
ELS	2	4,72	0,52	0	0.0935	0,837	8.90	7.5

Tableau VI.1 : Résultat des moments.

Sens X-X.

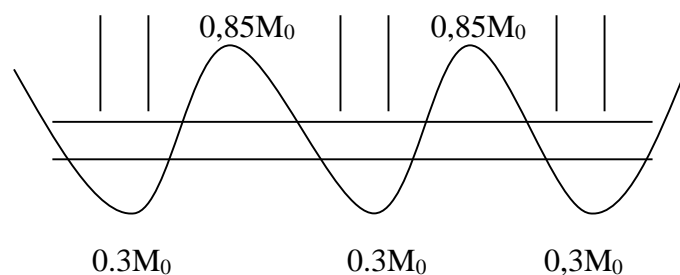
$$M_t = 0.85M_0 = 7.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 2.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Sens Y-Y.

$$M_t = 0.85M_0 = 6.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 2.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



VI.2.3. Calcul du ferrailage vertical :

$$\bar{s} = \min (0,5.f_e ; 90 \sqrt{y.f_{ij}})$$

$$\bar{\tau}_s = (0,5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

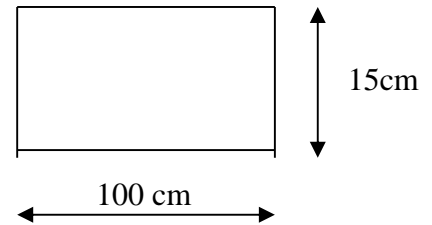
$$X = (15 \cdot \bar{\tau}_{bc} \cdot d) / (15 \bar{\tau}_{bc} + \bar{s}) \dots\dots\dots (d = 0,9 \cdot 0,15 = 0,135 \text{ m})$$

$$= (15 \cdot 15 \cdot 0,135) / (15 \cdot 15 + 201,63) \Rightarrow X = 0,071 \text{ m}$$

$$Z = d - (X/3) = 0,135 - (0,071/3) = 0,111 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \bar{\tau}_{bc} \cdot X \cdot Z$$

$$= 1/2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,071 \cdot 0,111 \Rightarrow \bar{M}_1 = 59,11 \text{ KN.m}$$



❖ **En travée**

$$M_{ser} = 7,56 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{s})$$

$$= 7,56 \cdot 10^6 / (0,111 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 3,41 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appui :**

$$M_{ser} = 4,45 \text{ KN.m} < \bar{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \bar{s})$$

$$= 4,45 \cdot 10^6 / (0,111 \cdot 201,63 \cdot 10^3) \Rightarrow A_s = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

✓ **En travée :**

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Sur appui :**

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm.

VI.2.4. Calcul du ferrailage horizontal :

$$\bar{s} = \min (0,5 \cdot f_e ; 90\sqrt{f_{tj}})$$

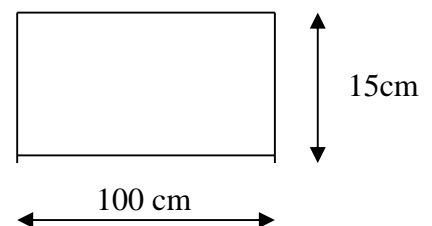
$$= (0,5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) \Rightarrow \bar{s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$X = (15 \cdot \bar{\tau}_{bc} \cdot d) / (15 \bar{\tau}_{bc} + \bar{s}) \dots\dots\dots (d = 0,9 \cdot 0,16 = 0,144 \text{ m})$$

$$= (15 \cdot 15 \cdot 0,135) / (15 \cdot 15 + 201,63) \Rightarrow X = 0,071 \text{ m}$$

$$Z = d - (X/3) = 0,135 - (0,071/3) = 0,111$$



$$\overline{M}_1 = 1/2 \cdot b \cdot \overline{f}_{bc} \cdot X \cdot Z$$

$$= 1/2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,071 \cdot 0,111 \Rightarrow \overline{M}_1 = 59.11 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée**

$$M_{\text{ser}} = 6.38 \text{ KN.m} < \overline{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{\text{ser}} / (Z \cdot \overline{\sigma}_s)$$

$$= 6.38 \cdot 10^6 / 0,111 \cdot 201,63 \cdot 10^3 \Rightarrow A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appui :**

$$M_{\text{ser}} = 2.25 \text{ KN.m} < \overline{M}_1 \longrightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$A_s = M_{\text{ser}} / (Z \cdot \overline{\sigma}_s)$$

$$= 2.25 \cdot 10^6 / 0,111 \cdot 201,63 \cdot 10^3 \Rightarrow A_s = 1,00 \text{ cm}^2$$

