REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES de MEDEA

Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie De la Matière

Filière De Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Constructions Et Matériaux

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation RDC+5+sous-sol à boumerdés

Réalisé par :

- **Chouach Mustapha**
- **Saifi Farid**

Dirigé par :

Mr.M.M.SAIDI

Promotion: 2014/ 2015

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur ***Mr M.M.SAIDI*** *qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, pour leur compréhension, leur patience, leur compétence, et leurs remarques qui nous ont été précieuses. Merci monsieur.*

Nous remercions également messieurs ***ould turki benaissa,*** *pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout long de ce projet.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire

CHOUACH ET SAIFI

Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce lapidaire travail :

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

***A** MA sœur :* SOUAD-ZOHRA

***A** mon cher frère :* MOHAMED-YOUCEF-OUSSAMA

***A** toute la famille :*

CHOUACH *sans exception*

A mon binôme ***SAIFI FARID*** *qui a contribué à la réalisation de ce Modeste travail*

***A** mes très chères amies*

BENKACEM; MEBARKI; MERAKCHI; TAHLAITI : MERZOUGHI; BOUDISSA; BEN HAFRI; KADI; DJAMAI; DJAFAL; AIDOUD; BOUGHABA; DRAOUCH

***A** ma chère femme :* AMINA

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** toute mes collègues de la promotion* ***2015.

CHOUACH MUSTAPHA

Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce lapidaire travail :

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

***A** ma chère sœur* *MEZORA*

***A** mes cher frères*

mohamed ;bilal ;abdelhakim ;fiçal ;younes.

***A** toute la famille*

Saifi *sans exception*

A mon binôme ***Chouach Mustapha*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail*

***A**mes très chères amies*

MOH.BEN ; RAHIM; OMAR; LEMER ;HAMZA;NASRO;MOURAD ;MADRID LEFTA;SIDALI ;AHMAD;KHALED;KADER; à mes amis sans exception….

***A** ma chère femme :ABIR*

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** toute mes collègues de la promotion* ***2015.

SAIFI FARID

الملخص

هذا المشروع يهدف إلى :
دراسة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق تحت الأرض +طابق ارضي+5 طوابق) و المفروض بناؤها ببومرداس والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (III)
قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(C.B.A93 ;R.P.A99)
الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (SAP2000 V17)
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résume

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (S.Sol +RDC+
.5 étages) , qui sera implantée à boumerdés, zone sismique (III) d'après les règles parasismiques algériennes.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V17).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a rienforced concrete structure (ground first floor+5floors+One undergrounds) ,and that will be implemented in boumerdés , which integrated in the seismic zone (III).

The measurement and the scraps of the résistant éléments were done according to the Algerians rules (CBA.93 et RPA99)

The dynamic study were carried out using the (SAP2000V17) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

sommaire

I .Généralité 1

I.1. destination 1

Description de l'ouvrage 1

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage 1

I.2.1 Dimensions 1

I.2.2 Système de contreventement : 1

I.2.3 Planchers 1

I.2.4 Maçonnerie 2

I.2.5 L'acrotère 2

I.2.6 Escalier 2

1.2.7 Revêtements 2

1.2.8 L'infrastructure 2

I.3Caractéristiques mécaniques des matériaux 3

I.3.1 Béton 3

I.3.1.1 caractéristiques du Béton 3

I.3.1.2 ciment 3

I.3.1.3Granulats 3

I.3.1.4 Eau de gâchage 3

I.3.1.5 Dosage du béton 3

I.3.2 Béton armé..... 3

I.3.2.1 Résistance du béton 3

I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression 4

I.3.2. 3 Résistance caractéristique à la traction 4

I.3.2.4 Coefficient de POISSON (υ) 4

I.3.2.5 Module de déformation longitudinale: 5

I.3. 3.Acier: 5

I.3.3.1 Types d'acier 5

I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier 5

I.4. Principe de calcul du CBA 93 5
E.L.U de résistance 6
1.Contrainte du béton en compression : 6
2. Contrainte ultime de cisaillement 6
3. Contrainte limite de l'acier 6
A l'E.L.S 7
1.E.L.S de compression de béton 7
2.E.L.S de contrainte limite de l'acier 7
Contrainte limite de l'acier 7
Conclusion 7
Introduction 8
II.1-LES PLANCHERS 8
II.1.a- Plancher à corps creux 8
i)critére de résistance 9
ii)Sécurité contre l'incendie 9
iii) condition d'isolation acoustique 9
II.2- Evaluation des charges et surcharges : 9
II.2.1. Maçonnerie : 9
II.2.1.a Murs intérieurs (simples-cloisons) 9
II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) 9
II.2.2-plancher terrasse 10
II.2.2.a-charges permanentes 10
II.2.2.b surcharges d'exploitation 10
II.2.3- Plancher courant 10
II.2.3.a-Charges permanentes 10
II.2.3.b-surcharges d'exploitation 12
II.3. Prédimensionnement des poutres 12
II.4. Pré dimensionnement des poteaux 13
II.4.1. Choix du poteau le plus sollicité 13
II.4.2. Dimensions des poteaux 13
II.4.3. Calcul de la longueur de flambement Lf 13

II.4.4. Calcul de l'effort *Nu* 14
II.4.5. Détermination des charges et surcharges 15
II.4.6. Descente des charges 16
II.5. Charges Permanente 16
II.6. Charges d'exploitation 18
Effort normal de résistance 18
II.7. Vérification selon le RPA99v2003 19
II.8. Pré dimensionnement des voiles 19
III .1.l'acrotère 21
Principe de calcul 21
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations 21
III.1.2. Calcul des efforts 21
III.1.3. Calcul du ferraillage 22
III.1.3.a. A E L U 22
Calcul de l'excentricité 22
Calcul du moment de flexion 22
Calcul des armatures verticales 23
Condition de non fragilité 23
Armatures de répartitions 23
Espacement 23
III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S 23
Calcul de l'excentricité 23
Application numérique 24
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 25
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme 25
III.2. Plancher a corps creux 26
III .2.1. Les poutrelles 26
III.2.1.1. avant coulage 26
III.2.1.1.1. Calcul des étaiements 34
III.2.1.2. après coulage 27
III.2.1.2.1.Méthode de calcul 28

III.2.1.2.2.Conditions d'application 28
III.2.1.2.3.Exposé de la méthode 28
III.2.1.2.4.Evaluation des charges et surcharges 39
III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul 30
Pour les étages courants 30
1ème type poutrelle à 6 travées 30
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 31
b)Détermination des moments à l'état limite service 32
2ème type poutrelle à 8 travées 33
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 33
b)Détermination des moment à l'état limite service 34
3ème type poutrelle à 7 travées 35
a)Détermination des moment à l'état limite ultime 35
b)Détermination des moment à l'état limite service 36
4ème type poutrelle à 7 travées 37
a)Détermination des moment à l'état limite ultime 37
b)Détermination des moment à l'état limite service 38
III.2.1.2.6.Ferraillage des poutrelles 39
Armatures transversales 41
Espacement S_t 41
Diamètre des armatures transversales ϕ_t 41
Vérification de contrainte de cisaillement 41
Vérifications nécessaires 42
Vérifications préliminaires de la flèche 42
Evaluation détaillée de la flèche 42
Détermination de l'axe neutre 43
Moment d'inertie de la section totale 43
Détermination moment d'inertie fictive 43
III.2.2. Ferraillage de la table de compression 44
III.3. Calcul des escaliers 45
III.3.1. Introduction 45

III.3.2. Pré dimensionnement 46
étages courants 46
Angle l'inclinaison de volée 46
longueur total de la poutre 46
Déterminer de l'épaisseur de l'escalier 46
III.3.3.Evaluation des charges et surcharges 46
Charges permanentes 46
a.Palier 46
b.Paillasse 47
Surcharge d'exploitation 47
III.3.4. Détermination des sollicitations 47
III.3.5. Détermination des efforts 48
à l'E.L.U 48
Récapitulation 48
III.3.6 ferraillage de l'escalier 48
Les armatures de répartition 49
Condition de l'espacement 50
vérification de l'effort tranchant 50
Vérification de la flèche 50
III.3.7.Calcul de la poutre palière 50
III.3.7.1.Pré dimensionnement 50
III.3.7.2. Evaluation des charges 51
III.3.7.3. Calcul des efforts 51
A l'E.L.S 52
III.3.7.4. Calcul du ferraillage 52
Armatures longitudinales 52
Vérification de l'effort tranchant 53
Armatures transversales 53
Diamètre des armature transversales φ_t 53
III.3.7.5. Vérification à l'E.L.S 54
Vérification de la flèche 55

IV.1. Introduction 56
IV.2. Choix de la méthode de calcul 56
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 56
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale 57
A.Principe 57
B. Spectre de réponse de calcul 57
Coefficient d'accélération A 58
facteur de correction d'amortissement η 58
facteur de qualité Q 58
périodes caractéristiques 59
coefficient de pondération 59
coefficient de comportement R 60
IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure 60
IV.3.1. Centre de masse 60
IV.3.2. Centre de torsion 60
IV.3.3. Excentricités 62
IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique) 62
IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles) 62
IV.4. Etude de la structure 64
IV.4.1. Caractéristiques géométrique 64
IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion 64
IV.4.1.2. Les excentricités 65
Excentricité théorique + accidentelle 65
IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique 65
IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes 66
IV.4.2.2. Vérification de la participation massique 68
IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base 69
Calcul de la force sismique totale 69
Vérification du choix du coefficient de comportement 70
IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement 72
Moment de renversement 74

Moment de stabilité 76
IV.4.2.5. Vérification des déplacements en têt 76
IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages 77
IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments 79
IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base 82
IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ 83
Conclusion 84
V.1. Introduction 85
V.2. Ferraillage des poutres 86
V.2.1. Introduction 86
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 86
V.2.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art 86
V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA 86
Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires 87
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 87
V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 88
Béton La contrainte admissible du béton est donnée par la formule 88
V.2.5 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 89
V.2.6 Calcul des armatures transversales 91
V.2.7 Vérification de la flèche 91
schémas des armatures des poutres 92
Poutres principales 92
Terrasse 92
étages courants 92
Poutres secondaires 93
Terrasse 93
étages courants 93
V.3 Ferraillage des poteaux 94
V.3.1 Introduction 94
V.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS 95
V.3.3 Les armatures transversales 96

schémas des poteaux 97
V.4 Ferraillage des voiles 99
V.4.1 Les voile plein 100
V.4.1.1 Les armatures verticales 100
V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S 101
V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux 101
Armatures transversales 103
V.4.2 les voile avec ouverture 104
a.les trumeaux 104
Las armateurs verticaux 104
V.4.2.1 Vérification à E.L.S 105
Las armateurs horizontaux 105
b.les linteaux 106
Recommandations réglementaires 106
Selon le CBA 93 106
Selon le RPA 99 106
1. Premiers cas ($\tau b \leq 0.06 f28$) 107
Aciers longitudinaux 107
Aciers transversaux: 107
a. linteau long (λ >1) 107
b. linteau court (λ <1) 107
2. Deuxième cas (τb > $0.06 f28$) 108
Ferraillage minimal 109
Calcule de ferraillage 109
Les armateurs longitudinaux 109
Les armateurs diagonales 110
Les armateurs horizontales 111
Schéma des voiles avec ouverture 112
VI.1 Etude du sol 113
VI.1.1 Introduction 113
VI.1.2 Rapport géotechnique 113

VI.1.3 Situation du projet 113
VI.1.4 Compagne d'investigation 113
VI.1.5 Nature du sol 113
Travaux de laboratoire 113
Conclusion 113
VI.2 Etude des fondations 114
VI.2.1 Introduction 114
VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations 114
VI.2.3 Classification des fondations 114
VI.3 Calcul des fondations 115
VI.3.1 Semelles isolées 115
VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées 116
VI.3.1.2 Vérification des contraintes à ELS 116
VI.3.1.3 Vérification de chevauchement entre les semelles isolées 118
Conclusion 118
VI.3.2 Semelles filantes 119
VI.3.2.1 dimensionnement de semelle sous poteaux 120
La hauteur de semelle 120
Pré dimensionnement de poutre de libage 120
Vérification de contrainte a L'ELS 121
VI.3.2.2 dimensionnement de semelle sous voiles et poteaux 121
Vérification de contrainte a L'ELS 121
Vérification de chevauchement entre les semelles filantes 123
Conclusion 153
Ferraillage des semelles filantes 123
Armatures principales 123
Armatures de répartition 123
1.Sous poteaux 123
Armatures principales 123
ELS 123
ELU 124

Récapitulation 124
VI.3.2.3. Vérification de la stabilité au renversement 124
VI.3.2.4. Vérification des longueurs de scellement 124
Ferraillage de la poutre de libage 125
VI.3.2.5. Calcul des moments 125
VI.32.6. Calcul du ferraillage 125
1. Armatures longitudinales 125
Calcul a l'ELU 125
Vérification des contraintes a l'ELS 126
2. Armatures de peau 126
3. Armatures transversales 126
2.Sous voiles et poteaux 127
Armatures principales 127
ELS 127
ELU 127
Récapitulation 127
VI.3.2.6. Vérification de la stabilité au renversement 128
VI.3.2.7. Vérification des longueurs de scellement 128
VI.4. Etude de mur de soutènement 128
VI.4.1 Evalaution des charges 129
a-charge permanente 129
b-charge d exploitaion 129
c-combinaisons d actions 130
VI.4.2. Ferraillage de mur de soutènement 130
a- détermination des moments a l'ELU 131
b- détermination des moments a l ELS 131
c- détermination des armatures longitudinales a l'ELU 132
d- vérification des contraints l ELS 132
VI.5. calcule des longrines 133
VI.5.1. Pré dimensionnement des longrines 133
VI.5.2. Charges sollicitant les longrines 133

VI.5.3. Ferraillage des longrines 133
Armatures transversales 134
Espacement: 134
Conclusion 135

liste des tableaux

Tableau I.1 : dimensions du Bloc 1

Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 5

II.2- Evaluation des charges et surcharges : 9

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison 9

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison 9

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 10

Tableau II.4 charges permanentes du plancher courant (corps creux) 11

Tableau II.8 : predimensionnement des poutres 13

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poteaux 13

Tableau II.10 : détermination de la longueur de flambement 14

Tableau II -11: calcule de Nu 15

Tableau II -12: calcule de charges permanente 18

Tableau II -13 : Tableau de vérification 18

Tableau II.14 vérifications de coffrage des poteaux 19

Tableau II.15 Détermination des sections des voiles 20

Tableau III.1.1 Les charges 21

Tableau III.1.2 Les efforts 21

Tableau III.1.3 Les données 22

Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage 27

Tableau III.2.2 Calcul des moments 27

Tableau III.2.3 Calcul des étaiements 28

Tableau III.2.4 action de calcul des poutrelles après coulage 30

Tableau III.2.5 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 06 travées à l'ELU 31

Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 06 travées à l'ELS 32

Tableau III.2.7 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 08 travées à l'ELU 33

Tableau III.2.8 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 08 travées à l'ELS 34

Tableau III.2.9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELU 35

Tableau III.2.10 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELS 36
Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU 37
Tableau III.2.12 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS 38
Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes étage courants 39
Tableau III.2.14 calcul des armatures 40
Tableau III.2.15 récapitulation 41
Tableau III.2.16 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 41
Tableau III.2.17 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 42
Tableau III.3.1 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 46
Tableau III.3.2 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 47
Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier 47
Tableau III.3.4 récapitulatif 48
Tableau III.3.5 données de calcul 48
Tableau III.3.6 calcul des armatures 49
Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition 49
Tableau III.3.8 calcul de l'espacement 50
Tableau III.3.9 pré dimensionnement de la poutre palière 51
Tableau III.3.10 données de calcul 52
Tableau III.3.11 Calcul du ferraillage de la poutre palière 53
Tableau III.3.12Vérification à l'E.L.S 55
Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone A 58
Tableau IV.2 facteur de qualité Q 58
Tableau IV.3 centre de masse et centre de torsion 64
Tableau IV.4 excentricité théorique + accidentelle 65
Tableau IV.5 comportement des trois premiers modes 66
tableau IV.6 la participation massique 68
Tableau IV.7 choix du coefficient de comportement suivant x 70
Tableau IV.8 choix du coefficient de comportement suivant x en % 71
Tableau IV.9 choix du coefficient de comportement suivant y 71
Tableau IV.10 choix du coefficient de comportement suivant y en % 72
Tableau IV.11 Calcul de la force sismique 72

Tableau IV.12 vérification résultante des forces sismiques de calcul 72
tableau IV.13 Moment de renversement suivant x 74
tableau IV.14 Moment de renversement suivant y 75
Tableau IV.15 calcul de moment de stabilité suivant x,y 76
tableauIV.16 Vérification stabilité au renversement 76
Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage sens X 78
Tableau IV.18 Vérification des déplacements inter-étage sens Y 78
Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ sens X-X 83
Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y 83
Tableau V.2.1 les données de calcul 86
Tableau V.2.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales 87
Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 87
Tableau V.2.4 Vérification des poutres principales 88
Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires 88
Tableau V.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 89
Tableau V.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 89
Tableau V.2.8 Calcul de $\overline{\tau_u}$ 90
Tableau V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 90
Tableau V.2.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 90
Tableau V.2.11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 91
Tableau V.2.12 Vérification de la flèche des poutres 92
Tableau V.3.1 Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU 94
Tableau V.3.2 vérification à l'E.L.S 95
Tableau V.3.3 Choix des armatures transversales est leur espacement 96
Tableau V.4.1.1.1 calcul les armatures verticales 100
Tableau V.4.1.1.2 vérification des armatures a ELS des voiles 101
Tableau V.4.1.2.1 calcul des armatures horizontaux 102
Tableau V.4.1.2.2 diamètre des armatures transversales 103
Tableau V.4.2.a.1 calcul les armatures verticaux 104
Tableau V.4.2.a.2 vérification des armatures a ELS des voiles 105
Tableau V.2.a.3 calcul les armatures horizontaux 106

Tableau V.4.2.b.1 Calcul de l'armature longitudinales 109
Tableau V.4.2.b.2 Calcul de l'armature diagonale 110
Tableau V.4.2.b.3 Calcul de l'armature horizontal 111
Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X 118
Tableau VI.2 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y 118
TableauVI.3 poutre de libage 120
TableauVI.4 données de la semelle sous poteaux 120
TableauVI.5 données de la semelle 121
Tableau VI.6 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-x 123
Tableau VI.7 Calcul des armatures principales à L'ELS 123
Tableau VI.8 Calcul des armatures principales à L'ELU 124
Tableau VI.9 le ferraillage finale de filante SF1 sous poteaux 124
Tableau VI.10 vérification au renversement 124
Tableau VI.11 Longueur de scellement 124
Tableau VI.12 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 125
Tableau VI.13 Détermination des moments de la poutre de libage 125
Tableau VI.14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 125
Tableau VI.15 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS 126
Tableau VI.16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 126
Tableau VI.17. Calcul des armatures principales à L'ELS 127
Tableau VI.18 Calcul des armatures principales à L'ELU 127
Tableau VI.19 le ferraillage finale de filante sous poteaux et voiles 127
TableauVI.20 Vérification de la stabilité au renversement 128
Tableau VI.21 Longueur de scellement 128
TableauVI.22 calcul des armatures du mur de soutènement à l ELU 144
TableauVI.23 calcul des armatures du mur de soutènement à l ELS 132
TableauVI.24 le ferraillage finale du mur de soutènement 132
TableauVI.25 de coefficient α 133
TableauVI.26 ferraillage longitudinal des longrines 133
TableauVI.27 vérification des contraintes à l ELS des longrines 134

liste des figures

Figure I.1 escalier 2

Figure I.2 : Eprouvette (16×32) 4

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier 6

Figure II.1 dimensionnement Plancher à corps creux 8

Figure II.2 Dimensions du corps creux 8

Figure. II.3 Composants d'un plancher terrasse 10

Figure II.4 Plancher à corps creux 11

Figure II.5 Dimensionnement de la poutre 12

figure II.6 : Section 14

Figure II.7 représentation du poteau le plus sollicite 15

Figure II.8 Coupe de voile en plan 19

Figure III.1.1Schéma statique 21

Figure III.1.2 l'acrotère 21

Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU 22

Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère 25

Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage 26

Figure III.2.2 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU 31

Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU 31

Figure III.2.5 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 32

Figure III.2.6 Diagramme des efforts tranchants du 1eme type des poutrelles l'ELS 32

Figure III.2.7 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU 33

Figure III.2.8 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU 33

Figure III.2.9 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS 34

Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants du 2er type des poutrelles à l'ELS 34

Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles l'ELU 35

Figure III.2.11 Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELU 35

Figure III.2.13 Diagramme des moments du 3^{éme} type des poutrelles à l'ELS 36

Figure III.2.14 Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles l'ELS 36
Figure III.2.15 Diagramme des moments du 4eme type des poutrelles à l'ELU 37
Figure III.2.16 Diagramme des efforts tranchants du 4eme type des poutrelles l'ELU 38
Figure III.2.17 Diagramme des moments du 4éme type des poutrelles à l'ELS 38
Figure III.2.18 Diagramme des efforts tranchants du 4eme type des poutrelles l'ELS 39
Figure III.2.19 Ferraillage des poutrelles 44
Figure III.2.20 Disposition des armatures de la table de compression 45
Figure III.3.1 représentation d'un escalier 45
FigureIII.3.2 représentation des moments dans la poutre palière 48
Figure III.3.3 dimensionnement de la poutre palière 50
Figure III.3.4 les moments de poutre palière 52
Figure IV.1 spectre de réponse 59
Figure IV.2 Dimension des poteaux 61
Figure IV.3 vue en 3D 63
Figure IV.4 vue en 2D 64
Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y 66
Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x 67
Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z 67
Figure IV.8 les forces agissent sur la stabilité au renversement 73
Figure IV.9 distribution des forces sismiques 74
Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x 75
Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y 76
Figure V.2.1 Disposition des armatures des poutres principales terrasse 92
Figure V.2.2 Disposition des armatures des poutres principales étage courant 92
Figure V.2.3 Disposition des armatures des poutres secondaire terrasse 93
Figure V.2.4 Disposition des armatures des poutres secondaire étage courant 93
Figure V.3.1 Disposition des armatures pour les poteaux 97
Figure V.3.2 Ferraillage des poteaux des étages 3.4.5 97
Figure V.3.3 Ferraillage des poteaux des étages 1.2 98
Figure V.3.4 Ferraillage des poteaux de RDC et sous-sol 98
Figure V.4.1 Disposition des voiles 99
Figure V.4.2 Disposition des armatures dans les voiles plain 15x425 102
Figure V.4.3 Moments et efforts tranchants dans les linteaux 108

Figure V.4.4 Armatures du linteau selon le RPA 99 108
Figure V.4.5 Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture 15x 340 112
Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux 115
Figure VI.2 Représentation initiale des semelles 116
Figure VI.3 Les bulles de pression 118
Figure VI.4 schéma semelle filantes 119
Figure VI.5 Représentation des semelles filante 119
Figure VI.6 schéma de chargement qui vient au mur de soutènement 129
Figure VI.7 schéma des dimensions du mur de soutènement 129
Figure VI.8 disposition des armatures des longrines 134

Liste des Symboles

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

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 Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

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.
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.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.
Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :
Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment.

Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

I .Généralité

I.1. destination

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments résistants d'un ouvrage (RDC+5+Sous-sol) en béton armé contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques , à usage d'habitation.

Situation : l'ouvrage étudié est implanté à boumerdés, classé selon le RPA 99 version 2003 Comme une zone de forte sismicité (zone III.). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93et RPA 2003.

Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudie est constitué d'un seul bloc ayant un aspect rectangulaire comporte « 5 » niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+5+S/S)

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.2.1 Dimensions

Tableau I.1 : dimensions du Bloc

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Langueur total = 21.70 m **Largeur total =10.60 m**	**Hauteur totale du bâtiment: H=21.42 m** **Hauteur de l'étage courant: h =3.06m** **Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m** **Hauteur de sous-sol:…..... hs=3.06 m**

I.2.2 Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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 que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.3 Planchers :

Nous avons adopté deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

I.2.4 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm.

• Murs intérieurs (simple cloison)

I.2.5 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs Extérieurs.

I.2.6 Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escaliers droit à deux volées.

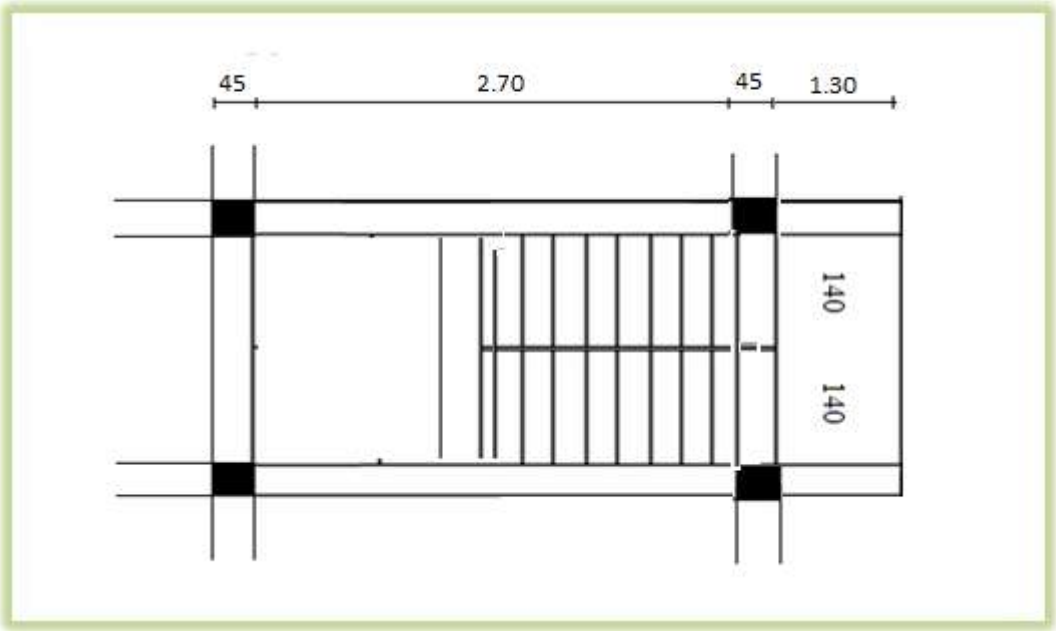


Figure I.1 escalier

I.*2.7* Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les étages; les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.*2.8 L'infrastructure :*

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide et assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.3Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1 Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.1 caractéristiques du Béton :

• facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.
• bonne résistance aux actions climatiques.
• bonne résistance à la compression.
• faible résistance à la traction.

I.3.1.2 ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences Suivantes :
• Résistance mécanique.
• Imperméabilité à l'eau.

I.3.1.3Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.
• Sable de dimension inférieure à 5 mm.
• gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25).

I.3.1.4 Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.5 Dosage du béton :
La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.
Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.
On retiendra que, pour $1m^3$ de béton, on utilise environ 350 kg de ciment, 175 l d'eau, 500 kg de sables et 1100 kg de gravillons , ces proportions varient dans des faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2 Béton armé : le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « effort de traction » . les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.1 Résistance du béton : C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression : CBA 93 Art [A.2.1.1.1]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (φ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).
Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \le 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40\ Mpa$$

I.3.2. 3 Résistance caractéristique à la traction : CBA 93 Art [A.2.1.1.2]
La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée

par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation:

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.2.4 Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{allogement\ dans\ le\ sens\ transversal}{raccourcissemnt\ longitudinal} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν= 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);

ν= 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

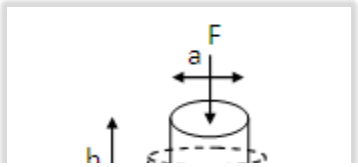


Figure I.2 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.5 Module de déformation longitudinale:

- Pour un chargement d'une durée d'application inférie

de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.1]**

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$ soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}$ MPa **CBA 93 Art [A.2.1.2.2]**

I.3.3 Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3.1 Types d'acier :

Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPA)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400

Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \le \phi \le 6$	520

I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $[E_s = 2.10^5 MPa]$.

N.B: Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - ✓ Equilibre statique
  - ✓ La résistance de l'un des matériaux
  - ✓ La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) est définie compte-tenu:
  - ✓ Conditions d'exploitation
  - ✓ La durabilité

E.L.U de résistance : CBA 93 Art [A.4.3.4.1]

1. Contrainte du béton en compression :

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

2. Contrainte ultime de cisaillement :

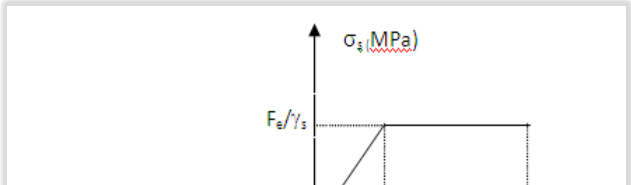
La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ MPa\right)$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ MPa\right)$

3. Contrainte limite de l'acier: CBA 93 Art [A.2.2.2]



- A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

- **A l'E.L.S :**

1. **E.L.S de compression de béton :**

   La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

   A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

2. **E.L.S de contrainte limite de l'acier:**

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentel le \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire; il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.1-LES PLANCHERS :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.a- Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4 m d'où alors $16 \text{ cm} \leq h_t \leq 20 \text{ cm}$

On adoptera $\mathbf{h_t = 20\ cm}$ telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

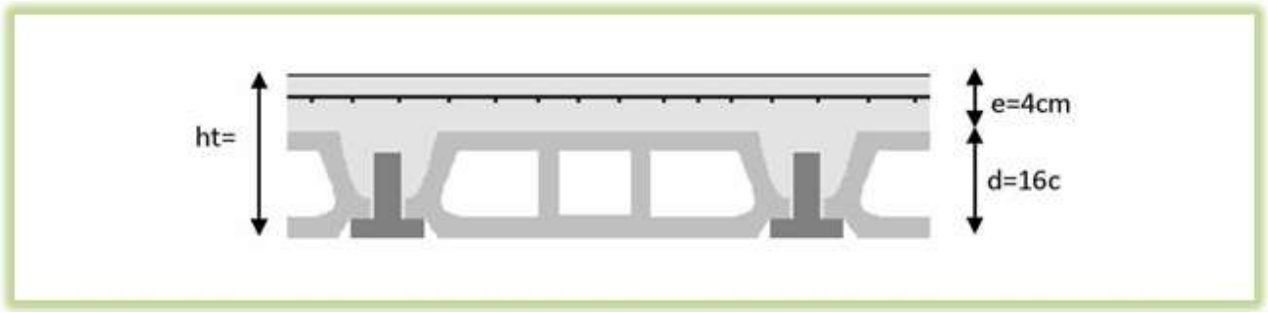


Figure II.1. dimensionnement de plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :
ht ≥ 16 cm
D' où on a :20cm (condition vérifiée).

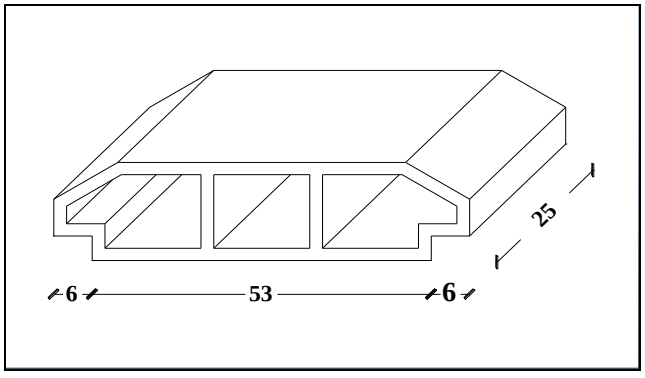


Figure II.2 Dimensions du corps creux

II.1.b- Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(\ Lx / 35\ ) \leq\ ep\ \leq (\ Lx / 30)$$

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)**Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm :peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm :peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) **condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

II.2- Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Maçonnerie :

II.2.1.a Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfaciqu (kN/m²)
01	Enduit en ciment	0.04	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
Charge permanente G				1.62

II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfaciqu (kN/m²)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				2.62

II.2.2-plancher terrasse

II.2.2.a-charges permanentes : DTR.BC.22

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.60

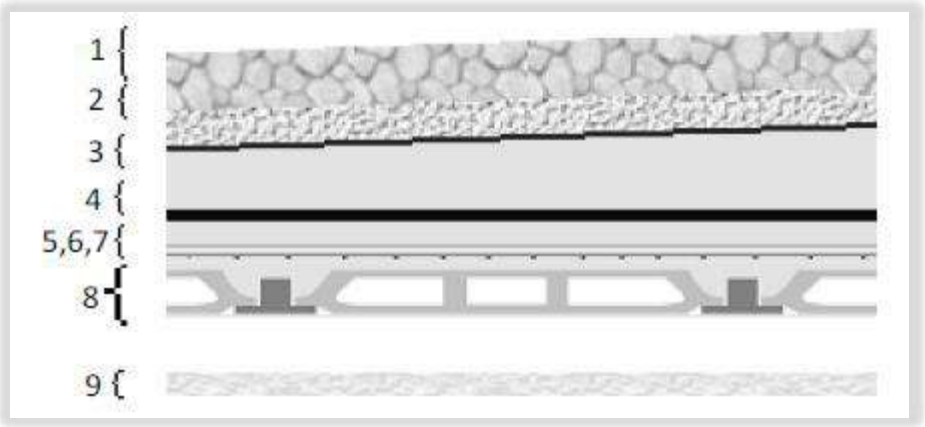


Figure. II.3 Composants d'un plancher terrasse

II.2.2.6 surcharges d'exploitation **DTR.BC.22**

Le plancher terrasse est inaccessible :

Q = 1kN/m²

II.2.3- Plancher courant

II.2.3.a-Charges permanentes **DTR.BC.22**

Tableau II.4 charges permanentes du plancher courant (corps creux)

	Composante	Epaisseur (m	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
	Carrelage	0.02	22.00	0.44
	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.00

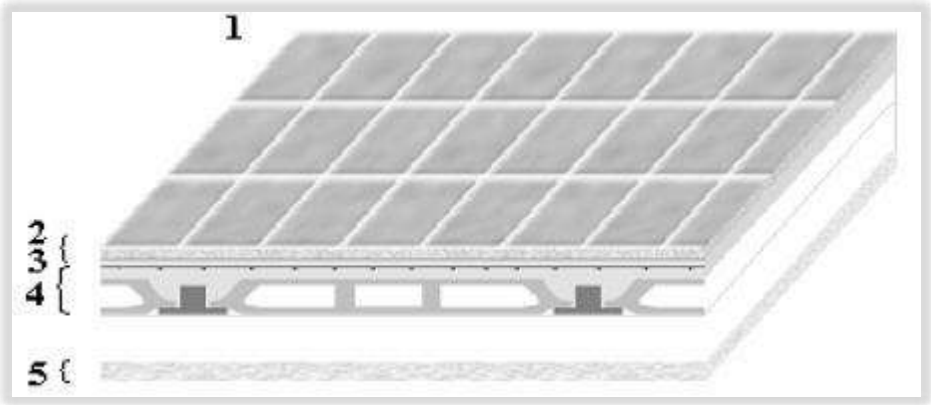


Figure II.4 Plancher à corps creux

II.2.3.6-surcharges d'exploitation **DTR.BC.22**

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m²**

II.3. Prédimensionnement des poutres :

a) poutres :

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 chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

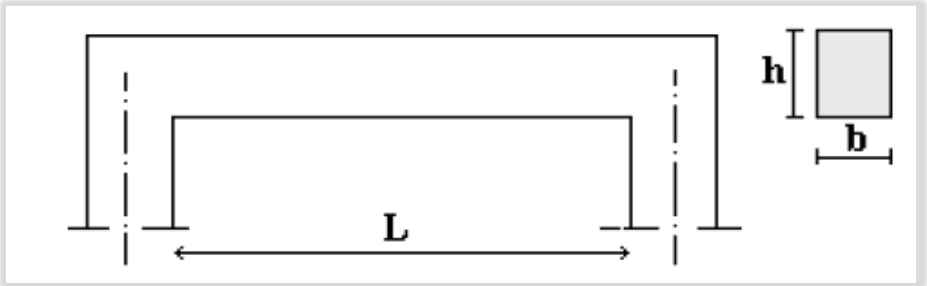


Figure II.5 Dimensionnement de la poutre

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

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

- ➢ (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- ➢ 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- ✓ h ≥ 30cm
- ✓ b ≥ 20 cm
- ✓ h/b ≤ 4
- ✓ $b_{max} \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle a Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers a corps creux sont parallèles a X-X

Tableau II.6 : predimensionnement des poutres

	Poutre principale	Poutre secondaire
Conditions de résistance	Lmax= 4.85 m ⇒ 32.33cm ≤ h ≤48.5cm on adopte h = 45 cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤31.5cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 4 m ⇒ 26.66 cm ≤ h ≤40cm on adopte h = 35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b =30 cm
Vérification selon RPA 99 (2003)	h=45cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.5 ≤ 4 **oui**	h=35cm≥30cm oui b=30cm≥20cm oui h/b=1.16≤ 4 oui
Condition de régidité H / l ≥ 1/16	(h/L=0.093) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	(h/L=0.0875) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
conclusion	h = 45cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton arme, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut predimensionner les poteaux, en utilisant un calcul base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'etat limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.4.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (C-2).

II.4.2. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II.7 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1 er	RDC	Sous sol
Dimension du poteau	**b1 (cm)**	**35**	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	45
	h1 (cm)	**35**	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	45

II.4.3. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- ✓ 0.7×L0 : si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.

- ✓ L0 : dans les autres cas.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II.8 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du Poteau	L_f	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	**35X35**	**0.7L0**	**0.10**	**21.42**
Sous le 5eme etage	**35 X35**	**0.7L0**	**0.10**	**21.42**
Sous le 4eme etage	**35 X35**	**0.7L0**	**0.10**	**21.42**
Sous le 3eme etage	**40X40**	**0.7L0**	**0.12**	**17.85**
Sous le 2eme etage	**40 X40**	**0.7L0**	**0.12**	**17.85**
Sous le 1er etage	**45 X45**	**0.7L0**	**0.13**	**18.45**
Sous le RDC	**45 X45**	**0.7L0**	**0.13**	**18.45**

II.4.4. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est :

- ✓ : $N_{\text{ultime}} \leq \left(\frac{Brf_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{fe}{\gamma_s}\right).a$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $A=\frac{B}{1000}$

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

a : coefficient fonction de l'élancement mécanique l qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} a = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\dfrac{50^2}{\lambda} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

L*f*=0.7 L0 : C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration, ou:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré)

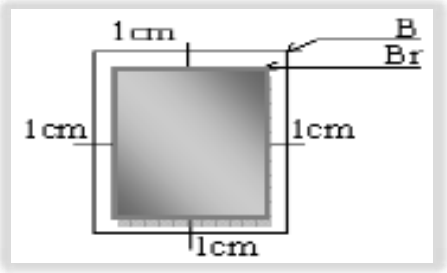


Figure II.6 : Section réduite du poteau

Tableau 2-9: calcule de $\bar{N}_u$

	Dimensions du Poteau(cm x cm)	**Br (mm2)**	**λ**	**α**	$A = \frac{B}{1000}$ **(mm^2)**	$\bar{N}_u$ (KN)
5eme etage	**35X35**	**108900**	**21.42**	**0.79**	**122.5**	**1825.97**
4eme etage	**35X35**	**108900**	**21.42**	**0.79**	**122.5**	**1825.97**
3eme etage	**35 X35**	**108900**	**21.42**	**0.79**	**122.5**	**1825.97**
2eme etage	**40X40**	**144400**	**17.85**	**0.80**	**160**	**2183.78**
1er etage	**40 X40**	**144400**	**17.85**	**0.80**	**160**	**2183.78**
RDC	**45 X45**	**184900**	**18.45**	**0.81**	**202.5**	**2830.55**
Sous sol	45 X45	184900	18.45	0.81	202.5	**2830.55**

II.4.5. Détermination des charges et surcharges

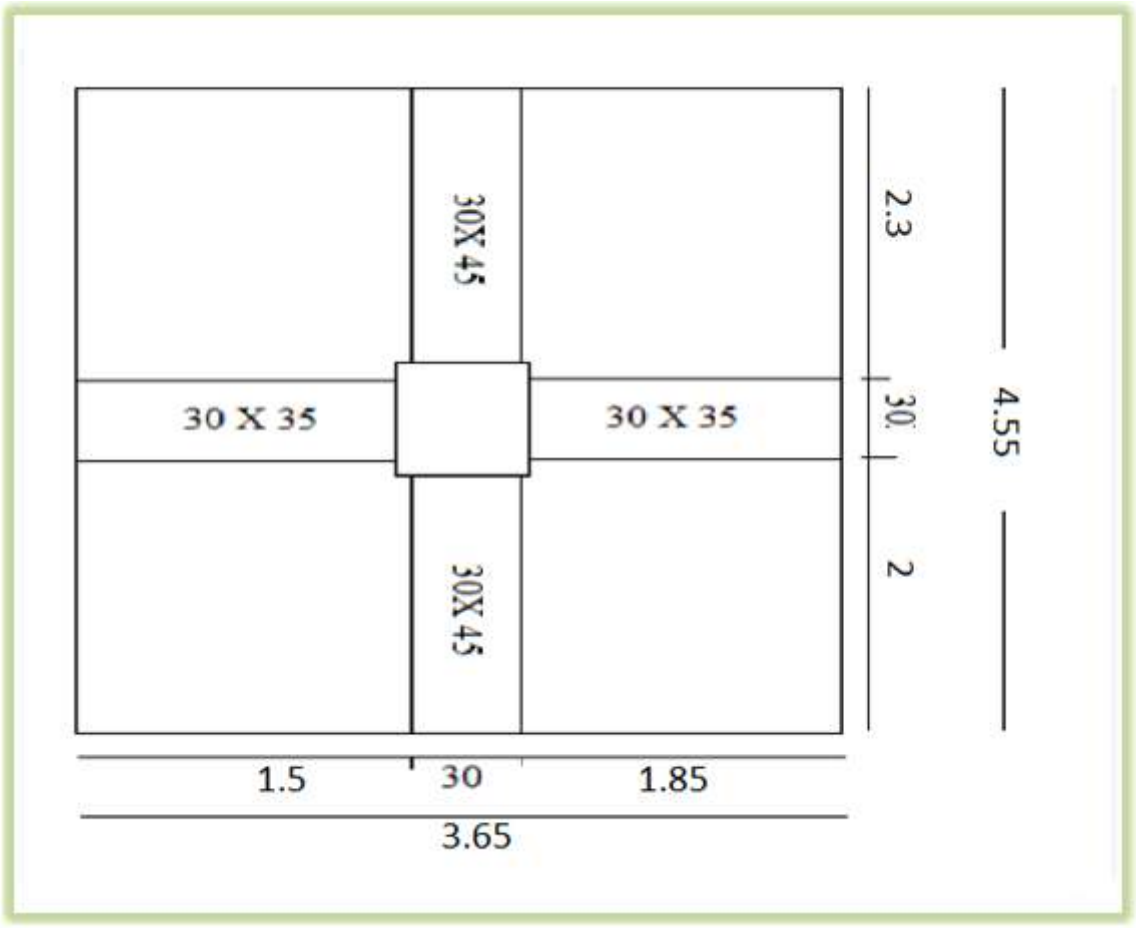


Figure II.7 représentation du poteau le plus sollicite

- Surface du plancher revenant au poteau:

Sp=(1.5+1.85)x(2.3+2)⇨**Sp= 14.41 m²**

- Surface totale:

St=3.65 x4.55⇨b **St= 16.61 m²**

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermediaire le plus sollicite, a chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5. Charges Permanente

- *Niveau (5éme étage)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6.60 x 14.405 = **95.073** kN

Poutres :

Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.30x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2)x0.3X0.45]= **14.51 KN**
Poteau :
G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 95.073+8.79 +14.51+9.37= 127.74 KN

- *Niveau (4éme étage)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 14.405 = **86.43** kN
Poutres :
Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.3x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2)x0.3X0.45]= **14.51 KN**
Poteau :
G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 86.43+8.79+14.51+9.37= 119.1 KN

- *Niveau (3éme étage)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 14.405 = **86.43** kN
Poutres :
Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.30x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2)x0.3X0.45]= **14.51 KN**

Poteau :
G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 86.43+8.79 +14.51+9.37= 119.1KN

- *Niveau (1er.2éme étage)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 14.405 = **86.43 kN**

Poutres :
Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.30x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2)x0.3X0.45]= **14.51 KN**
Poteau :
G= 0.4x 0.4x 3.06x 25= **12.24KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 86.43+8.79+14.51+12.24= 121.79 KN

- *Niveau (RDC)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 14.405 = **86.43 kN**
Poutres :
Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.30x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2)x0.3X0.45]= **14.51 KN**
Poteau :
G= 0.45x 0.45x 3.06x 25= **15.49 KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 86.43+8.79+14.51+15.49 = 125.22 KN

- *Niveau (S.SOL)*

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 14.405 = **86.43 kN**
Poutres :
Ps
G = 25x[(1.5+1.85)x0.30x0.35] **= 8.79 KN**
pp
G= 25x [(2.3+2) x0.30x0.45]= **14.51 KN**

Poteau :
G= 0.45x 0.45x 3.06x 25= **15.49 KN**
$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$
G= 86.43+8.79+14.51+15.49 = 125.22 KN

Tableau 2-10: calcule de charges permanente

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5ème	**95.073**	**9.37**	**23.30**	**127.74**	127.74
4ème	**86.43**	**9.37**	**23.30**	**119.10**	246.84
3ème	**86.43**	**9.37**	**23.30**	**119.10**	365.94
2ème	**86.43**	**12.24**	**23.30**	**121.97**	487.91
1ème	**86.43**	**12.24**	**23.30**	**121.97**	609.88
RDC	**86.43**	**15.49**	**23.30**	**125.22**	735.10
S.SOL	**86.43**	**15.49**	**23.30**	**125.22**	860.32

II.6. Charges d'exploitation :

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

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \bar{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1\ N_u \end{cases}$$

Tableau 2-11 : Tableau de vérification

Niveaux	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (kN) (mm^2)	$1.1N_{u.} \leq \bar{N}_u$
5eme etage	**127.74**	16.61	**197.36**	**217.10**	**1825.97**	**OUI**
4eme etage	**246.84**	41.53	**395.53**	**435.08**	**1825.97**	**OUI**
3eme etage	**365.94**	63.96	**589.96**	**648.96**	**1825.97**	**OUI**
2eme etage	**487.91**	83.89	**784.51**	**862.96**	**2183.78**	**OUI**
1er etage	**609.88**	101.34	**975.35**	**1072.89**	**2183.78**	**OUI**
RDC	**735.10**	118.64	**1170.35**	**1287.39**	**2830.55**	**OUI**
Sous sol	860.32	128.75	1354.56	1490.02	2830.55	**OUI**

II.7. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.4.1]

D'après le RPA99v2003 (zone III), les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.12 vérifications de coffrage des poteaux

Condition a vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	**Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm**	OUI
Min (b, h)≥ he /20	**Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = 3.06-0.3/20=13.8 cm**	OUI
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	OUI

II.8. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalises en béton arme, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments sa contraire, ces éléments sont considères comme des éléments linéaires.
Le RPA99 version 2003**[Art 7.4.1]**, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre aux extrémités.