• **Choix des barres :**

✓ **En travée :**

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ **Sur appui :**

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Avec un espacement de 20 cm.

VI.2.5. Conditions exigées par le RPA99:

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1 de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_{\text{RPA}} = 0,1 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,1 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On adopte le ferrailage calculé dans les deux sens ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ 5HA10/ml).

❖ **Condition de non fragilité**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : $12 \text{ cm} < h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq 0 \frac{3 - 1_x / 1_y}{2} b \cdot h_0 = 0,0008 \frac{3 - 2/4.72}{2} \times 100 \times 15 = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

VI.2.6. Plan de ferrailage :

✓ **2 nappes (5HA10) /ml dans le sens vertical.**

✓ **2 nappes (5HA10) /ml dans le sens transversal.**

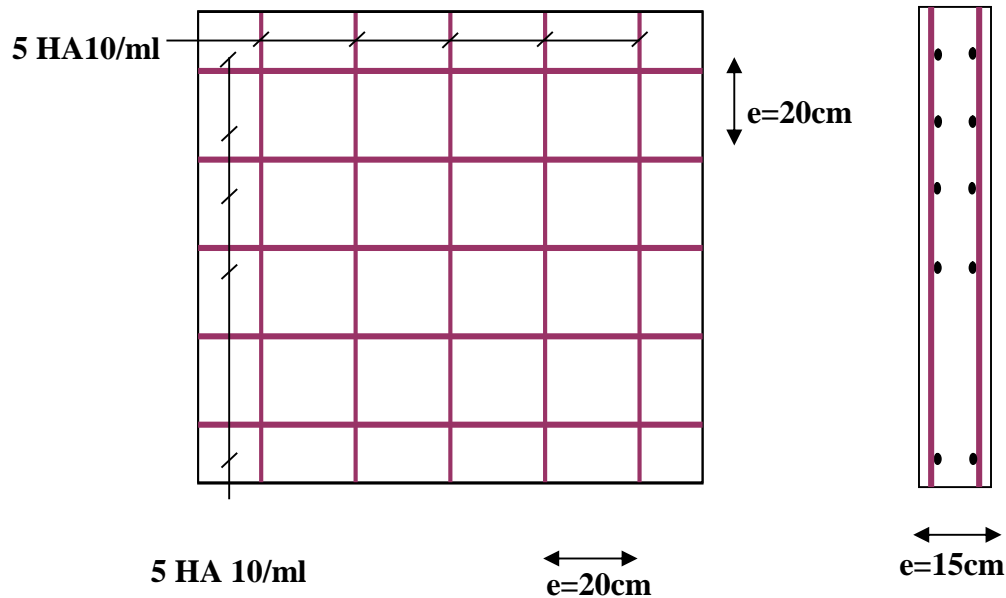


Figure VI.3 : ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour 1m^2 .

VI.3. ETUDE DU FONDATION :

VI.3.1. Qualité de bonne fondation :

La fondation doit satisfaire certaines conditions dans trois cas fondamentaux :

- ✓ La forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis d'une manière à assurer la sécurité de la construction.
- ✓ Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter basculement de la ruine de l'ensemble de la structure.
- ✓ Le massif de la fondation doit être équilibré sous l'action des sollicitations dues à la superstructure.

VI.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Type de construction.
- ✓ Caractéristique du sol
- ✓ Charge apportée par la structure.
- ✓ Solution économique et facilité de réalisation.
- ✓ Stabilité totale des bâtiments.

On distingue les fondations superficielles et les fondations profondes.

VI.3.3. Catégorie des fondations :

1. Les fondations profondes (des pieux) $D/B > 10$.
2. Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier) $D/B < 4$; et suivant la valeur du rapport L/B on distingue semelle filante et isolée :
 - Semelle isolée : $L/B > 5$
 - Semelle filante: $L/B < 5$

❖ **Les fondations superficielles :****Sont soit :**

- Isolées (ponctuelles) (sous poteau).
- Filantes (linéaires) (sous voile ou mur).

Elles reposent sur un sol choisi pour ses caractéristiques géo mécaniques, appelé niveau d'assise ou fond de coffre. Lorsque la capacité portante du fond de coffre n'est pas homogène, la mise en œuvre d'un radier générale sera une alternative économique aux fondations profondes.

Lorsque les ouvrages d'infrastructure se trouvent soumis aux composantes horizontales des pressions hydrostatiques, la réalisation d'un cuvelage sera parfois nécessaire pour garantir l'étanchéité à l'eau.

❖ **Les fondations profonds :(exemple : les pieux)**

Sollicitent le sol selon deux types d'action, le sol qui l'entoure et qui l'offre ainsi une résistance à l'enfoncement, le second est le terme de pointe qui correspond à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable.

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant 2 critères essentielles à savoir :

- ✓ Stabilité totale du bâtiment
- ✓ Solution économique et facile à réaliser

VI.4. Calcule des fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2,5 bars et profondeur de 2m, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle isolée ;
- ✓ Semelle filante ;
- ✓ Radier général.
- ✓ La nature et le poids de la superstructure ;
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction et la qualité du sol de fondation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- ✓ Si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- ✓ Si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- ✓ Si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\dagger}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$$S_0 = 35.37 \times 15.32 = 541.86 \text{ m}^2$$

$$S_{s.pot} = \frac{N_s}{\overline{\dagger}_{sol}} = \frac{1304.67}{250} = 5.21 \text{ m}^2$$

Nombres des poteaux = **37 poteaux.**

$$S_{tot} = 37 \times 5.21 = 192.77 \text{ m}^2$$

$$S_{s.voil} = \frac{N_s}{\overline{\dagger}_{sol}} = \frac{6480.21}{250} = 25.92 \text{ m}^2$$

Alors: $S_{tot} = 218.69 \text{ m}^2$

Vérification :

- ✓ $S / S_0 = 218.69 / 541.86 = 40\%$
- ✓ $S / S_0 = 40\% < 50\%$

Alors :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à adopter comme type de fondation :

- ✓ Semelles isolées sous poteaux ;
- ✓ Semelles filantes sous voiles.

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes :

❖ **D'après BAEL :**

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$

❖ **D'après RPA :**

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

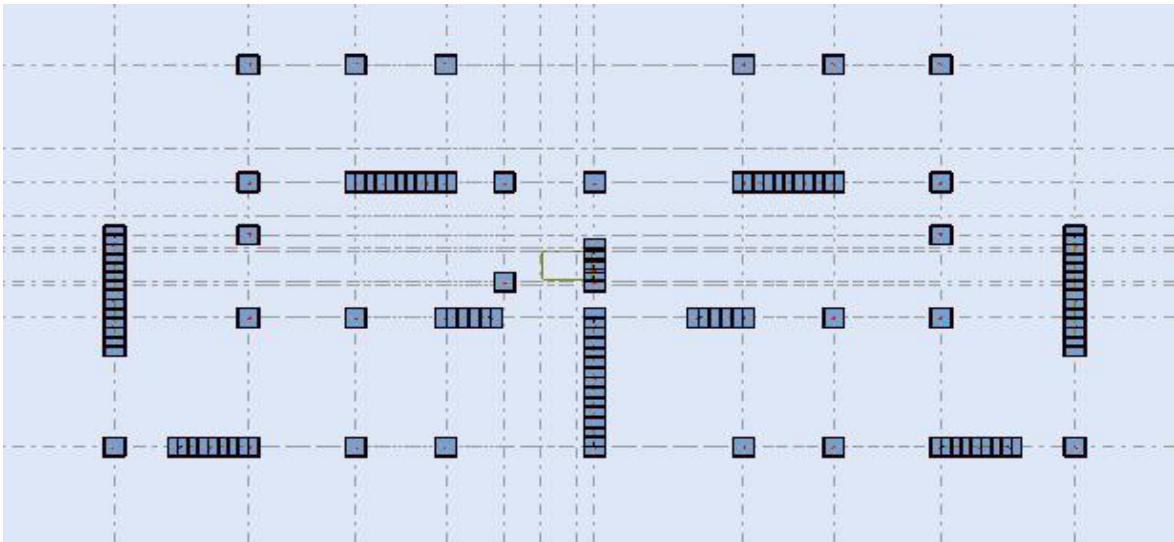


Figure VI.4 : schéma de l'infrastructure.

VI.5. Calcul des semelles :

VI.5.1. Calcul de la semelle isolée :

a) Semelle sous poteau centrale (G-4) :

- Condition d'homogénéité :

$$a = 40 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$$

$$A/B=a/b=1$$

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1,35G+1,5Q	1688.23	0.46	13.97
G+Q	1201,07	0.33	9.97
G+Q+E	432.50	0.39	14.99
0.8G+E	300.08	0.32	12,19

Tableau VI.2: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\dagger_{sol} < \bar{\dagger}_{sol}$$

$$\bar{\dagger}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{Ns}{\bar{f}_{sol}} \quad B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\bar{f}_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1201,07}{250 \times 1}}$$

B 2.19m

A ≥ 1 × B A 2.19m

L'état accidentelle :

$$\bar{f}_{sol} < \bar{f}_{sol}$$

$$\bar{f}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{f}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\bar{f}_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{432.50}{250 \times 1}}$$

B 1,31m

A ≥ 1 × B A 1,31m

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,40 m × 2,40m)**

- **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,40 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,40 - 0,40}{4}$$

$$2 \leq d \leq 0,5$$

On adopte : **d = 60cm**

D'ou : h = d + 5 cm h = 65 cm

- **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le (**RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100**), on a :

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,46}{300,08} = 0,0015m < \frac{A}{4} = \frac{2,40}{4} = 0,6m \dots\dots\dots CV ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{12.19}{300.08} = 0,04\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{2,40}{4} = 0,6\text{m} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{0.33}{1201.07} = 0,00027\text{m} < \frac{A}{6} = \frac{2,40}{6} = 0,4\text{m} \dots\dots\dots\text{CV} ;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{9.97}{1201.07} = 0,0009\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{2,40}{6} = 0,4\text{m} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

• Vérification des conditions de rigidité :

$$\dagger_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0015}{2,4}\right) \frac{1201.07}{2,4 \times 2,4} = 209.30 \text{ KN/ cm}^2$$

$$\dagger_{mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0015}{2,4}\right) \frac{1201.07}{2,4 \times 2,4} = 207.74 \text{ KN/ cm}^2$$

$$\dagger_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,04}{2,4}\right) \frac{1201.07}{2,4 \times 2,4} = 229.37 \text{ KN/ cm}^2$$

$$\dagger_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,04}{2,4}\right) \frac{1201.07}{2,4 \times 2,4} = 187.67 \text{ KN/ cm}^2$$

$$\dagger_{moyx} = \frac{\dagger_{mx} + 3\dagger_{Mx}}{4} = 208.91 \text{ KN/ cm}^2 \quad 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV};$$

$$\dagger_{moyy} = \frac{\dagger_{my} + 3\dagger_{My}}{4} = 218.95 \text{ KN/ cm}^2 \quad 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

• Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2.4) (2,4) \times 0,65$$

$$P_{suml} = 93.60 \text{ KN.}$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 (2,4 \times 2.4 - 0,4 \times 0,4) (2 - 0,65)$$

$$P_r = 136.08 \text{ KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1201.07 + 93.60 + 136.08 = 1430.75 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1688.23 + 1,35 (93.60 + 136.08) = 1998.30 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$=1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; s = 348 \text{ MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1691.40 \text{ KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U'(A-a)}{8 \times d \times f_s} = \frac{1691.40 \times 10^3 (2400 - 400)}{8 \times 600 \times 348} = 20.25 \text{ cm}^2.$$