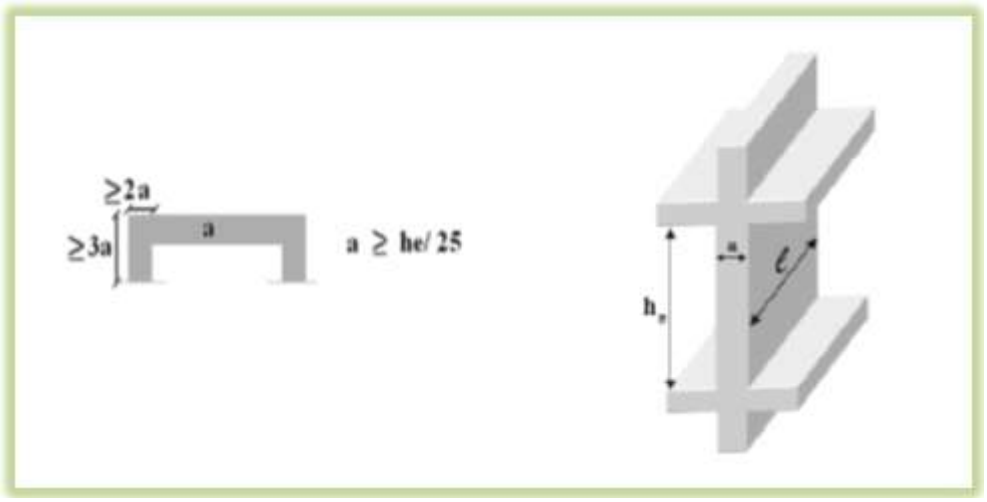


Figure II.8 Coupe de voile en plan

Pour notre structure:

- $h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m
- a ≥Max(15cm ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)
- a ≥Max(15cm ; 10.84 ; 12.31 ;13.55)
- a ≥ 15 cm

- on adopte **a = 15 cm**

les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol ,ils sont appuies sur les quatre cotes, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

Tableau II.13 Détermination des sections des voiles.

Etage	sous-sol	R.D.C	1	2	3	**4**	**5**
L'épaisseur (cm)	**15**	**15**	**15**	**15**	**15**	**15**	**15**

III .1.l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales .

- **Principe de calcul**

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.

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

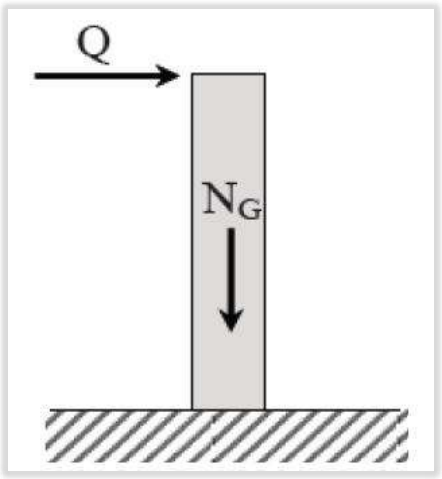


Figure III.1.1 Schéma statique de l'acrotère

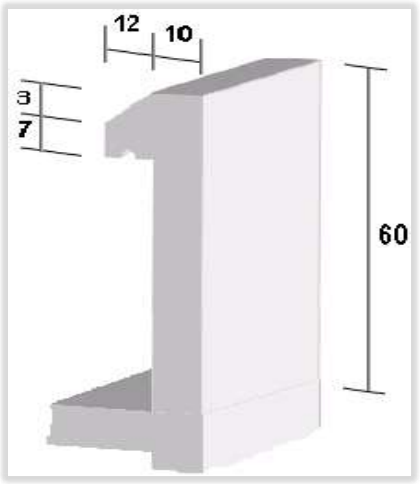


Figure III.1.2 l'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III.1.1 Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+((0.03*0.12)/2)]*25*1 = 1.755**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts

Tableau III.1.2 Les efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	**1,35 * G= 2.369**	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	**1,5 * Q = 1.5**	/
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

III.1.3. Calcul du ferraillage

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

Tableau III.1.3 Les données

Données			
f_{c28}	**25 MPa**	**h**	10 cm
f_{t28}	**2,1 MPa**	**d**	7.5 cm
f_e	**400 MPa**	**c**	2.5 cm
σ_b adm	**14.2 MPa**	**c'**	2.5 cm
σ_s adm	348 MPa	b	100 cm

III.1.3.a. A E L U

- **Calcul de l'excentricité**

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0$= 38cm

On a : e_0 = 38cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2}$ - 2.5= 2.5cm

Donc le centre de pression se trouve a l'extérieur du segment limite 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.

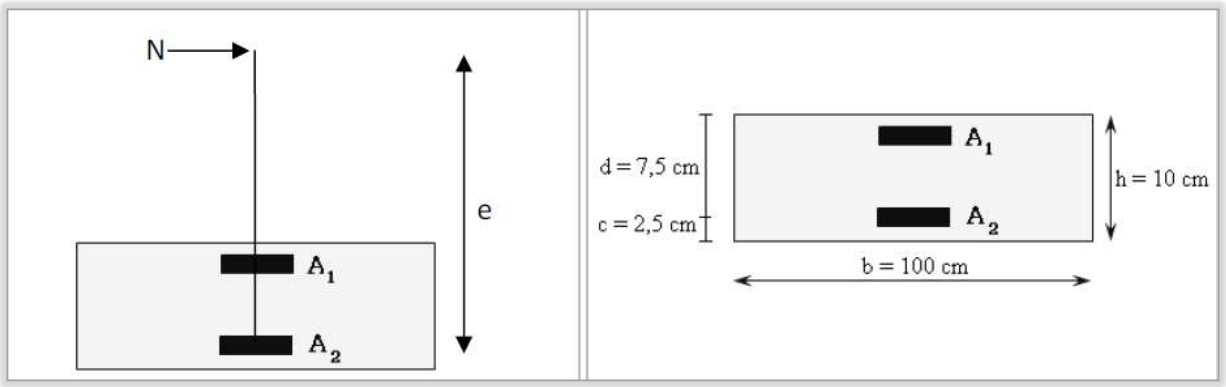


Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU

$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$ e = 0.405m

$M_1 = N * e \Rightarrow M_1$ = 0.96 KN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{\overline{\sigma_s} * \beta * d} = A_1 = 0.370\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.302cm²

Et : A' = A'$_1 \Rightarrow$ A' =0 cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.302\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 * 100}{1000} = 1\ cm^2$

Amin =1 cm² > A =0.302 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 5 HA 8 = 2.51 cm²

- **Armatures de répartitions**

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.63 \leq A_r \leq 1.25$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm
Srep=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S

Données: Nser = 1.755 kN
Mser = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19$ cm

$\frac{h}{2} - c$ = 5-2.5 = 2.5 cm < e_0 = 34.19 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où : $B_0 = b * h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15$ cm^2.

$v_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)] \Rightarrow v_1 = 5.073$ cm

$v_2 = h - v_1 \Rightarrow v_2 = 4.926$ cm

$I = \frac{b}{3}(v_1{}^3 + v_2{}^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2] \Rightarrow$ I=8513.68 cm^4

Alors: $\frac{I_G}{B_0 V_2} = 1.677$ cm

Donc : $e_0 = 34.19$ cm > $\frac{I_G}{B_0 v_2} = 1.677$ cm

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

σ_s =15k(d-y_1)

On va calculer y2 a l'aide de l'équation suivante:

$y_2{}^3 + py_2 + q = 0$ ……. '*'

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

❖ **Application numérique**

$\begin{cases} p = -2489.80\ cm^2 \\ q = +47307.84\ cm^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2{}^3 - 2489.80y_2 + 47307.84 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85 * 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} acos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.20\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -57.54\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.34\ cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31.20\ cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\ cm \end{cases}$

$S_{xx'} = \frac{1}{2} b {y_1}^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$

$S_{xx'} = 36.48\ cm^3$

$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\ N/mm^3$

$\sigma_b = k y_1 = 0.048 * 20.1 = 0.967\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0481 * (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$

$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$

$\sigma_s = 39.61\ MPa < \bar{\sigma}_s = 201.633\ MPa$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale a: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 * 0.075} = -11.83 KN$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises a aucun effort de traction, Donc pas de vérification a faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calcule sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- Fp = 4.A.Cp.Wp. **(R.P.A Art.6.2.3)**
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , **zone** III)
- C_p: facteur de force horizontal, **(R.P.A tab. 6.1)**
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_P = 4 * 0.25 * 0.8 * 1.755 = 1.404\ KN$$

$F_P = 1.404\ KN < T = 1.5\ KN$ **(condition vérifier)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

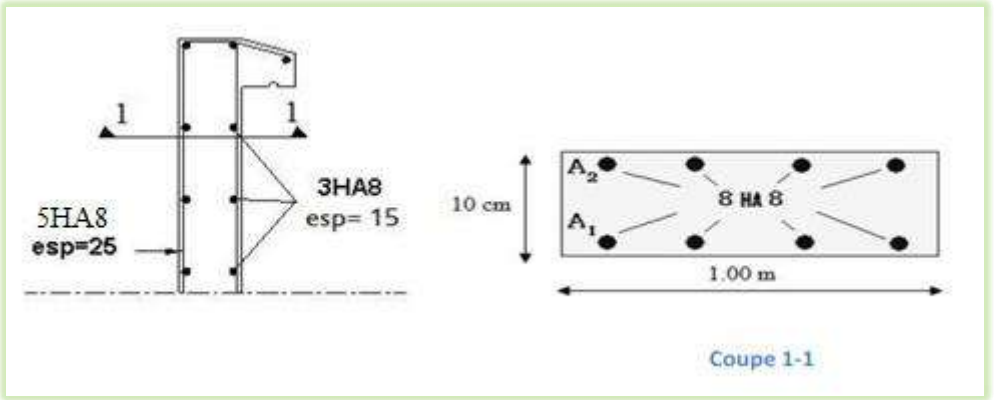


Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher a corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilise dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:
• Poutrelles préfabriquées en béton arme, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coule sur place).
Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers a corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III .2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée .
On a deux types de poutrelles le premier type a sept travées et l'autre deux travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ➢ Avant coulage.
- ➢ Apres coulage.

III.2.1.1. avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN

ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier .

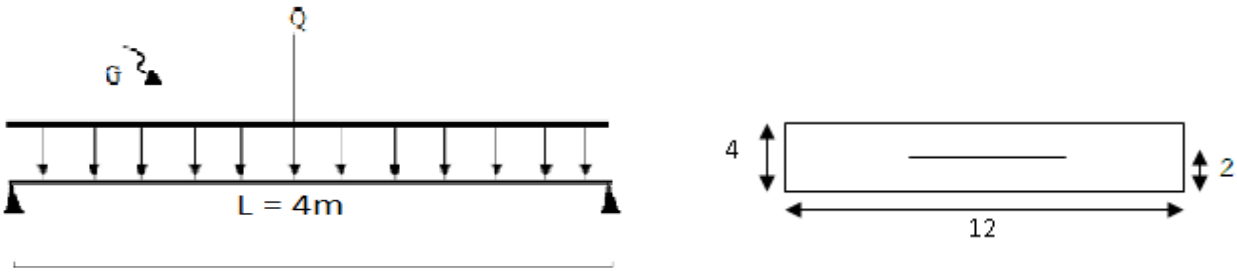


Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage

Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage

travée L (m)	Q (kN)	**G (kN/ml)**	
4	**Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]** = **2**	**poids de poutrelle**	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.2.2 Calcul des moments

Mg(KN.m)	M_Q(KN.m)	**M_u(KN.m)**
$\frac{G\,L^2}{8} = 1.54$	$\frac{Q\,L}{4} = 2$	$1.35M_G+1.5M_Q = 5.08$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{5.08*10^6}{14.2*120*20^2} = 7.45 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section du béton est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

III.2.1.2. après coulage :

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G=0.12+ (6*0.2*0.65)=0.9 kN/ml

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$f = \frac{2.05*(G+Q)*L^4}{348*E*I}$ pour la poutre continue

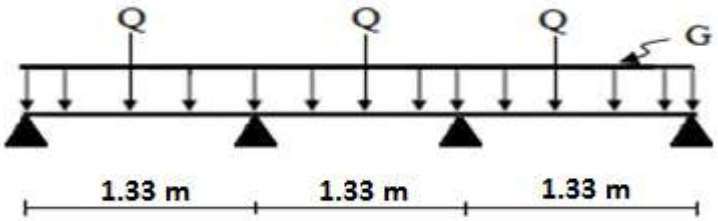
$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ pour L > 5 m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L < 5 m

Tableau III.2.3 Calcul des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	L (m)	Q (kN/ml)	G+Q (kN/ml)	**f** (**cm**)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	**0.9**	**4**	**2**	**2.9**	**6.1**	**0.8**	non
1		**2**	**1**	**1.9**	**0.60**	**0.4**	non
2		1.00	1	1.9	0.15	0.26	oui

On place 2 étaiements à une distance L=1.33 m.



Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue, ce qui conduit vers l'étude des deux types de poutrelles.

La poutrelle la plus sollicitée est celle de l'étage courant, le calcul commencera donc de ce plancher et les résultats ainsi obtenus seront adoptés aux autres niveaux.

III.2.1.2.1.Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditions d'applications de cette méthode sont vérifiées.

III.2.1.2.2.Conditions d'application

1- $Q = 4KN/m \leq Min\begin{cases} 2.G = 2 \times 6.60 = 13.2\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ **(condition vérifier)**

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées, le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". **(condition vérifier)**

3- La fissuration doit être peu nuisible. **(condition vérifier)**

III.2.1.2.3.Exposé de la méthode

M_0: moment isostatique ;

M_t: moment en travée ;

M_w: moment en valeur absolue sur l'appui de gauche ;

M_e: moment en valeur absolue sur l'appui de droite.

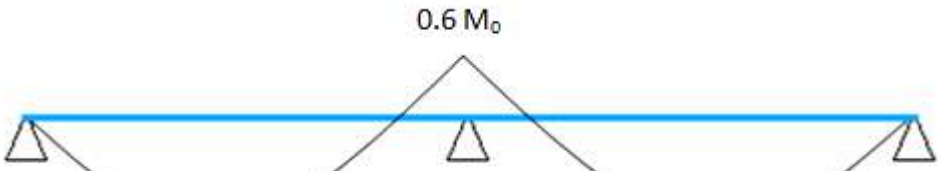
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

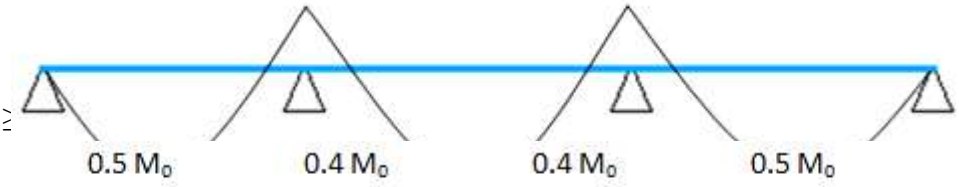
Les moments d'encastrement des appuis :

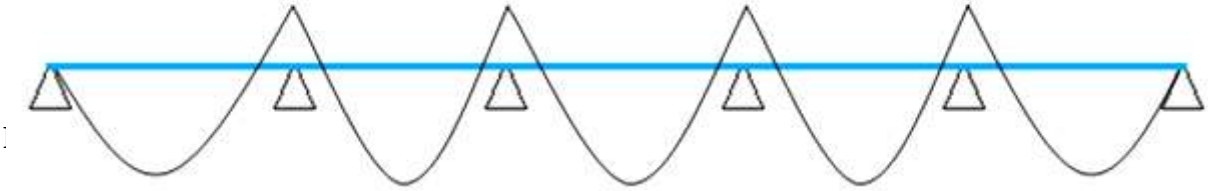
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ cas des poutres à deux travées



- M deux travées

- $M_a \geq$ avées





1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{\quad}{8}$)
2) Dans les expression ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolue
3) Sur un appuis considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui
4) Si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi- encastrement avec un moment ($M_a = 0.2M_0$)
5) L'effort tranchant est égale :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \left(\frac{M_{w-}M_e}{L}\right)$$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \left(\frac{M_{w-}M_e}{L}\right)$$

III.2.1.2.4.Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.2.4 action de calcul des poutrelles après coulage

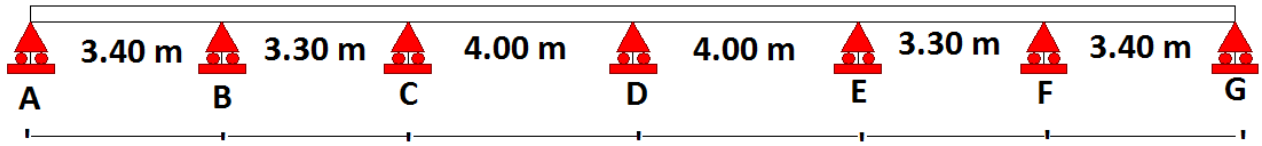
niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} **(KN/m)**
terrasse	**6.6 * 0.65 = 4.29**	**1 * 0.65 = 0.65**	**6.76**	4.94
Plancher courant	**6 * 0.65 = 3.9**	**1.5 * 0.65 = 0.975**	**6.72**	4.87

III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul

Pour les étages courants :

On a deux types de système de poutrelles à calculer :

- **1er type poutrelle à six travée**



$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$$

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.5 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 06 travées à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**9.76**	**6.19**	**1.55**	**7.74**	**9.21**	-13.77
B-C	**9.20**	**7.08**	7.74	**7.08**	11.35	-10.95
C-D	**13.52**	**9.98**	**7.08**	**9.98**	**12.8**	-14.28
D-E	**13.52**	**9.98**	**9.98**	**7.08**	**14.24**	-12.8
E-F	**9.20**	**7.08**	**7.08**	**7.74**	**10.95**	-11.35
F-G	**9.76**	6.19	**7.74**	1.55	**13.77**	**-9.21**

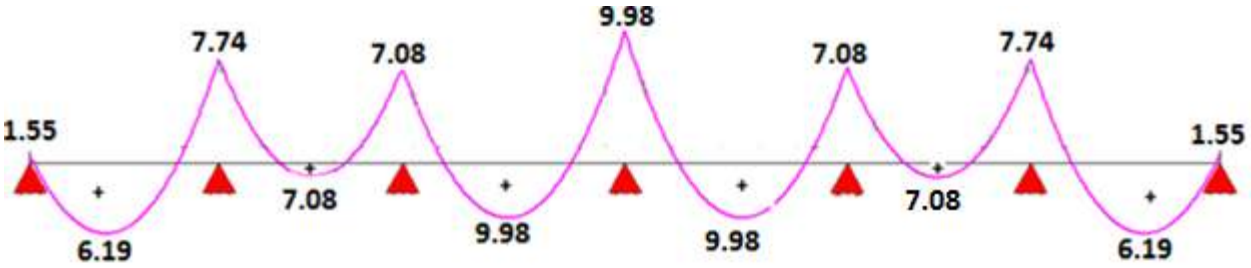


Figure III.2.2 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

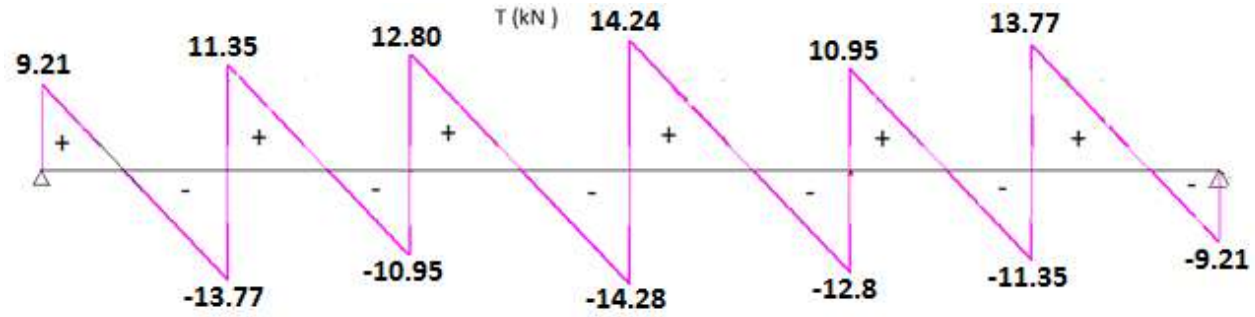


Figure III.2.3 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 06 travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	**M_e(kN.m)**	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**7.13**	**4.52**	**1.13**	5.66	6.73	-10.06
B-C	**6.72**	5.18	5.66	5.18	8.30	-8.00
C-D	**9.88**	**7.29**	**5.18**	7.29	9.35	-10.41
D-E	**9.88**	**7.20**	**7.29**	5.18	10.41	-9.35
E-F	**6.72**	**5.20**	**5.18**	5.66	8.00	-8.30
F-G	**7.13**	**4.52**	**5.66**	**1.13**	**10.06**	**6.73**