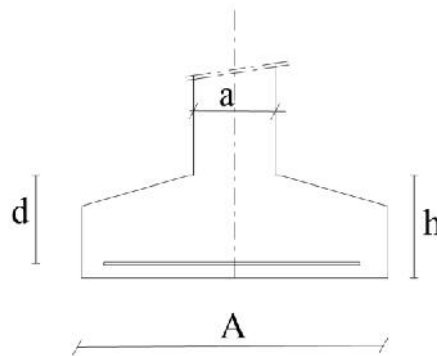


Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$=1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; s = 348 \text{ MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1772.64 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times f_s} = \frac{1772.64 \times 10^3 (2400 - 400)}{8 \times 600 \times 348} = 21.22 \text{ cm}^2.$$

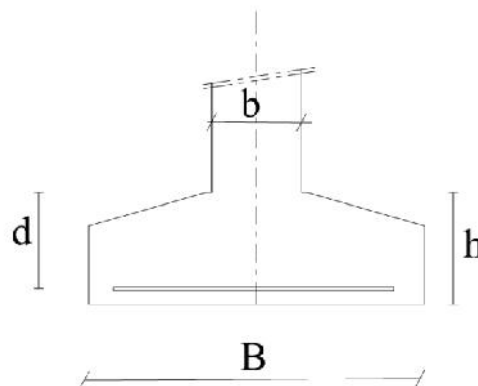


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 17,38 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 21,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}20 = 28,27 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage:

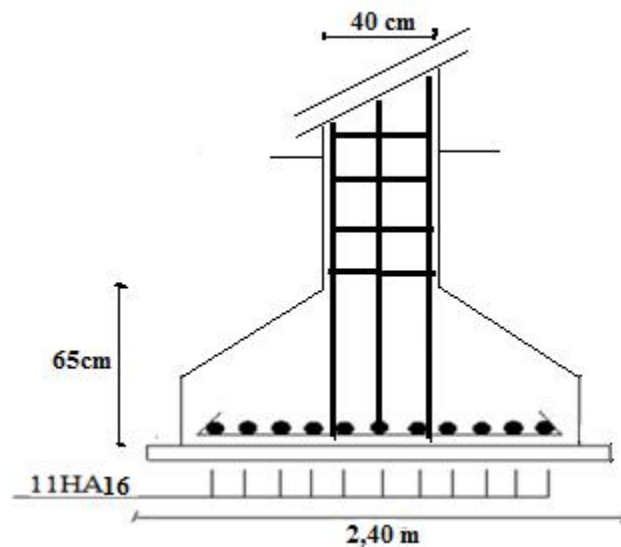


Figure VI.7: Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 17,38 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 21,22 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}20/\text{ml} = 28,27 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Schema de ferrailage:**

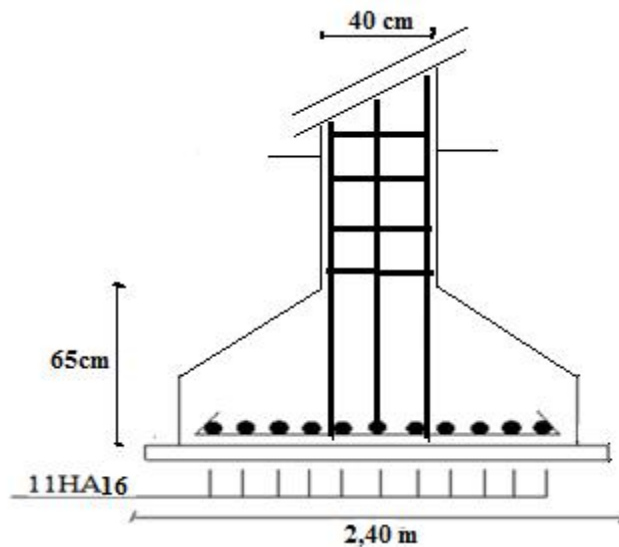


Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43):

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c 28 / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,65\text{m}$;

Le périmètre utile :

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4.2\text{m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c 28 / \gamma_b = 2047.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 1.102\text{m}^2$$

$$S_t = A \times B = 5.76\text{m}^2$$

$$N_u = 1365.24 \text{ KN}$$

$$N_u = 1365.24\text{KN} < 2047.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{W \cdot f_e}{4 \cdot \ddagger_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

f_{su} : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

D'où :

$$f_{su} = 0,6 E_s \cdot f_{t28}$$

$$f_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

Donc

$$L_s = \frac{\{ \times f_e \}}{4 \times f_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70.56 \text{cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

b) Calcul de la semelle filante (voile 1) :

- Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm :

Avec : $L=4.67\text{m}$.