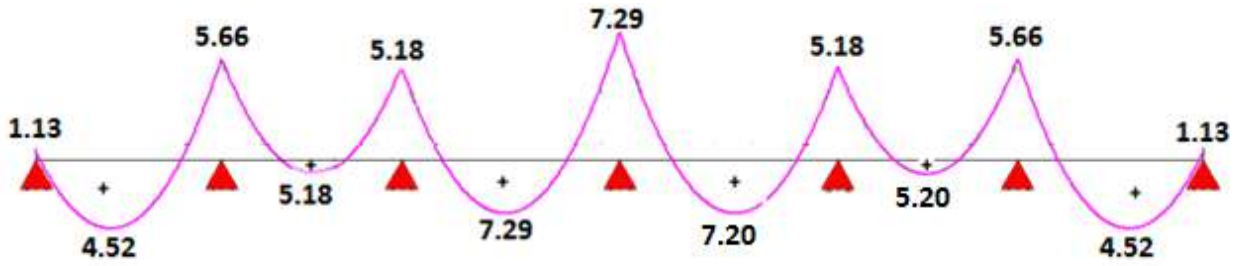


Figure III.2.4 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

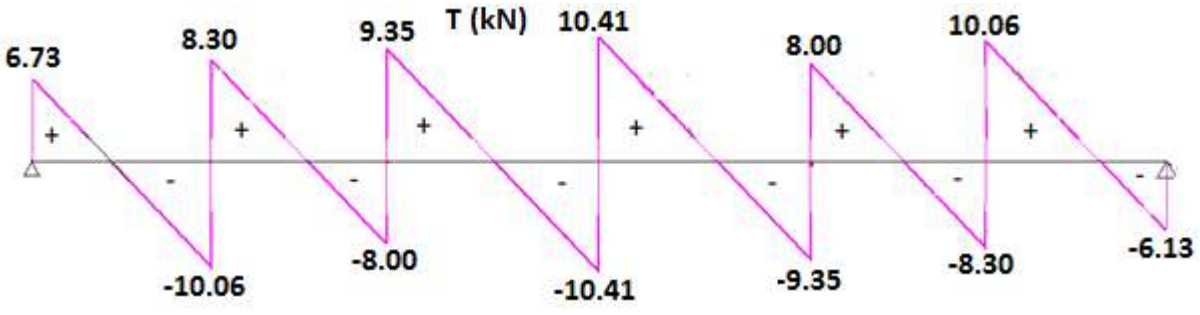


Figure III.2.5 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELS

➢ **2eme type poutrelle à 08 travées**

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

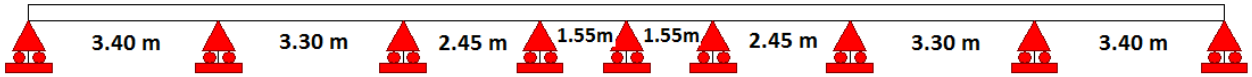


Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 08 travées à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**9.76**	**6.64**	**1.67**	**8.37**	**9.03**	-13.95
B-C	**9.20**	**4.54**	8.37	**4.54**	12.31	-9.99
C-D	**5.07**	**2.33**	**4.54**	**2.33**	**9.18**	-7.38
D-E	**2.03**	**1.45**	**2.33**	**0.86**	**6.19**	-4.29
E-F	**2.03**	**1.45**	**0.86**	**2.33**	**4.29**	-9.18
F-G	**5.07**	**2.33**	**2.33**	**4.54**	**7.38**	**-9.18**
G-H	**9.20**	**4.54**	**4.54**	**8.37**	**9.99**	**-12.31**
H-I	**9.76**	6.64	**8.37**	1.67	**13.95**	**-9.03**

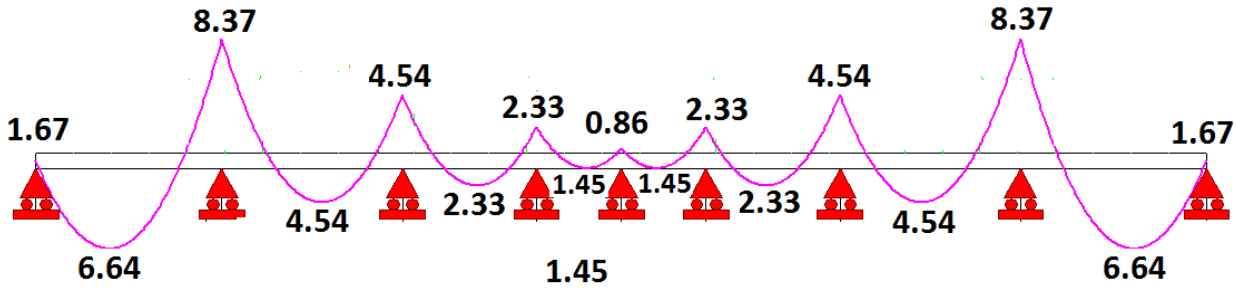


Figure III.2.7 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

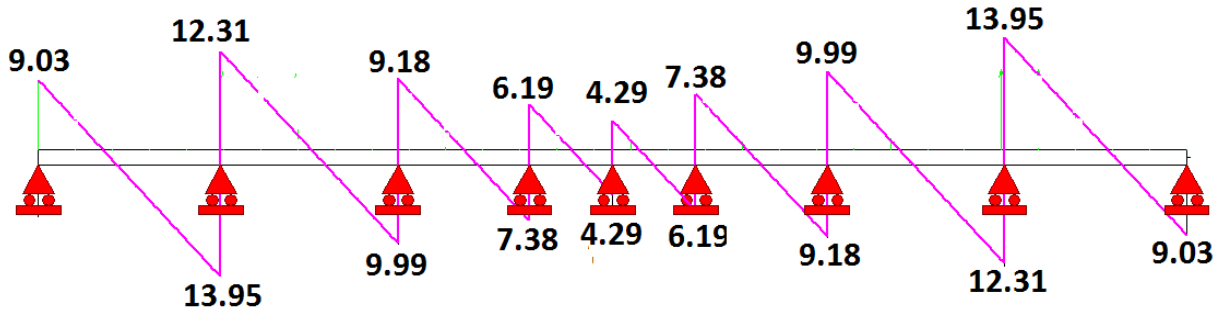


Figure III.2.8 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.8 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 08travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**7.13**	**4.89**	**1.22**	**6.12**	**6.60**	-10.20
B-C	**6.72**	**3.23**	6.12	**3.23**	9.00	-7.30
C-D	**3.7**	**1.71**	**3.23**	**1.71**	**6.71**	-5.39
D-E	**1.48**	**1.05**	**1.71**	**0.63**	**4.52**	-3.13
E-F	**1.48**	**1.05**	**0.63**	**1.71**	**3.13**	-4.52
F-G	**3.7**	**1.71**	**1.71**	**3.23**	**5.39**	**-6.71**
G-H	**6.72**	**3.23**	**3.23**	**6.12**	**7.30**	**-9.00**
H-I	**7.13**	4.89	**6.12**	1.22	**10.20**	**-6.66**

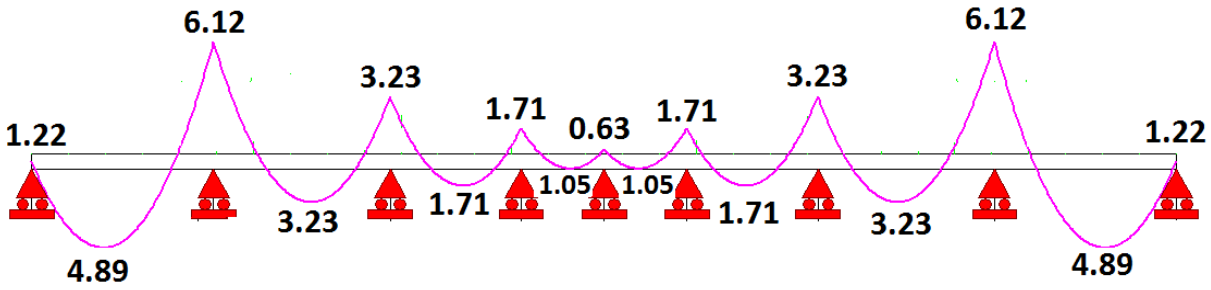


Figure III.2.9 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

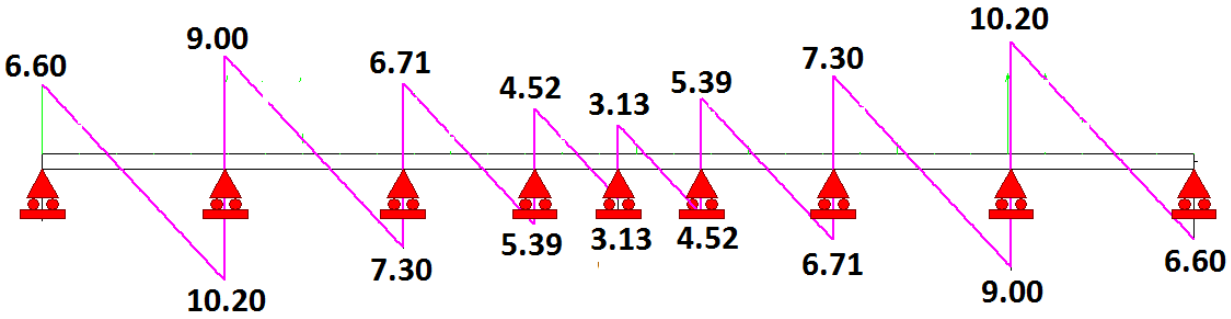


Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELS

- **3 eme type poutrelle à 07 travées**

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

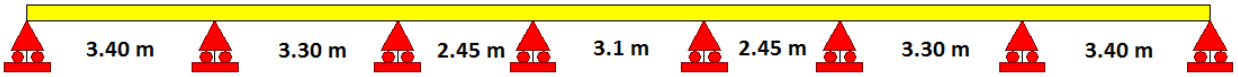


Tableau III.2.9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**9.76**	**6.80**	**1.70**	**8.50**	**8.99**	-13.99
B-C	**9.20**	**4.02**	8.50	**4.02**	12.51	-9.80
C-D	**5.07**	**3.60**	**4.02**	**4.60**	**8.04**	-8.52
D-E	**8.12**	**4.30**	**4.60**	**4.60**	**10.48**	-10.48
E-F	**5.07**	**3.60**	**4.60**	**4.02**	**8.52**	-8.04
F-G	**9.20**	**4.02**	**4.02**	**8.50**	**9.08**	**-12.51**
G-H	**9.76**	**6.80**	**8.50**	**1.70**	**13.99**	**-8.99**

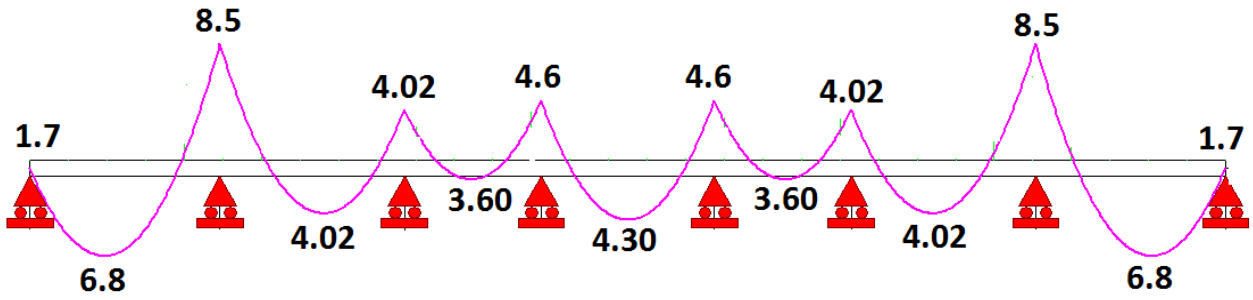


Figure III.2.11 Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELU

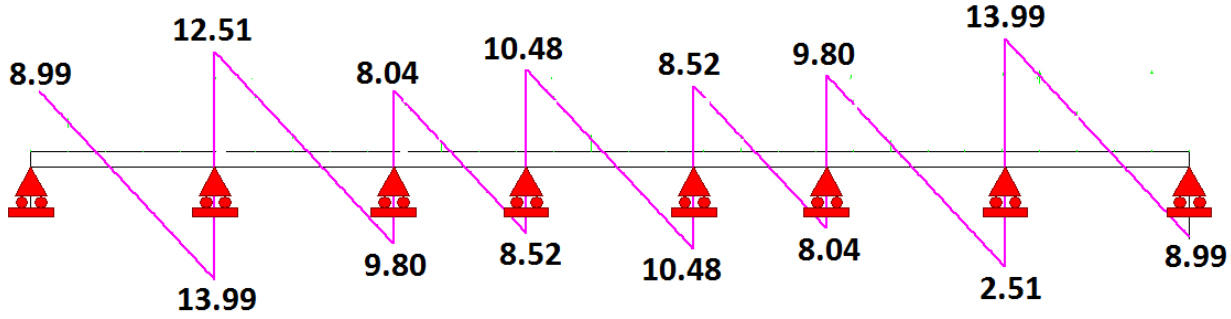


Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles l'ELU

a) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.10 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**7.13**	**4.85**	**1.24**	**6.21**	**6.57**	-10.22
B-C	**6.72**	**2.94**	6.21	**2.94**	9.14	-7.16
C-D	**3.7**	**1.9**	**2.94**	**3.36**	**5.88**	-6.22
D-E	**5.93**	**3.10**	**3.36**	**3.36**	**7.60**	-7.60
E-F	**3.7**	**1.90**	**3.36**	**2.94**	**6.22**	-5.88
F-G	**6.72**	**2.94**	**2.94**	**6.21**	**7.16**	**-9.14**
G-H	**7.13**	**4.85**	**6.21**	**1.24**	**10.22**	**-6.57**

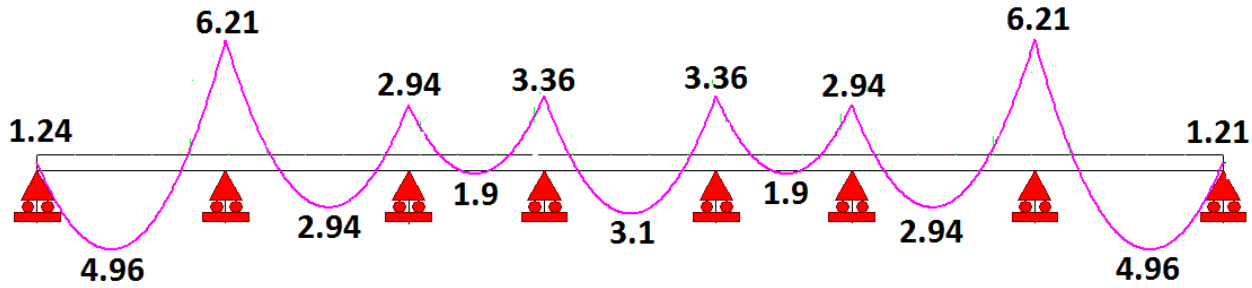


Figure III.2.13 Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELS

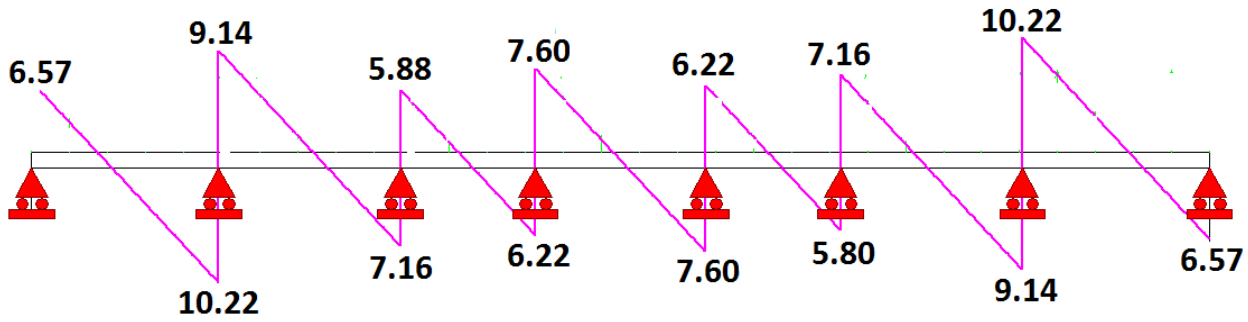
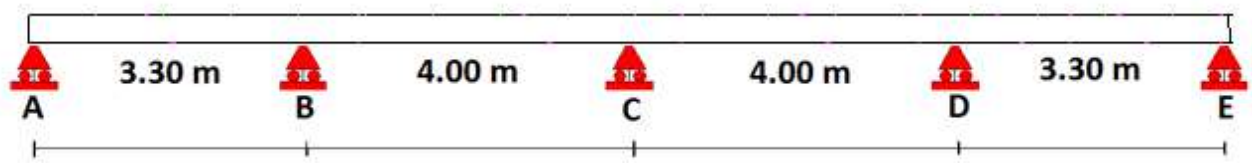


Figure III.2.14 Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles l'ELS

- **4eme type poutrelle à 04 travées**



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	**M_e(kN.m)**	T_ω (kN)	**T_e(kN)**
A-B	**7.13**	**7.28**	**1.82**	9.11	8.39	-13.92
B-C	**6.72**	8.96	9.11	8.96	13.56	-13.48
C-D	**9.88**	**9.11**	**8.96**	9.11	13.48	-13.56
D-E	**9.88**	**7.28**	**9.11**	1.82	13.92	-8.39

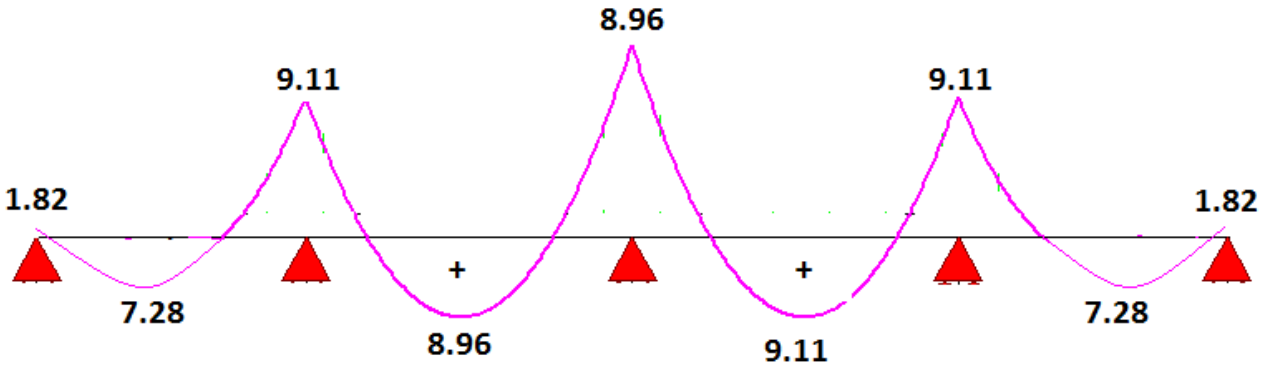


Figure III.2.15 Diagramme des moments du 4eme type des poutrelles à l'ELU

T (kN)

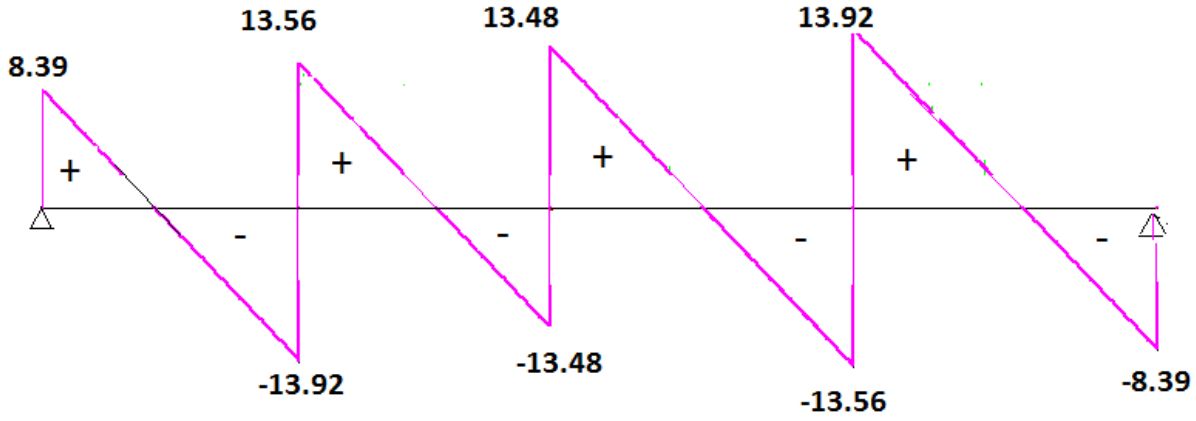


Figure III.2.16 Diagramme des efforts tranchants du 4eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moment à l'état limite service :

Tableau III.2.12 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	**6.72**	**5.32**	**1.33**	**6.66**	**6.13**	**-10.17**
B-C	9.88	**6.55**	**6.66**	6.55	**9.91**	-9.85
C-D	**9.88**	**6.66**	**6.55**	**6.66**	**9.85**	**-9.91**
D-E	6.72	**5.32**	**6.66**	1.33	**10.17**	-6.13

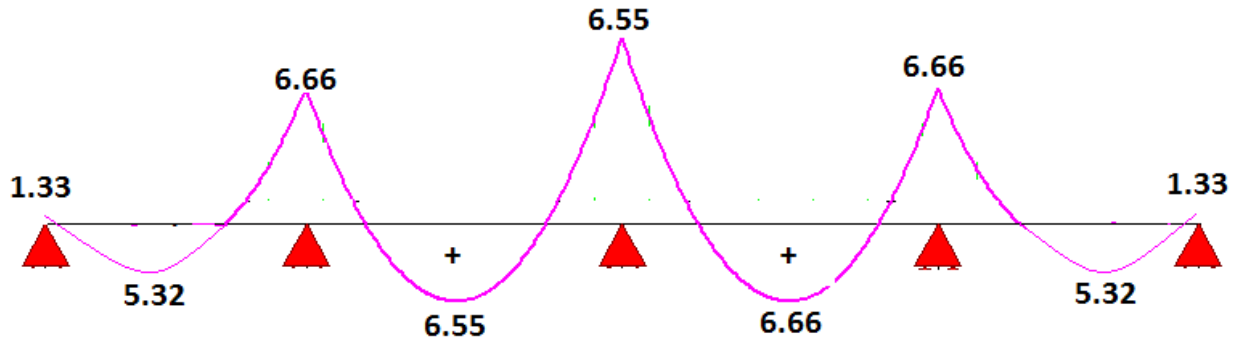


Figure III.2.17 Diagramme des moments du 4eme type des poutrelles à l'ELS

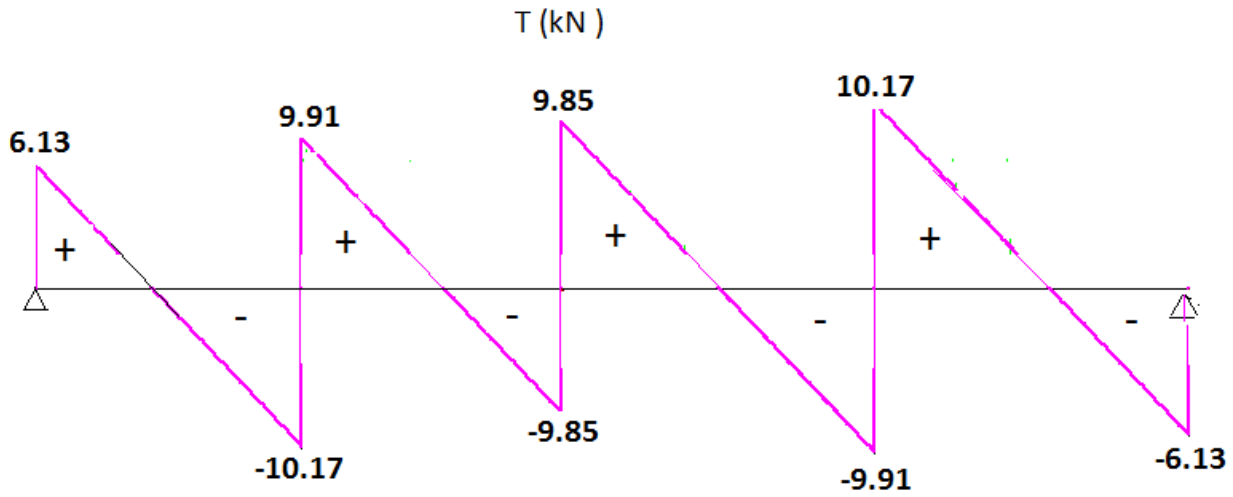


Figure III.2.18 Diagramme des efforts tranchants du 4eme type des poutrelles l'ELS

Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes
Etages courants

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	M_a u	M_t u	T_u	M_a ser	M_t ser
sollicitaions	9.98	9.98	14.24	7.29	7.29

III.2.1.2.6.Ferraillage des poutrelles

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles**, (étages courants)** c'est le cas le plus défavorable.
la fissuration est peu nuisible la situation est durable

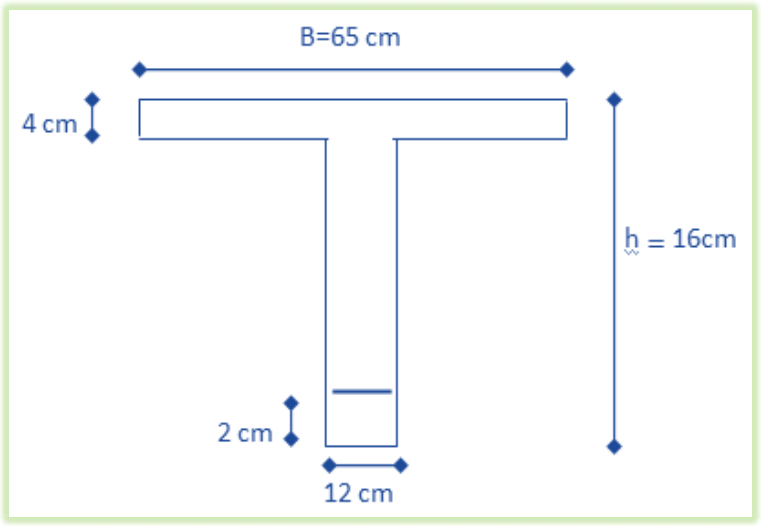


Tableau III.2.14 calcul des armatures

		En travée section T	**Aux appuis section rectangulaire**
	M_u	**9.98 KN.m**	9.98 KN.m
	M_0 (KN.m)	= 59.07kN.m , $M_0 > M_t$ $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (65 x 20) **⇒ calcule en flexion simple**	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire **(b x h)=(12 x 20**) ⇨calcul en flexion simple
	μ	**0.033**	0.18
	μl	**0.392**	0.392
	μ <μl	oui	**oui**
	β	**0.984**	0.900
	A	**1.61 cm²**	1.77 cm²

	Le choix	3HA10 = 2.35cm^2	**1HA10+1HA12 = 1.92 cm^2**
	B /1000	**1.30**	0.24
	A ≥ B /1000	oui	**oui**
	M_{ser} (KN.m)	**7.29 KN.m**	7.29 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6*f_{c\,28}$	**15 Mpa**	15 Mpa
	y_1 (cm)	**3.9 cm**	7.2 cm
	I_G (mm^4)	**8293.29 mm^4**	4852.2 mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	**0.087 mm**	0.15 mm
	$\sigma_b = K*y_1$	**3.39 Mpa**	10.08 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

Après avoir fait les calculs nécéssaire en flexion simple les resultats sont :

Tableau III.2.15 récapitulation

Section d'armatures	En travée	**En appuis**
	3HA10	**1HA10+1HA12**

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16.2;40 cm)

donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t : RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ ={5.71;12;12}(mm)

On adopte $\phi_t \leq$ **5.71**, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 28.27 mm²

a_t : section d'une barre
n_t :nombre des barres
a_t=0.28cm² et n_t=2 => $A_t=a_t n_t$=0.56 cm²

Tableau III.2.16 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	**Espacement (cm)**
2ϕ6	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$= 14.24 KN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.24x10^3}{120\times180} = 0.66 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.66 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).
On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ **(condition vérifier)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$$

$$==> \frac{0.56 \cdot 10^2}{120 \cdot 150} = 0.003 > 1.15\left(\frac{0.66 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1}{0.9 \cdot 400[0+1]} \right) = 9.58 \cdot 10^{-5}$$ **(condition vérifier)**

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible
α=90° Pour les armatures transversales.

Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.2.17 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 400 = 0.05 Mt/(15 Mo)= 9.98/(15*13.52)=0.049	ρ =A_t/(bo*d)=1.57 /(12*18)=0.0073 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
oui	**oui**

Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

M_{ser}= 7.29 KN · m
Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = f$
L= 400 mm
$\bar{f}$ = L /500 = 400/500 =0.8 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \cdot 18} = 0.0108$$

ρ = 1.088 % ⇒ β_1 = 0.856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 201.33 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 201.33 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.659$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.80$$ (déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i=1.52 (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh_0^2}{2} + b_0(h-h_0)*\left(\frac{(h-h_0)}{2}+h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h-h_0) + 15A} = 7.09$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0(y-h_0/2)^2 + b_0(\frac{h-h_0}{12})^3 + b(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2}+h_0-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 3.727*10^4 \text{ cm}^4$$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4.86*10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 8.54*10^3 \text{ cm}^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; avec : module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$; avec : module de déformation longitudinal logue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

E_i = 32164.19 MPa

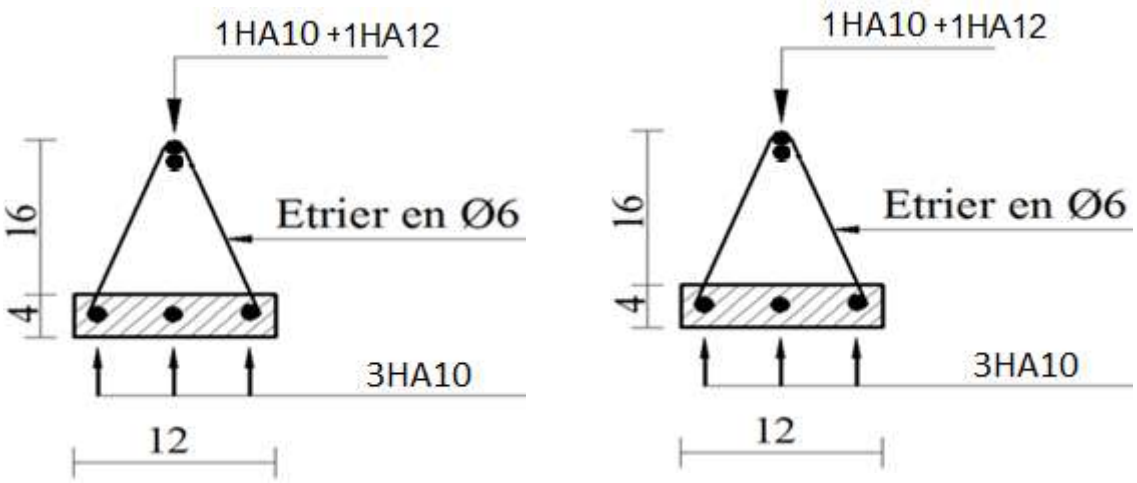
E_v = 10818.86 MPa

$$f_i = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 4.86 \cdot 10^7} = 7.48 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 8.54 \cdot 10^7} = 12.62 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 12.62 - 7.48 = 5.14$ mm

$\Delta ft = 5.14 \text{ mm} < \bar{f} = 6.9 \text{ mm}$



En appui En travée

Figure III.2.19 Ferraillage des poutrelles

III.2.2. Ferraillage de 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 appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

D'après **l'article [B.6.8.4.2.3]**; **le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$A_{//} > A_t/2$

donc : $A_t = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

alors : $A_t = 6\phi6 = 100\ cm^2/ml$

Armatures de repartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49\ cm^2$, soit : $6\phi6 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

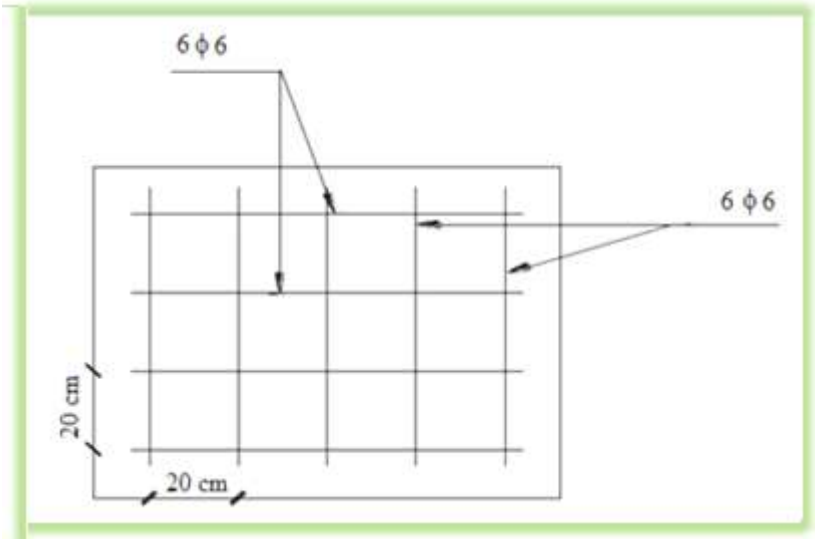


Figure III.2.20 Disposition des armatures de la table de compression

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier. On a un seul type d'escalier :

- Escalier droit

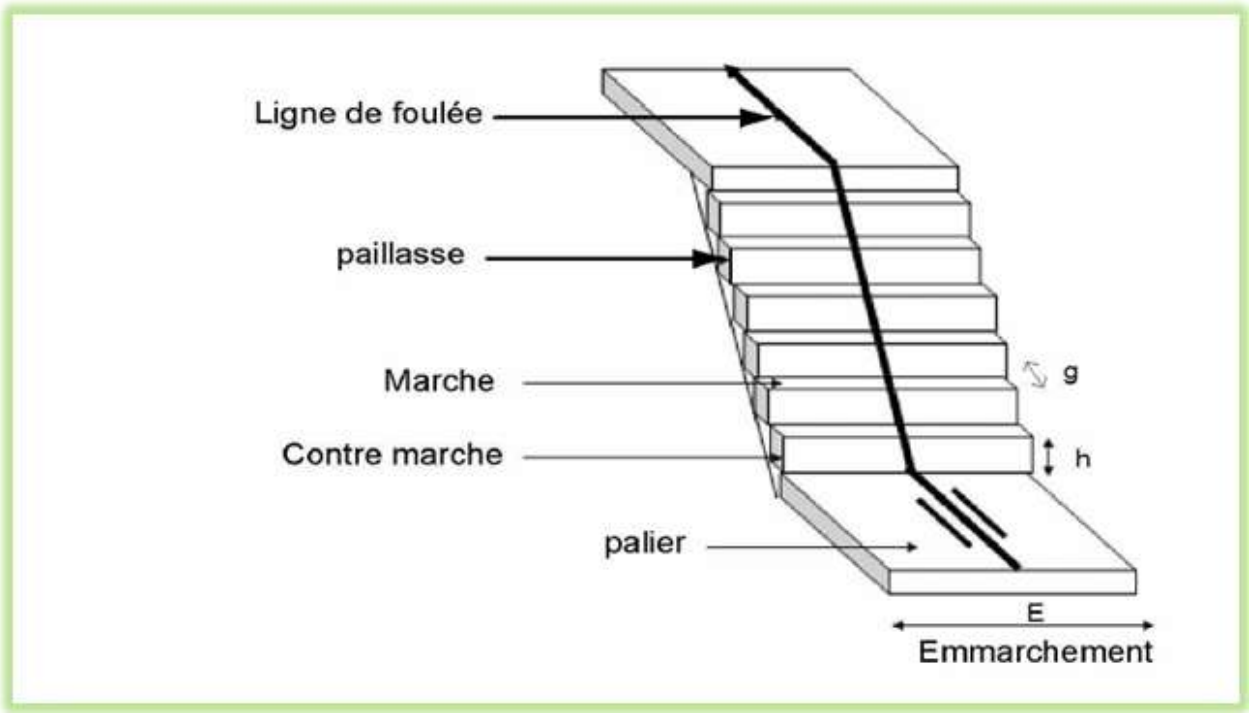


Figure 3-1 : Représentation d 'un escalier

III.3.2. Pré dimensionnement

- **étages courants :**

Pour que l'escalier soit confortable il faut respecter la condition de BLONDELLE 60cm ≤ g+ 2h ≤ 66cm Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H =1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17

59cm ≤ g+ 2h =64 ≤ 66cm **(condition vérifier)**

- ✓ **Angle l'inclinaison de volée :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{280} = 0.54 \Rightarrow \alpha = 28.65$$

- ✓ **longueur total de la poutre :**

$$L_{total} = 1.50 + \frac{1.53}{sin\alpha} = 4.69\text{m}$$

- ✓ **Déterminer de l'épaisseur de l'escalier :**

L_{total}= 4.69m

$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 13.40 \leq e \leq 15.63$, on adopt e =15 cm

III.3.3.Evaluation des charges et surcharges

- ✓ **Charges permanentes:**

a. Palier :

Tableau III.3.1 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	**Carrelage**	**0,02**	**22**	0,44
2	**Lit de sable**	**0,03**	**18**	0,54
3	**Mortier de pose**	**0,02**	**20**	0,40
4	**Poids propre du palier**	**0,15**	**25**	3.75
5	**Enduit plâtre**	**0,02**	**10**	0,2
G				**5,33**

b. Paillasse :

Tableau III.3.2 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	**Carrelage**	**0,02**	**22**	0,44
2	**Lit de sable**	**0,03**	**18**	0,54
3	**Mortier de pose**	**0,02**	**20**	0,40
4	**Poids propre de la paillasse**	**e / cosα = 0,17**	**25**	4,25
5	**Poids des marches**	**0.085**	**25**	2.125
6	**Enduit platre**	**0,02**	**10**	0,2
G				**7,95**

✓ **Surcharge d'exploitation:**

Le palier : $Q = 2.5kN/m^2$ **La paillasse** : $Q = 2.5kN/m^2$

III.3.4. Détermination des sollicitations :

Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	**5,33**	**2.5**	**10.94**	7.83
Paillasse	7,95	2.5	14.48	10.45

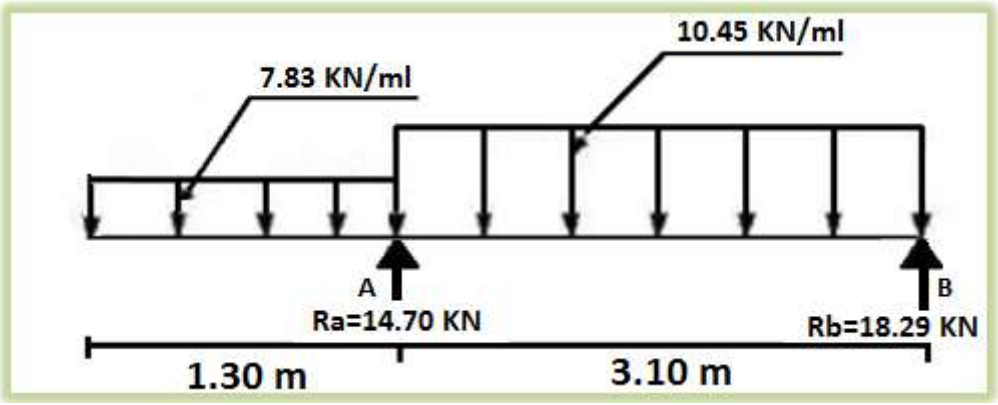


Figure III.3.2.1 diagramme des charge ELS

III.3. 5. Détermination des efforts:

- **à l'E.L.U:**

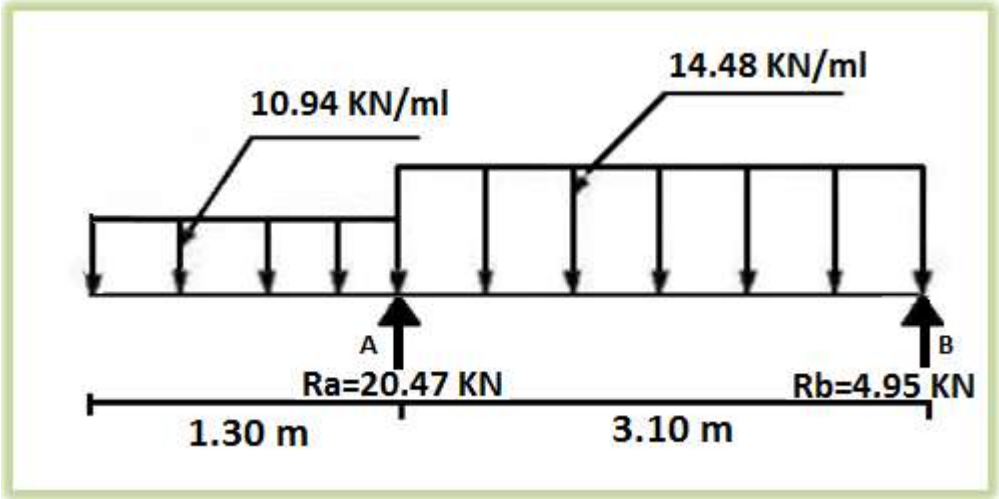


Figure III.3.2.2 diagramme des charge ELU

Récapitulation :

Tableau III.3.4 récapitulatif

	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	**T (KN)**
ELU	**12.08**	**5.21**	44.01
ELS	8.76	3.75	31.73

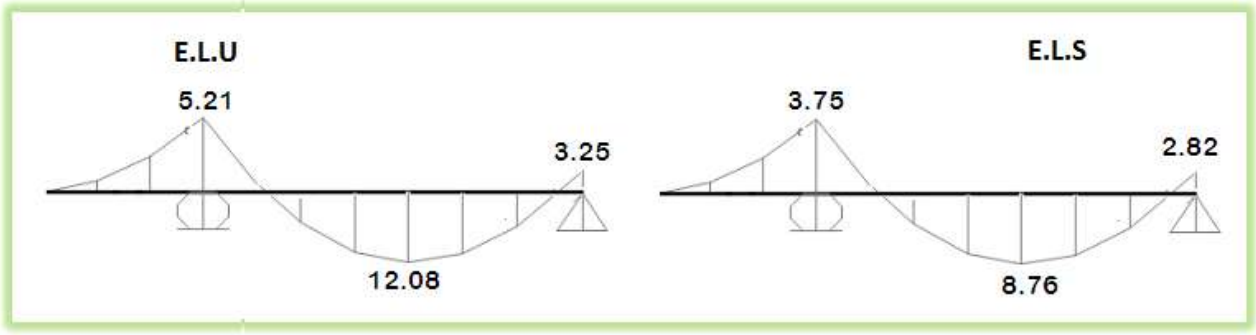


Figure III.3.3 diagramme des moments

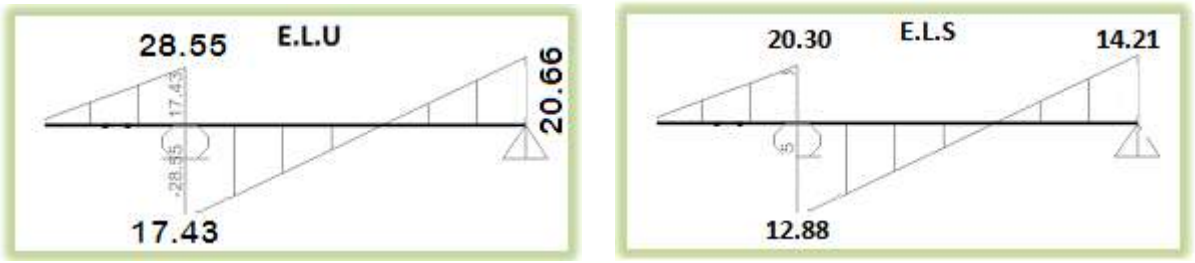


Figure III.3.4 diagramme des efforts tranchants

III.3.6 ferraillage de l'escalier :