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1,35G+1,5Q	625.20	27.54	1.25
G+Q	414.46	3.23	0.49
G+Q+E	577.94	3,50	2,23
0.8G+E	320.18	3,50	2,23

Tableau VI.3 : Sollicitations des semelles filantes.

- Calcul des sollicitations :

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{625.20}{4.67} = 133.87 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{27.54}{4.67} = 5.89 \text{KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{414.46}{4.67} = 88.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{3.23}{4.67} = 0.69 \text{ KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.355 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.357 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.89}{133.87} = 0.043 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow A \geq 6e_0 = 0.258 \text{ m}$$

En prenant pour débiter : **A = 1.00m**

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A} \frac{N_s}{\uparrow_{sol}}\right) \frac{N_s}{1} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1}\right) \frac{88.75}{250} = 1.48 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=1.50m**

$$B=1.5 \text{ m} \Rightarrow \uparrow = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1}\right) \frac{133.87}{1.5 \times 1} = 100.76 \text{ KN/m}^2$$

100.76KN/m² M250KN/m²CV

$$d \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow d = 0.4 \text{ m} \quad \text{et} \quad h = d + 5m = 45 \text{ cm}$$

- **Le ferrailage :**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \uparrow_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - a) = \frac{133.87 \times 10^3}{8 \times 400 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.5}\right) (1.5 - 0.40) = 1.44 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 7.245 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_s=7HA12=7.92cm².**

Soit : **St=20cm.**

- **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 20\text{cm} \quad \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} \times B = \frac{7,92}{4} \times 1,5 = 2,97\text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 20\text{cm} \quad \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$

- **Schéma de ferrailage:**

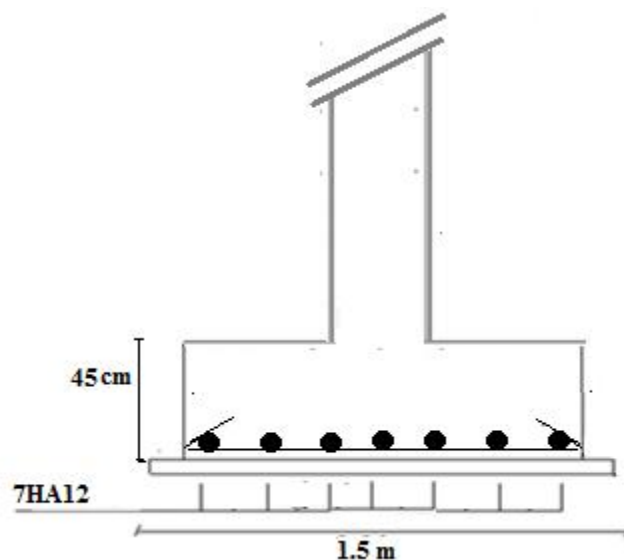


Figure VI.9: Ferrailage de semelle filante.

VI.6. Les longrines :

VI.6.1. Calcul des longrines :

VI.6.2. Introduction :

Les longrines sont des en général en béton arme, qui sont coulées sur le sol et qui relie des fondations superficielles ou des semelles sur pieux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments

VI.6.3. Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (nous avons S_3 alors la section minimale : $25\text{cm} \times 30\text{cm}$) pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30, h = 30\text{cm}$$

VI.6.4. Ferrailage longitudinale des longrines :**VI.6.4.1. Etat limite ultime :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à La traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\gamma} > 20 \text{ kN (RPA 99 Version 2003)}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

: **C**'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

$$\text{Site de catégorie S2} \quad S=(b \times h)=(30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

VI.6.5. Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)**.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$F = \frac{N_{\max}}{\gamma} = 2057,13 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$
$A_s = \frac{F}{\gamma_{sol}} = 8.23 \text{ cm}^2$
$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.006 \hat{1} 30 \hat{1} 30 = 5,4 \text{ cm}^2$
Soit : $A_s = 6 \text{ HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Tableau VI.4: Ferrailage des longrines.