Tableau III.3.5 données de calcul

Béton	f_{c28}**= 25MPa**	γ_b **=1.5**	σ_{bc} **=14.2 MPa**	c =2.5 cm
	f_{t28} **= 2.1 MPa**	**b = 100 cm**	**h= 15cm**	d = 12.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s= 348 MPa

Tableau III.3.6 calcul des armatures

		En travée	**Aux appuis**
ELU	M_t (KN.m)	**12.08**	5.22
	µ	**0.054**	0.024
	µl	**0.392**	0.392
	µ <µl	oui	**oui**
	β	**0.972**	0.988
	A (cm^2)	**2.86**	1.21
	Le choix	7HA10 = 5.50 cm^2	**7HA10 = 5.50 cm^2**
	B /1000	**1.5**	1.5
	A ≥ B /1000	oui	**oui**
ELS	M_{ser} (KN.m)	**8.76**	3.75
	σ_{badm} (Mpa)	**15**	15
	y1 (cm)	**4.11**	4.11

	IG mm^4	**$4.29*10^7$**	$4.29*10^7$
	K	**0.20**	0.09
	σ_b (Mpa)	**8.22**	3.70
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

- ✓ **Les armatures de répartition**

Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	**On adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.93}{4}$ **= 0.98**	5HA8= 2.01 cm^2
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.93}{4}$ =0.98	5HA8= 2.01 cm^2

- ✓ **Condition de l'espacement :**

Tableau III.3.8 calcul de l'espacement

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartitions**
En travée	**S_t = 15 ≤min [3h=45cm,33cm]**	S_t=25≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 15 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]

- ✓ **vérification de l'effort tranchant:**

$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{27.97*10^3}{1000*125} = 0.22$ MPa$\leq \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$ **(ok)**

- ✓ **Vérification de la flèche:**

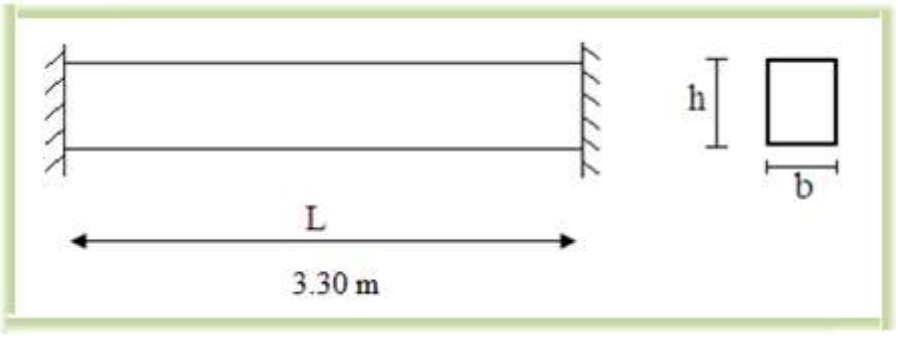
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{440} = 0.044 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{12.08}{20*14.21} = 0.042$ **(condition vérifier)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0031 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition vérifier)**

III.3.7.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.3.6.1.Pré dimensionnement



FigureIII.3.3 Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donne par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le **Règlement RPA99 Version 2003** en **zone (III).** sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4

$b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau III.3.9 pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	Lmax= 2.80 m ⇒ 18.66cm ≤ h ≤28cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.125) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	**h = 35cm ; b = 30 cm**

III.3.7.2. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre : P_P = (0.35*0.30*1)*25= 2.625 KN/ml
- Réaction d'escalier : R_u = 44.01 KN , R_{ser} = 31.73 KN
- Poids du mur : 1.35* 2.72*1 = 3.67 KN/ml

Pu=1.35(Pp+ Pm) +Ru ⇒ Pu= 52.51 KN/ml
Ps = (Pp + Pm + Rs) ⇒ Ps = 38.03 KN/ml

III.3.6.3. Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{52.51 \times 2.8}{2} = 73.51\,KN$$

donc: $T^{max} = 73.51\,KN$

$$M_t = \frac{52.51 \times (2.8)^2}{24} = 17.15\,KNm$$

$$M_a = \frac{52.51 \times (2.8)^2}{12} = 34.31\,KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{38.03 \times 2.8}{2} = 53.24\,KN$$

donc: $T^{max} = 53.24\,KN$

$$M_t = \frac{38.03 \times (2.8)^2}{24} = 12.42\,KNm$$

$$M_a = \frac{38.03 \times (2.8)^2}{12} = 24.85\,KNm$$

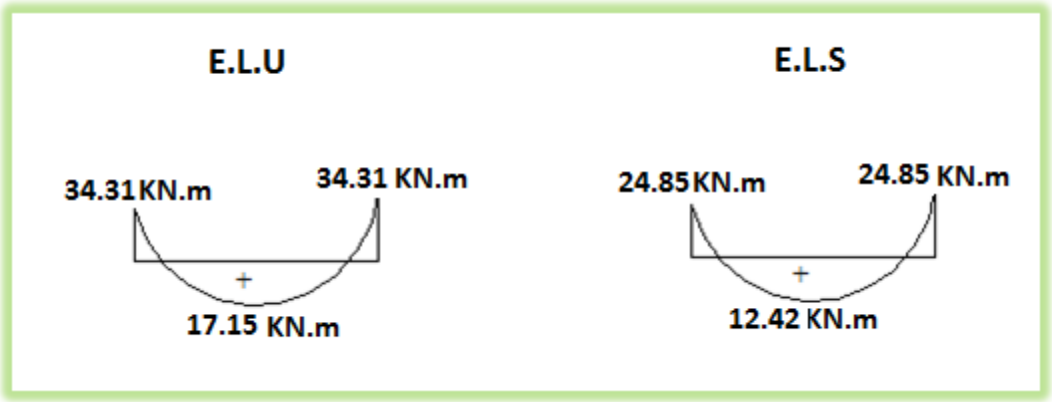


Figure III.3.4 diagramme des moment

III.3.7.4. Calcul du ferraillage:

- ✓ **Armatures longitudinales:**

Tableau III.3.10 données de calcul

Béton	f_{c28}**= 25MPa**	γ_b **=1.5**	σ_{bc} **=14.2 MPa**	c =2.5 cm
	f_{t28} **= 2.1 MPa**	**b = 30 cm**	**h= 35cm**	d= 32.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau III.3.11 Calcul du ferraillage de la poutre palière

	M_u KNm	μ	β	A (cm²)	le choix	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	**vérification**
En travée	**17.15**	**0.038**	**0.981**	**1.54**	**3HA12=3.39**	**0**	**1.05**	**oui**
En appuis	34.31	0.076	0.960	3.16	3HA12=3.39	0	1.05	**oui**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{73.51\times10^3}{300\times325} = 0.75\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 0.75MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ **(condition vérifier)**

✓ **Armatures transversales:**

- **Diamètre des armature transversales φ_t :**

$$\varphi_t < Min\left[\frac{h}{35} = 1\ cm\ ;\ \varphi_l = 12\,mm; \frac{b}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 1\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\,cm^2$$

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.5 cm² et nt=2

$A_t = a_t$ x n_t=1 cm².

Donc on adoptera: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

$$A_{min} = 0.003 * S_t * b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 8.75\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S}_t = 17.5cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 8\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 8\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 < A_{t\,min} = 0.003 \times (30) \times (15) = 1.35 cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra At = 4 T 8 = 2.01 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1. $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.01 \times 10^2}{300 \times 50} = 0.0134 \geq \frac{1.15(0.75 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 3.83.10^{-4}$ **(oui)**

Zone courante: $\frac{2.01 \times 10^2}{300 \times 150} = 0.0045 \geq \frac{1.15(0.75 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 3.38.10^{-4}$ **(oui)**

2. $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4. b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 2.01 cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 50}{400} = 0.15\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

III.3.7.5. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est préjudiciable, donc il faut vérifier la relation suivante: $\begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$

Tableau III.3.12 Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	**4.62**	4.62
M_{ser} (kN.m)	**12.42**	24.85
Y (cm)	**10.16**	10.16
I (mm^4)	**$4.50*10^8$**	$4.50*10^8$
k	**0.028**	0.055
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	15	**15**
σ_b **(mpa)**	**2.84**	5.58
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	oui	**oui**
$\overline{\sigma}_s$**(mpa)**	348	**348**
σ_s **(mpa)**	**83.89**	170.44
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	**oui**	**oui**

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

Vérification de la flèche: (CBA)

On doit vérifier :

1- $\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.065$ **(condition vérifier)**

2- $\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.033$ **(condition vérifier)**

3- $\frac{A}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 32.5} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$ **(condition vérifier)**

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

IV.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.
L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement ou séisme.
Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 17 ».

IV.2. Choix de la méthode de calcul

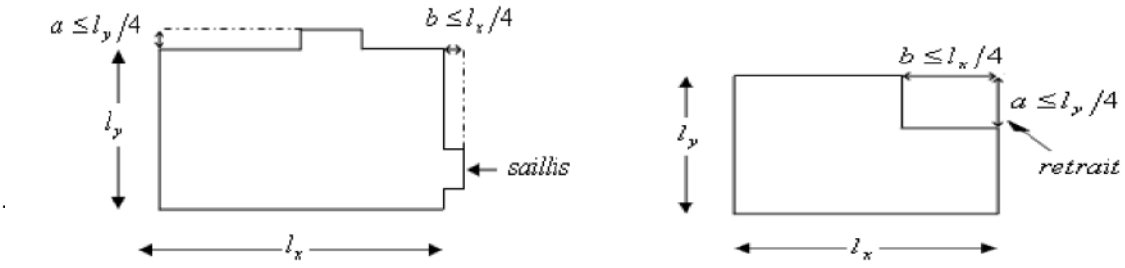
En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

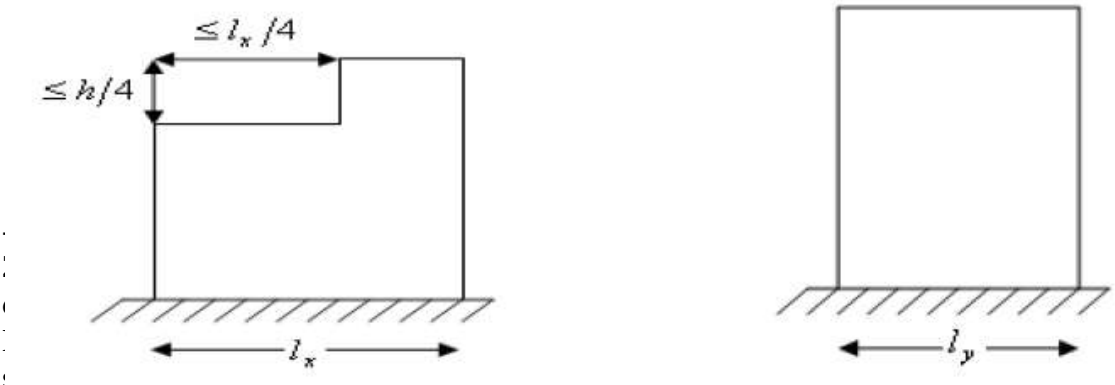
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. En zone III. le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(condition vérifier)**

a) Régularité en plan :



b) Régularité en élévation :



méthode d'analyse modale spectrale) doit être mene.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000 VERSION 17'**.

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

A. Principe

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

B. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3,0s\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3,0s\end{cases}$$

Avec:
g: Accélération de la pesanteur.
A : Coefficient d'accélération de zone.

- **Coefficient d'accélération A :** [RPA99 version 2003 : Tab.**4.1**]

Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone A

zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III.	0.40	0.30	0.25	0.18

Donc **A= 0.25**

- **facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule : η = 7 /(2 + ξ)

Avec : Pourcentage d'amortissement critique *(* ξ =7 %) [RPA99 version 2003 : Tab**.4.2**]

Avec remplissage dense → η = 0,882

- **facteur de qualité Q :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.4**]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Tableau IV.2 facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0

3	Régularité en plan	oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

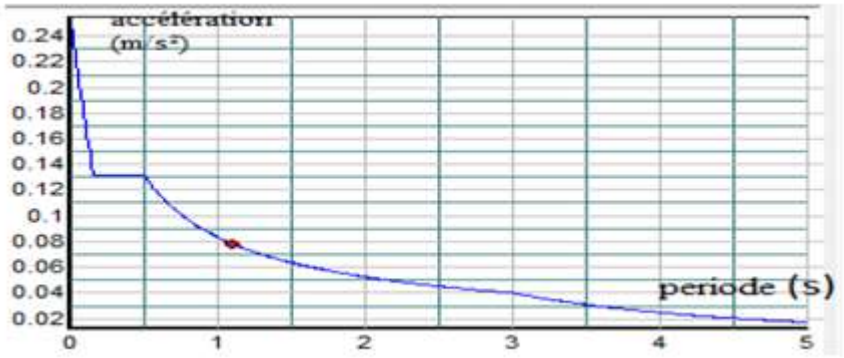
Donc : Qx =1 Qy=1

❖ **périodes caractéristiques :** [RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]
Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{matrix}\right\}$ site S3

❖ **coefficient de pondération :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.5**]
Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
B_1= 0,20

coefficient de comportement R : [RPA99 version 2003 : Tab.4.3]
Il est en fonction de système de contreventement
On prend dans un premier calcul (R= 5) ce qui correspond à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP 2000 version 17**).



IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure
Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :
- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.3.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repère dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considère

- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

- Pour les voiles : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e*L^3}{12}$

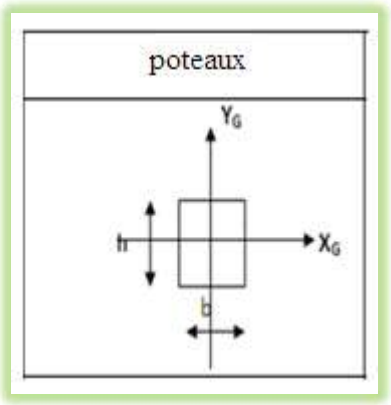


Figure IV.2 : Dimension des poteaux

IV.3.3. Excentricités

IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

•5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

• Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_x \\ E_y = 0.05\ L_y \end{cases}$$

- **Vue 3 D :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans l suivante :

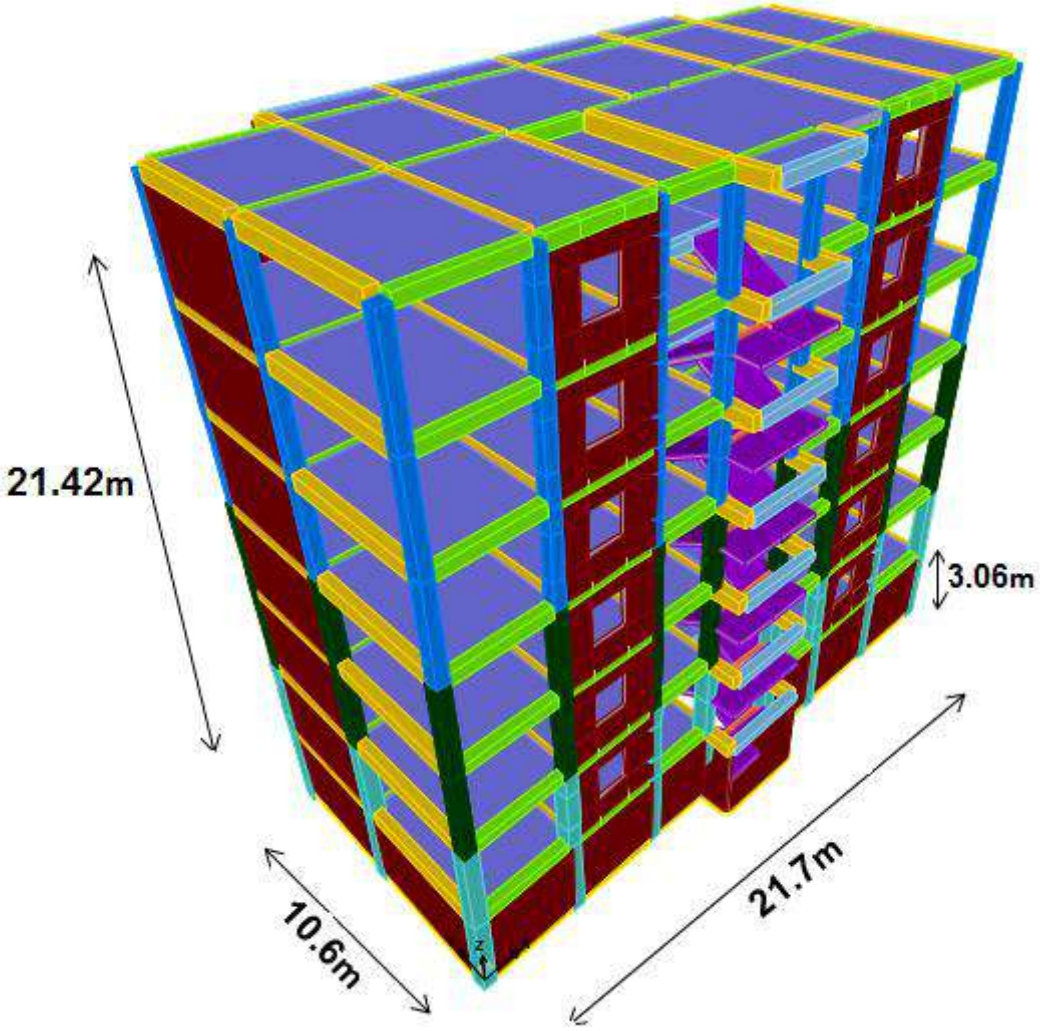


Figure IV.3 vue en 3D

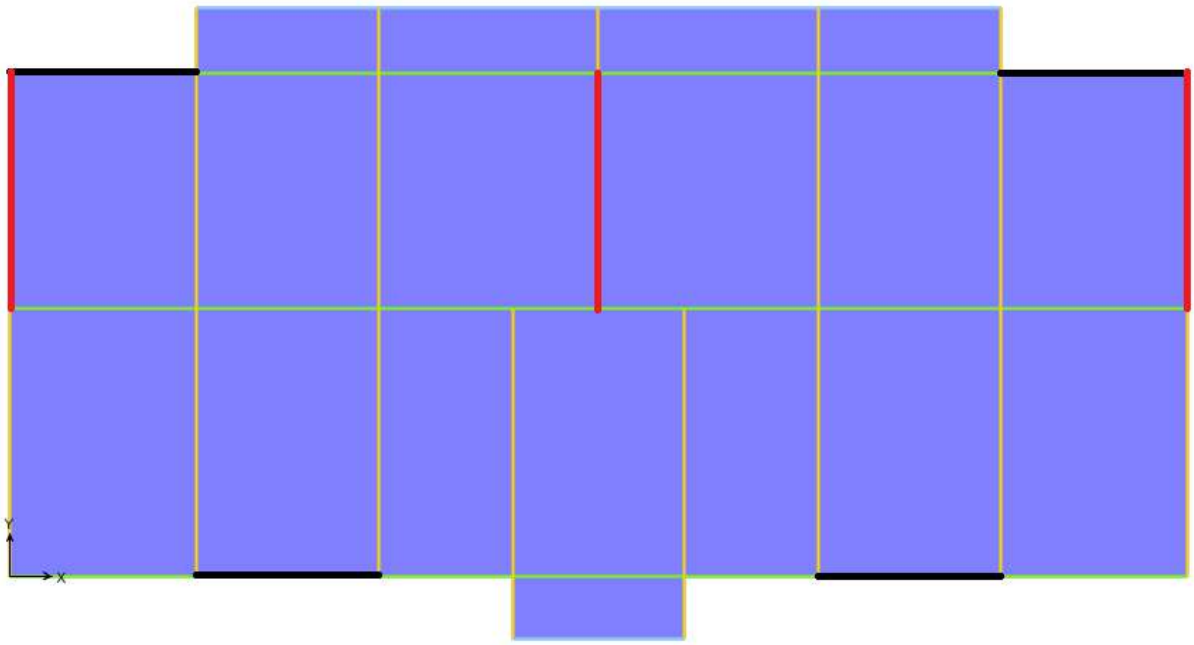


Figure IV.4 vue en 2D

Voile plein

Voile avec ouverture

IV.4. Etude de la structure

IV.4.1. Caractéristiques géométrique

IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.3 centre de masse et centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme	**Niveau**	**∑ Ix**	**∑ Iy**	**XR**	**YR**	**Masse.g**	**XG**	**YG**
G_ DIAPH_	3.06	6.1922	4.9481	10.13	4.48	3240.16	10.70	4.93
F_ DIAPH_	6.12	0.2962	0.2562	10.70	4.90	2820.19	10.70	5.01
E_ DIAPH_	9.18	0.2653	0.2253	10.70	4.95	2793.10	10.70	5.01
D_ DIAPH_	12.24	0.2653	0.2253	10.70	4.95	2768.68	10.70	5.02
C_ DIAPH_	15.30	0.2442	0.2042	10.70	5.01	2744.78	10.70	5.02
B_ DIAPH_	18.36	0.2442	0.2042	10.70	5.01	2746.47	10.71	4.99
A_ DIAPH	21.42	0.2442	0.2042	10.70	5.01	2184.27	10.70	4.97

IV.4.1.2. Les excentricités

Excentricité théorique + accidentelle :

Tableau IV.4 excentricité théorique + accidentelle

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
G_ DIAPH	3.06	0.57	0.45	Ok
F_ DIAPH_	6.12	0.00	0.11	Ok
E_ DIAPH_	9.18	0.00	0.06	Ok
D_ DIAPH_	12.24	0.00	0.07	Ok
C_ DIAPH_	15.30	0.00	0.01	Ok
B_ DIAPH_	18.36	0.01	0.02	Ok
A_ DIAPH_	21.42	0.00	0.04	Ok

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 **[RPA99 version 2003. Art.3.5.1.0.2**]

longueur du bâtiment = 21.70m ⇛ 15% Lx =3.26 m

largeur du bâtiment = 10.60 m ⇛ 15% Ly = 1.59 m

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

stabilité (de la structure) :

1. Vérification de comportement modale de la structure.
2. Vérification de la période de la structure avec celle du règlement (MSE)
3. Vérification de participation massique (dissipation énergétique)
4. Vérification de force sismique V à la base
5. Vérification de la stabilité au renversement.
6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

Résistance (des éléments) :

7. Vérification de déplacement en tête du bâtiment
8. Vérification des déplacements inter étages
9. Vérification du cisaillement des éléments
10. Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux.

IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes

Tableau IV.5 comportement des trois premiers modes

modes	Période (seconde)	comportement	Masse modale (%)		
			UX	UY	RZ
Mode 1	0.45	Translation suivant l'axe y	0	64.86	0
Mode 2	0.34	Translation suivant l'axe x	64.13	0	0

Mode 3	0.31	Rotation autour de l'axe z	0	0	63.26

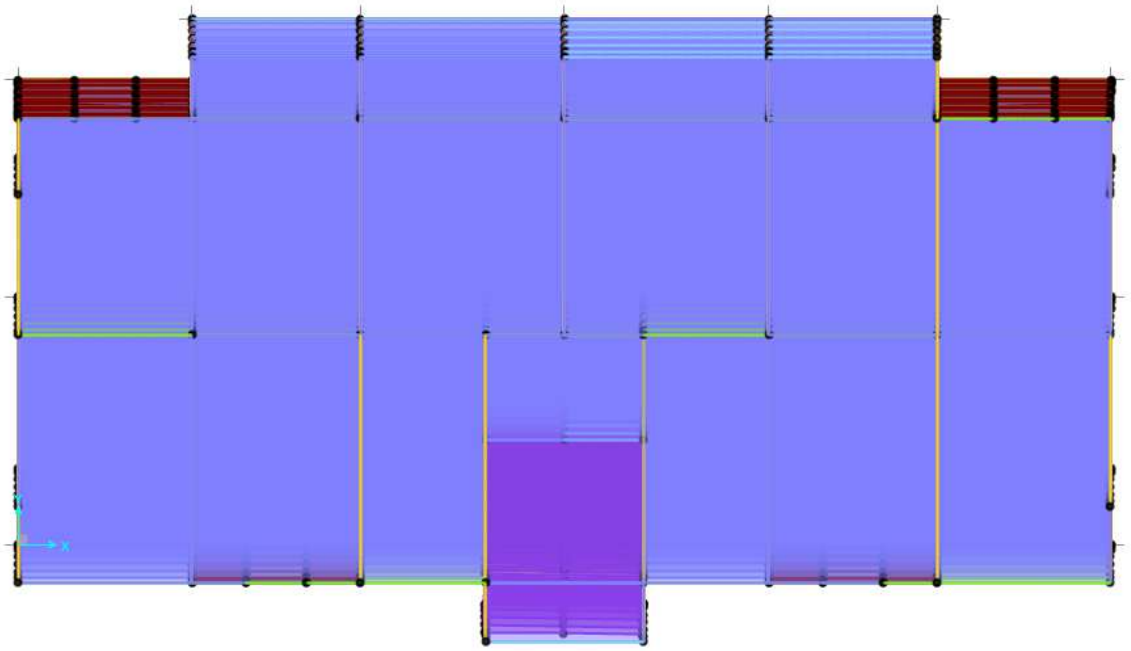


Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y

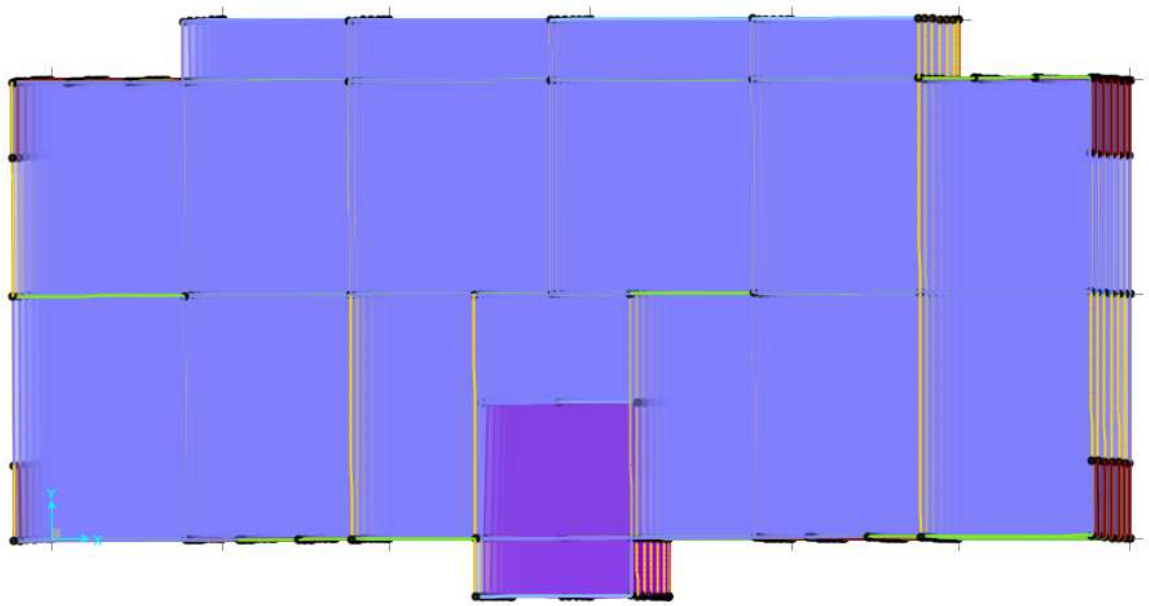


Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x

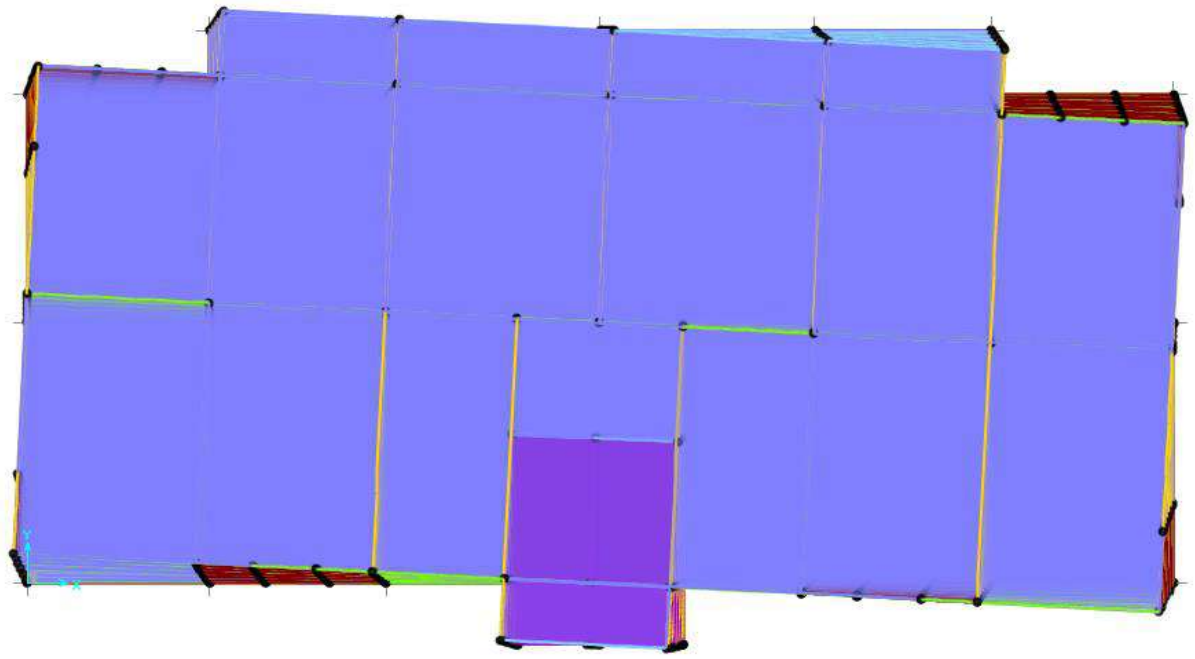


Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z

IV.4.2.2. Vérification de la participation massique

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 d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

tableau IV.6 la participation massique

Mode " i "	Période " s "	Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.457	0.00	64.86
2	0.345	64.13	64.86
3	0.315	64.27	64.86
4	0.147	64.27	96.30
5	0.099	77.72%	77.33%
6	0.094	80.20%	77.33%
7	0.078	80.20%	83.44%
8	0.071	80.20%	83.45%

a) 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.
- où 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.

Cette condition n'est pas vérifiée (C.N.V)

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec (4-14)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

$K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$ donc K=8 modes

$T_K \leq 0.20$ sec ⇒ 0.07 sec ≤ 0.20 sec Donc …….C.V

IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base (RPA2003 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$

Si $V_t < 0{,}80.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art.4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon les formules

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3,0s\\ 2,5\eta(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3,0s\end{cases}$$

Catégorie du site : site meuble (S3) donc :
T_1=0.15 s
T_2=0.50 s
Dx= 2.205
Dy= 2.205

- ✓ W : Poids total de la structure :

$W=\sum_{i=a}^{n}W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi}$
β_1=0.20 (RPA 99 version 2003 Tableau : 4.5)
W= 21607.17 KN (résultats SAP2000)

- ✓ Vérification du choix du coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en Fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.
Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.a et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Alors on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales
On a :

Suivant X :

Tableau IV.7 choix du coefficient de comportement suivant x

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz/pot**	**Nz/voiles**	**Effort**	**Tx/pot**	**Tx/voiles**
A_ DIAPH_	2502.44	2076.88	425.55	778.02	355.89	422.12
B_ DIAPH_	5077.37	4048.39	1028.99	897.29	314.66	582.63
C_ DIAPH_	7929.07	6337.87	1591.20	1217.19	337.24	879.95
D_ DIAPH_	10924.9	8944.73	1980.24	1467.03	468.02	999.01
E_ DIAPH_	13921.6	11452.7	2468.94	1668.91	396.16	1272.75
F_ DIAPH_	17030.5	14312.2	2718.30	1801.44	415.23	1386.21
G_ DIAPH	19211.5	12149.1	7062.36	2347.097	45.401	2301.69

Valeur en pourcentage :

Tableau IV.8 choix du coefficient de comportement suivant x en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids**	**Nz/poteau**	**Nz /Voiles**	**Effort**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	100 %	82.995 %	17.005%	100 %	45.774 %	54.256 %
B_ DIAPH_	100 %	79.734 %	19.266 %	100 %	35.068 %	64.932%
C_ DIAPH_	100 %	79.932 %	19.068 %	100 %	27.706 %	72.294 %
D_ DIAPH_	100 %	81.874 %	18.126 %	100 %	31.903 %	68.097 %
E_ DIAPH_	100 %	82.266 %	17.734 %	100 %	25.738 %	74.262 %
F_ DIAPH_	100 %	84.039 %	15.961 %	100 %	25.050 %	74.95 %
G_ DIAPH	100 %	63.239%	36.761 %	100 %	1.934 %	98.066 %

Suivant Y :

Tableau IV.9 choix du coefficient de comportement suivant y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort**	**Ty/pot**	**Ty /Voiles**
A_ DIAPH_	2385.060	2076.888	308.172	549.892	329.221	220.671
B_ DIAPH_	4656.111	4048.387	607.724	856.139	447.322	408.817
C_ DIAPH_	7260.954	6337.871	923.083	1208.039	557.497	650.542
D_ DIAPH_	10087.535	8944.728	1142.807	1569.910	921.300	648.610
E_ DIAPH_	12833.062	11452.754	1380.308	1763.635	895.767	867.868
F_ DIAPH_	15869.734	14312.249	1557.485	2003.589	874.278	1129.311
G_ DIAPH	15554.674	12149.185	3405.489	1769.985	54.230	1715.755

Valeur en pourcentage :

Tableau IV.10 choix du coefficient de comportement suivant y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids**	**Nz/pot**	**Nz/voil**	**Effort**	**Ty/pot**	**Ty/voil**
A_ DIAPH_	100 %	87.079 %	12.921 %	100 %	59.870 %	40.130 %
B_ DIAPH_	100 %	86.948 %	13.052 %	100 %	52.249 %	47.751 %
C_ DIAPH_	100 %	87.287 %	12.713 %	100 %	46.149 %	53.851 %
D_ DIAPH_	100 %	88.671 %	11.329 %	100 %	58.685 %	41.315 %
E_ DIAPH_	100 %	89.244 %	10.756 %	100 %	50.791 %	49.209 %
F_ DIAPH_	100 %	90.186 %	9.814 %	100 %	43.636 %	56.364 %
G_ DIAPH	100 %	78.106 %	21.894 %	100 %	3.064 %	96.936 %

D'après les résultats obtenus, on constate que les portiques reprennent plus de 80% des sollicitations dues aux charges verticales.et les voiles prend ≤75% de sollicitation horizontale Alors le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles qui a une valeur de coefficient de comportement **« R=5 ».**

Tableau IV.11 Calcul de la force sismique

A	**D_x**	**D_y**	**R**	**Q_x**	**Q_y**	**ΣW_i (kN)**	**V_x (kN)**	**V_y (kN)**
0.25	2.205	2.205	5	1	1	21607.17	1800.93	1800.93

Tableau IV.12 vérification résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	**E_d (KN)**	**0.8*V**	**$E_d \geq 0.8*V$**
x	1800.93	1892.9	1440.74	OUI
y	1800.93	1886.94	1440.74	OUI

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

[RPA99version 2003 **Art 4.4.1**]
Le moment de renversement est égale à :

$$M_{ox} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{ix}$$

$$M_{oy} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{iy}$$

Avec :

- ✓ F_{ix} , F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant S et Y
- ✓ H_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de la stabilité qui est égale à : $Mtx=X_G*W_i$, $Mty = Y_G*W_i$
Avec :

- ✓ X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- ✓ Wi : la masse de

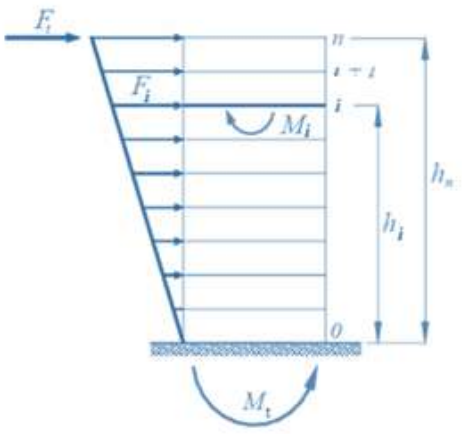


Figure ité au renversement

- ➢ Distribution de la hauteur

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.3]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right)(V - F_I)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T * V \leq 0.25V & si\ T \geq 0.7\ s \\ 0 & si\ T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a :

T = 0.4 s

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) V_t = \alpha_x V_t$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) V_t - F_t = \alpha_y V_t$$

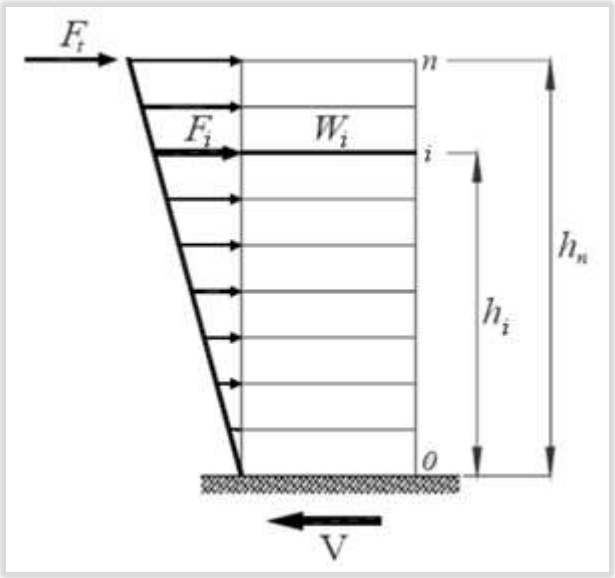


Figure IV.9 distribution des forces sismiques

Moment de renversement :

Suivant x : Edx= 1892.9 KN

tableau IV.13 Moment de renversement suivant x

Hi(m)	Wi(KN)	Wihi (KN .m)	$\propto_x$	F_{ix} (KN)	M_{RX}(KN .m)
3.06	3240.16	9914.89	0.04	83.08	254.21
6.12	2820.19	17259.56	0.08	144.62	885.06
9.18	2793.10	25640.66	0.11	214.84	1972.25
12.24	2768.68	33888.64	0.15	283.95	3475.57
15.30	2744.78	41995.13	0.19	351.88	5383.69
18.36	2746.47	50425.19	0.22	422.51	7757.29
21.42	2184.27	46787.06	0.21	392.03	8397.22
SOMME Mrx		225911.14	1.00	1892.90	28125.29

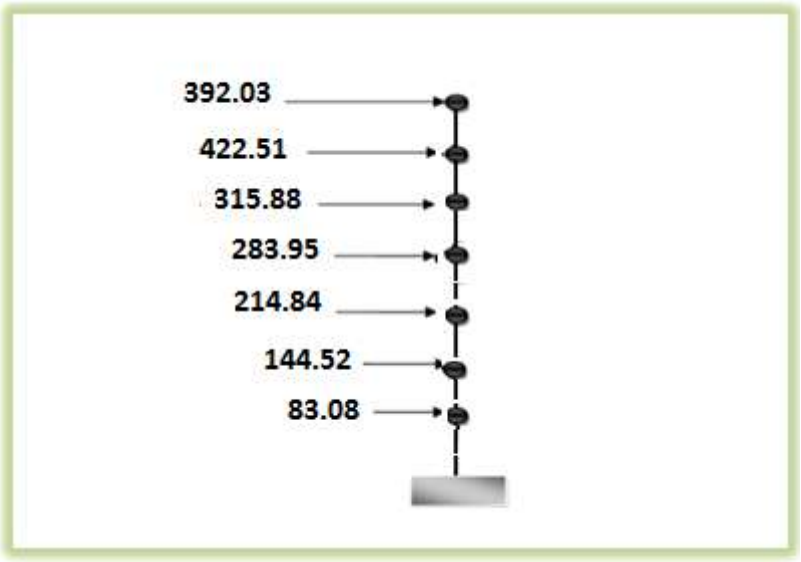


Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x

Suivant y : Edy = 1886.94 KN

tableau IV.14 Moment de renversement suivant y

Hi(m)	Wi(KN)	Wihi (KN .m)	$\propto_y$	F_{iy}(KN)	M_{Ry}(KN .m)
3.06	3240.16	9914.89	0.04	82.81	253.41
6.12	2820.19	17259.56	0.08	144.16	882.27
9.18	2793.10	25640.66	0.11	214.17	1966.04
12.24	2768.68	33888.64	0.15	283.06	3464.62
15.30	2744.78	41995.13	0.19	350.77	5366.74
18.36	2746.47	50425.19	0.22	421.18	7732.87
21.42	2184.27	46787.06	0.21	390.79	8370.78
SOMME Mry		206129.68	1.00	1886.94	28036.74

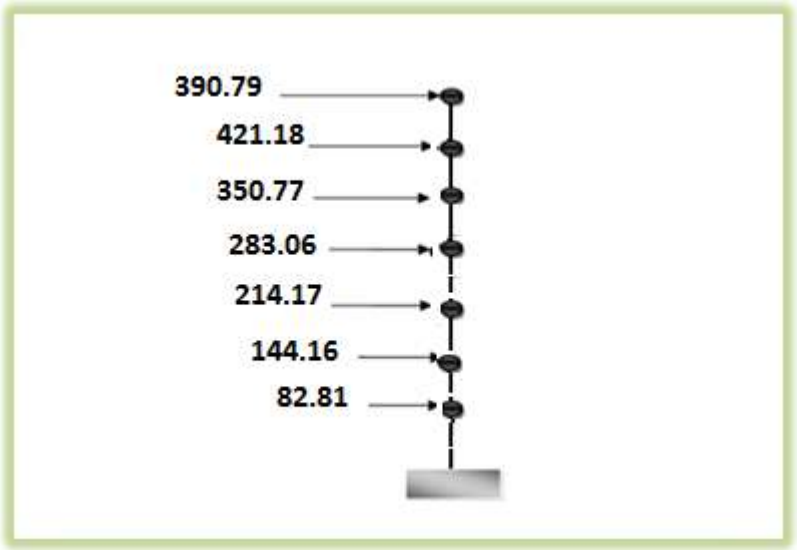


Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y

Moment de stabilité :

Tableau IV.15 calcul de moment de stabilité suivant x,y

Hi(m)	Wi(KN)	XG (m)	YG (m)	M_{sxi} (KN.m)	M_{syi} (KN .m)
3.06	3240.16	10.7	4.93	34669.71	15973.99
6.12	2820.19	10.7	5.01	30176.03	14129.15
9.18	2793.10	10.7	5.01	29886.17	13993.43
12.24	2768.68	10.7	5.02	29624.88	13898.77
15.30	2744.78	10.7	5.02	29369.15	13778.80
18.36	2746.47	10.71	4.99	29414.69	13704.89
21.42	2184.27	10.7	4.97	23371.69	10855.85
SOMME Msx , Msx				206512.32	96334.85

Donc il faut vérifier $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

tableauIV.16 Vérification stabilité au renversement

Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)	Msx / Mrx	Msy / Mry	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$
206512	96334.8	28125.29	28036.73	7.34	3.43	oui

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement suivant les deux directions

IV.4.2.5. Vérification des déplacements en têt

Sous l'effet de Edx ou bien Edy selon le plan de masse $\delta_{réel} = \delta_{théorique}$ x R

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250} = \frac{18.36}{250} = 7.34$ cm

Suivant x :

$\delta_{x\,réel} = \delta_{théorique}$ x R = 0.58x5 = 2.9 cm

Suivant y :

$\delta_{y\,réel} = \delta_{théorique}$ x R =0.98 x 5 = 4.9 cm

Donc : $\delta_{x\,réel} < \delta_{adm}$ **oui**

$\delta_{y\,réel} < \delta_{adm}$ **oui**

IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages : [Art 4.4.3]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1] \blacktriangleright\blacktriangleright [Art4.4.3] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * he$$

- he : la hauteur de l'étage k .

Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_K=\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
21.42	0.59	2.95			
			0.50	3.06	oui
18.36	0.49	2.45			
			0.55	3.06	oui
15.30	0.38	1.90			
			0.55	3.06	oui
12.24	0.27	1.35			
			0.50	3.06	oui
9.18	0.17	0.85			
			0.50	3.06	oui
6.12	0.07	0.35			
			0.30	3.06	oui
3.06	0.01	0.05			
			0.05	3.06	oui

Tableau IV.18 Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_K=\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
21.42	0.99	4.95			
			0.70	3.06	oui
18.36	0.85	4.25			
			0.80	3.06	oui
15.30	0.69	3.45			
			0.95	3.06	oui
12.24	0.5	2.50			
			1.00	3.06	oui
9.18	0.3	1.50			
			0.90	3.06	oui
6.12	0.12	0.60			
			0.50	3.06	oui
3.06	0.02	0.10			

			0.10	3.06	oui

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité)

IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments

1. **poutres principales : (30x45)**

T_{max}= 117.44 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{117.44*10^3}{300*425}$ = 0.92 MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} =$ Min[$\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] = 3.33 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

2. **poutres secondaires : (30x35)**

T_{max}= 42.55 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{42.55*10^3}{300*325}$ = 0.43 MPa

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} =$ Min[$\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 3.26 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

3. **chinage : (30x35)**

T_{max}= 28.18 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{28.18*10^3}{300*325}$ = 0.29 MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} =$ Min[$\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2.5 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

4. **poteaux :**

poteau (45*45) :

suivant x : T_{max}= 43.51 KN

T_{max}= 43.51 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{43.51*10^3}{450*425}$ = 0.23 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{153 * 0.7}{45} * 3.46 = 8.23 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

suivant y T_{max}= 156.74 KN

T_{max}= 43.51 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{156.74*10^3}{450*425}$ = 0.82 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{306 * 0.7}{45} * 3.46 = 16.47 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ Condition vérifié

poteau 40X40 :

suivant x : T_{max}= 47.48 KN

T_{max}= 47.48 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{47.48 * 10^3}{400*375}$ = 0.32 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{0.7 * 153}{40} * 3.46 = 9.28 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87\ MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

suivant y T_{max}= 98.54 KN

T_{max}= 47.48 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{98.54 * 10^3}{400*375}$ = 0.66 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{0.7 * 153}{40} * 3.46 = 18.55 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87\ MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

poteau 35X35 :

suivant x : T_{max}= 58.74 KN

T_{max}= 58.74 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{58.74 * 10^3}{350*325}$ = 0.52 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{0.7 * 306}{35} * 3.46 = 21.2 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ Condition vérifié

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{58.74 * 10^3}{350*325}$ = 0.52 MPa

poteau 25X25 :

suivant x : T_{max}= 7.17 KN **suivant y** T_{max}= 6.90 KN

T_{max}= 8.17 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{7.17 * 10^3}{250*225}$ = 0.13 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{0.7 * 306}{25} * 3.46 = 29.68 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base :

Poteaux (45x45)

Suivant x :

N_{dx}= 1093.69 KN selon combinaison G+Q+Edx

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1764.97*10^3}{(430)^2*25} = 0.23 < 0.3$$ condition vérifié

Suivant y :

N_{dy}= 1063.36 KN selon combinaison G+Q+Edy

$$\upsilon_x = \frac{Ndy}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1063.36*10^3}{(430)^2*25} = 0.23 < 0.3$$ condition vérifié

IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ

Selon **[**RPA99version 2003 **Art 5.9]** : Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- 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>>.

Si 0.10<θ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

hk (m)	Pk (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
3.06	3240.16	83.1	0.50	0.0091	oui
6.12	2820.19	144.6	0.55	0.0058	oui
9.18	2793.10	214.8	0.55	0.0047	oui
12.24	2768.68	284.0	0.50	0.0040	oui
15.30	2744.78	351.9	0.50	0.0042	oui

18.36	2746.47	422.5	0.30	0.0032	oui
21.42	2184.27	392.0	0.05	0.0009	oui

Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
3.06	3240.16	82.81	0.70	0.0128	oui
6.12	2820.19	144.16	0.80	0.0085	oui
9.18	2793.10	214.17	0.95	0.0081	oui
12.24	2768.68	283.06	1.00	0.0080	oui
15.30	2744.78	350.77	0.90	0.0077	oui
18.36	2746.47	421.18	0.50	0.0053	oui
21.42	2184.27	390.79	0.10	0.0018	oui

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Conclusion

Les dimensions finales sont :

- Poteaux S/SOL : $45 * 45\ cm^2$
- Poteaux RDC : $45 * 45\ cm^2$
- Poteaux 1^{ER}, 2^{eme} : $40 * 40\ cm^2$
- Poteau 3eme, 4eme, 5eme : $35 * 35\ cm^2$

-On a prévu aussi des raidisseurs d'une section (25cm x 25cm) disposes au niveau des balcons, afin d'éliminer les modes parasites rencontres lors de l'étude dynamique,
Le ferraillage des raidisseurs est calculé suivant les mêmes formules qu'on va voir dans le calcul de ferraillage des poteaux.
Les résultats du ferraillage ont donnés :
-armatures longitudinales (4HA12)
-armatures transversales 4T8 avec un espacement de 15cm en zone courante et 10cm en zone nodale.

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q

les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

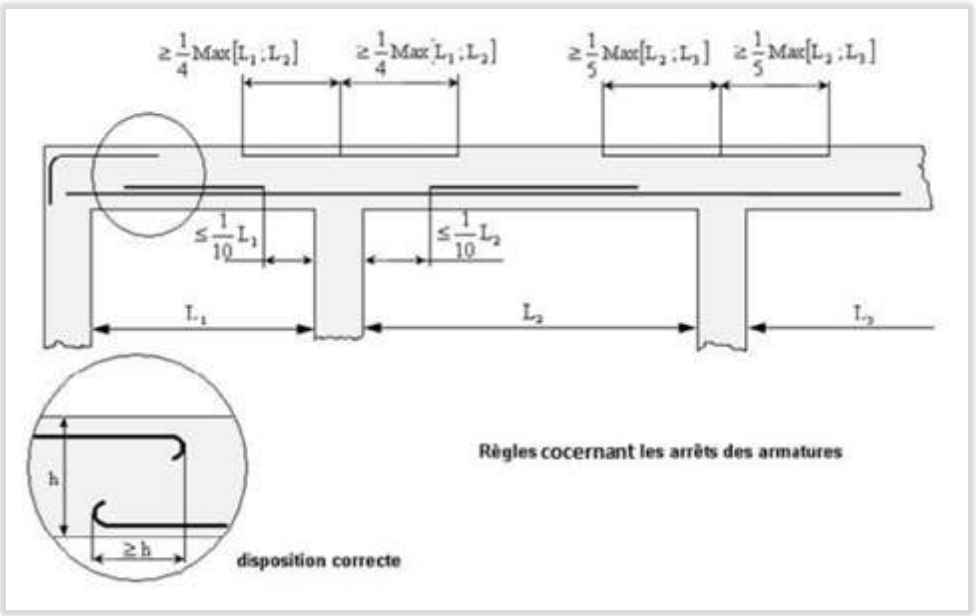


Figure V.1.1 disposition des armatures pour les poutres

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.2.1 les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1$
$\boldsymbol{\sigma_b = 25\ MPa}$	**FeE400**	$\sigma_b = 25\ MPa$	**FeE400**
$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 14.16$MPa	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\overline{\sigma_b} = 18.50$**MPa**	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.2.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art [7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

• 4% en Zone courante.
• 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b

• b : largeur de la poutre.
• St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante
St ≤min (h/4 ; 12ϕl) Zone nodale

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les Tableaux suivants :

❖ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires:**

Tableau V.2.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)

Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
Plancher Terrasse	**Travée**	**50.14**	**1.35G+1.5Q**	**0**	**3.5**	**3HA14=4.62**
	Appui	**-51.69**	**1.35G+1.5Q**	**0**	**3.6**	**3HA14=4.62**
Plancher courant	**Travée**	**53.43**	**1.35G+1.5Q**	**0**	**3.7**	**3HA14=4.62**
	Appui	**-79.23**	**G+Q+Edy**	**0**	**4.9**	**3HA16 =6.03**

Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)

Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
Plancher Terrasse	**Appui**	**-23.41**	**G+Q+Edx**	**0**	**1.8**	**3HA12=3.39**
Plancher courant	**Appui**	**-37.33**	**G+Q+Edx**	**0**	**3.0**	**3HA12 =3.39**

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93

Il faut vérifier que :

• A tendue ≥ Amin CBA

• A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA

• A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tel que : Amin CBA = b.h /1000

$Amin_{RPA}$ =0.5 % b. h

Tableau V.2.4 Vérification des poutres principales

Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.35cm^2	A_{minRPA} = 6.75 cm^2	Correction
Plancher Terrasse	Travée	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	Appui	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
Plancher courant	Travée	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	Appui	6.03	OUI	NON	3HA16+2HA12=8.29

Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires

Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.05cm^2	A_{minRPA} = 5.25 cm^2	Correction
Plancher Terrasse	Appui	3.39	OUI	NON	5HA12=5.65
Plancher courant	Appui	3.39	OUI	NON	5HA12=5.65

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b = (M_{ser} * y)/I$
$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$, $\bar{\sigma}_b = 15\ Mpa$
On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e \ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}) = 202\ MPa$
$\sigma_s = M_{ser} * 15 * (d - y)/I$
Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Donc :
Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$
Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$ & $\sigma_s \leq [\sigma_s]$.

Tableau V.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
Plancher Terrasse	**Travée**	**36.65**	**G+Q**	**6.88**	**4.6**	**174**	**OUI**	**OUI**
	Appui	**-46.79**	**G+Q**	**6.88**		**174**		**OUI**
Plancher courant	**Travée**	**38.36**	**G+Q**	**6.88**	**4.5**	**166.6**	**OUI**	**OUI**
	Appui	**-53.45**	**G+Q**	**8.29**		**59.9**		**OUI**

Tableau V.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	position	Mser (kN.m)	combinaisons	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Plancher Terrasse	Travée	5.66	G+Q	5.65	1.1	14.5	OUI	OUI
	Appui	-9.38	G+Q	5.65		14.5		OUI
Plancher courant	Travée	6.11	G+Q	5.65	1.3	16.9	OUI	OUI
	Appui	-10.93	G+Q	5.65		16.9		OUI

V.2.5 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :
La fissuration est considérée comme préjudiciable
La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.2.8 Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ **= 2.5 MPa**	$\overline{\tau_u}$ **= 3.33 MPa**
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ **= 3.26 MPa**	$\overline{\tau_u}$ **= 4.34 MPa**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	T_u **(KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	$\overline{\tau_u}$ **(Mpa)**	**τu≤** $\overline{\tau_u}$
Poutres principales (30*45)	**117.44**	**1.35G+1.5Q**	**0.92**	**3.33**	**OUI**

Tableau V.2.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	T_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
Poutres secondaires (30*35)	**42.55**	**1.35G+1.5Q**	**0.43**	**3.26**	**OUI**

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 * b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right) & \text{(zone nodale)} \\ S` \leq \dfrac{h}{2} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} & (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	**τu (MPa)**	**St (cm)**	**At cm^2**	**S(ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S(ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At choisie (cm^2)**
30X45 PP	**0.92**	**35**	**1.05**	**11.25**	**22.5**	**1.01**	**10**	**20**	**4T8**
30X35 PS	**0.43**	**25**	**0.74**	**8.75**	**17.5**	**0.78**	**10**	**15**	**4T8**

V.2.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b*d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $Mt = K*M_0$

K :est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$) , on prend K = 0.75

Tableau V.2.12 Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_t}{b\,d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b\,d} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	**0.0927**	**0.0625**	**OUI**	**0.092**	**0.075**	**OUI**	**0.0065**	**0.0105**	**OUI**
P.S	**0.0875**	**0.0625**	**OUI**	**0.087**	**0.075**	**OUI**	**0.0058**	**0.0105**	**OUI**

- **schémas des armatures des poutres**

Poutres principales : (30x45)

Terrasse :

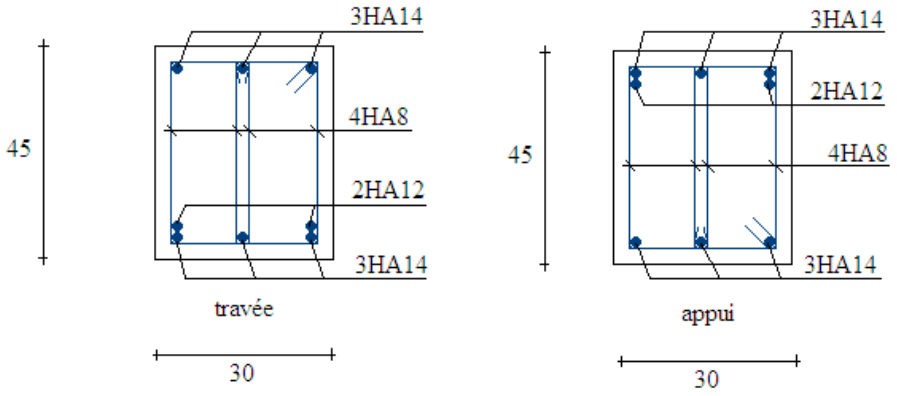


Figure V.2.1 Disposition des armatures des poutres principales

étages courants :

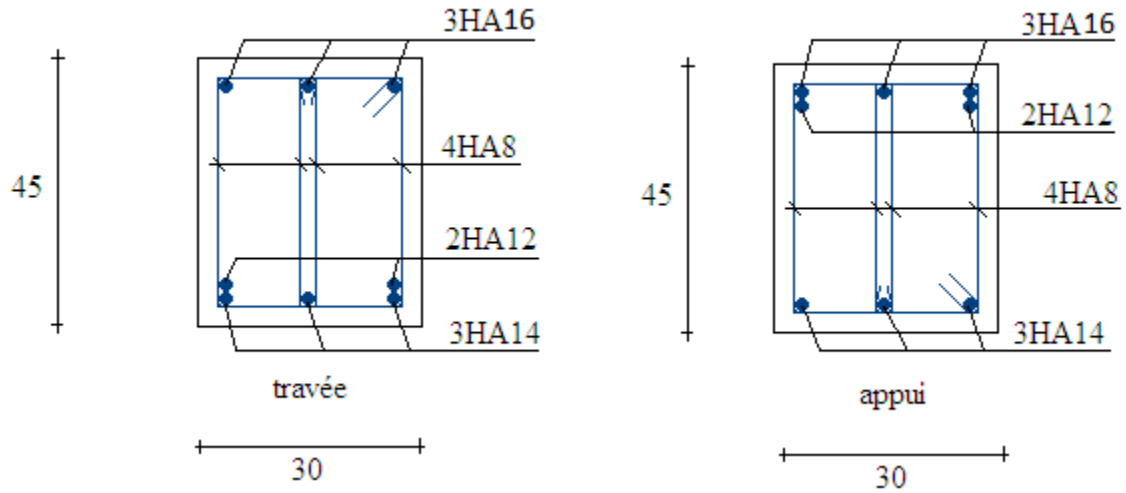


Figure V.2.2 Disposition des armatures des poutres principales

Poutres secondaires : (30x35)

Terrasse

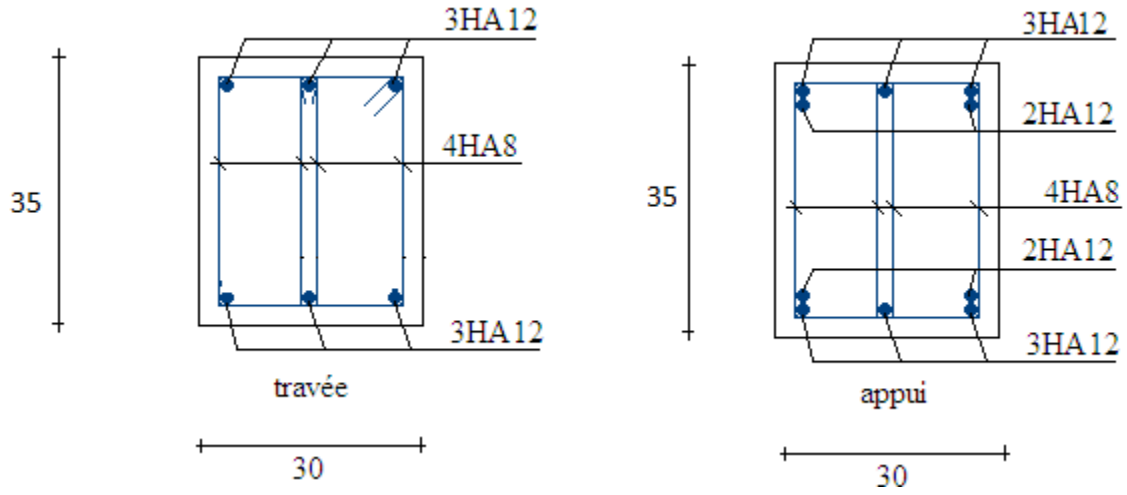


Figure V.2.3 Disposition des armatures des poutres secondaire

étages courants :

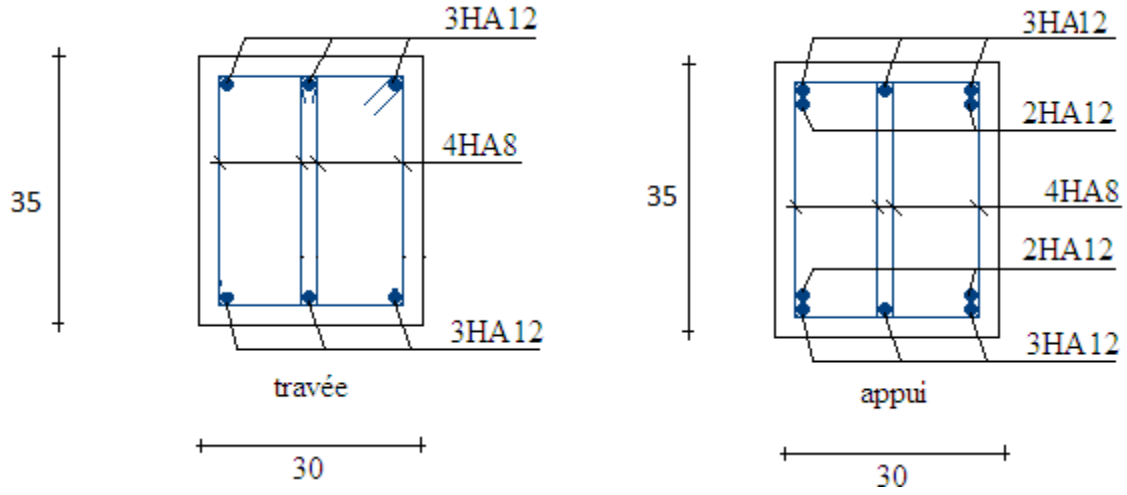


Figure V.2.4 Disposition des armatures des poutres secondaire

V.3 Ferraillage des poteaux :

V.3.1 Introduction:

On a choisi un coefficient de comportement R=5, le système de contreventement est constitué de voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est moins de 75% par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en flexion déviée composée sous l'effet de l'effort normal N et.Moment M .

Tableau V.3.1 Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

N° d étage	Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
5 éme étage POT35*35	21.42	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-111.16	23.06	-4.25	5.60	5.60	11.03	4HA14+8HA12 =15.21
	21.42	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	53.37	-10.69	67.92	5.60	9.60	11.03	
	21.42	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	176.32	-0.48	20.16	5.60	5.60	11.03	
4 éme étage POT35*35	18.36	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-100.04	13.30	15.17	5.60	5.60	11.03	4HA14+8HA12 =15.21
	18.36	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	108.90	14.09	84.07	5.60	11.00	11.03	
	18.36	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	337.82	6.39	7.35	5.60	5.60	11.03	
3 éme étage POT35*35	15.30	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-0.86	3.29	8.27	5.60	5.60	5.63	4HA14+8HA12 =15.21
	15.30	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	161.46	11.63	92.61	5.60	11.20	11.03	
	15.30	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	531.98	5.34	7.62	5.60	5.60	11.03	
2 éme étage POT40*40	12.24	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	729.44	7.25	11.29	6.40	6.40	14.40	12HA14=18.47
	12.24	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	213.00	14.56	148.28	6.40	15.80	14.40	
	12.24	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-8.14	-1.91	9.11	6.40	6.40	5.63	
1 ére étage POT40*40	9.18	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-53.84	6.80	14.99	6.40	6.40	14.40	12HA14=18.47
	9.18	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	263.52	10.01	124.83	6.40	11.20	14.40	
	9.18	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	931.59	5.42	10.03	6.40	6.40	14.40	
RDC POT45*45	6.12	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-354.65	-0.71	18.41	7.20	7.20	18.23	12HA14=18.47
	6.12	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	739.32	-0.02	82.14	7.20	7.20	18.23	
	6.12	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1146.88	5.37	10.74	7.20	7.20	18.23	
S/SOL POT45*45	3.06	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-96.5	0.27	7.71	7.20	7.20	18.23	12HA14=18.47
	3.06	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	577.10	15.06	0.01	7.20	7.20	18.23	
	3.06	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1380.93	1.40	2.67	7.20	7.20	18.23	

V.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Tableau V.3.2 vérification à l'E.L.S

[σb]=15 MPa
[σs]=201.63 MPa

Niveau (m)	N°	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	
21.42	525	POT35*35	G+Q	53.03	-14.25	-3.66	1.50	10.40	20.40	15.00	201.63	Les états limite de service sont satisfaits.
21.42	14	POT35*35	G+Q	57.10	8.58	-13.54	1.50	9.30	20.00	15.00	201.63	
21.42	42	POT35*35	G+Q	125.81	10.25	-12.51	1.80	1.70	25.40	15.00	201.63	
18.36	917	POT35*35	G+Q	98.44	13.33	10.62	1.70	5.20	23.70	15.00	201.63	
18.36	181	POT35*35	G+Q	120.24	8.96	11.39	1.70	1.00	23.60	15.00	201.63	
18.36	69	POT35*35	G+Q	246.68	5.59	4.71	2.00	0.00	29.30	15.00	201.63	
15.30	166	Rid25*25	G+Q	53.47	1.66	3.90	0.70	0.00	9.20	15.00	201.63	
15.30	180	POT35*35	G+Q	189.30	8.08	9.22	2.00	0.00	27.80	15.00	201.63	
15.30	68	POT35*35	G+Q	388.16	5.76	3.94	2.90	0.00	42.80	15.00	201.63	
12.24	67	POT40*40	G+Q	532.05	8.52	5.34	3.00	0.00	44.00	15.00	201.63	
12.24	179	POT40*40	G+Q	271.82	10.82	11.47	1.90	0.00