- **L'espacement des cadres :**

$$St \quad \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø}) \quad St \quad \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,4)$$

$$St \quad \min (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On adopte: St = 15cm

- **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : **Øt = 8mm.**

As = 1,5cm

- Condition des armatures transversales :

$\varnothing_t = 1/3 \varnothing_1 = 1/3 \times 14$

6 mm 4.66 mmcv

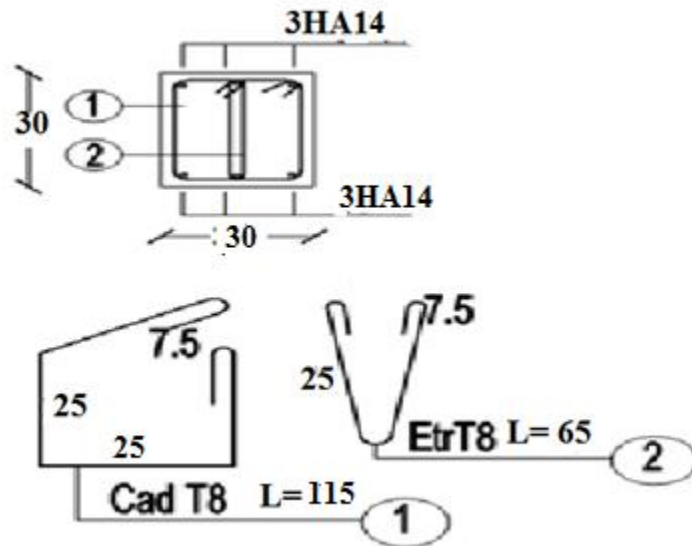


Figure VI.10: Ferrailage des longrines.

CONCLUSION

On conclusion, on peut dire qu'à ce stade du projet, la structure semble satisfaisante d'un point de vue statique ainsi que dynamique, tous en respectant les exigences des règlements RPA99 version 2003, et BAEL91.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'un point de vue personnel, ce projet à été particulièrement motivant et riche en enseignements, fut comme initiative pour le début d'une vie professionnel.

Dans le cadre du présent mémoire nous pouvant citer à titre de conclusion générale les remarques suivantes :

- Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.
- Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

CONCLUSION

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ◆ **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- ◆ **BAEL91** : modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- ◆ **DTR2.2, 88** : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988

Livre :

- ◆ Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- ◆ Cours en béton armé BAEL 91 (Mr : Jean Pierre Mougin)
- ◆ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait)
- ◆ Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé

Logiciel :

- AUTOCAD 2015.....Dessin
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.....Calcul

Résumé, Abstract,

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات طوابق يعتزم اقامتها في ولاية خنشلة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي ضعي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام (+) . تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في (RPA99/version2003;BAEL 91/modifié99) الدراسة الديناميكية تمت (ROBOT 2014) خير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار التشغيل.

كلمات المفتاحية: ; تدعيم مختلط ; ; واعد التشغيل.

RÉSUMÉ :

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment béton armé (R+5) qui sera implantée à KHENCHELA, classée comme une zone à faible sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles).La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99/version2003, BAEL 91/modifié99). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOBAT 2014 Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par l'adoption des semelles isolés et des semelle filantes.

Mots clés : Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles, semelles isolées, semelles filantes.

ABSTRACT:

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+5) floors, which will be implanted in KHENCHELA classed as a low seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells).

The conception has been done according to construction laws applied inAlgeria (RPA99/version2003, BAEL 91 modifié99). The dynamic analysis has been done by the use of ROBOBAT 2014.

Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbedstrike.

Key words: Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells, isolated strike.

CHAPITRE -I- :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE -II- :

PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE -III- :

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE -IV- :

ÉTUDE SISMIQUE

CHAPITRE -V- :
FEERAILLAGE DES
ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE -VI- :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE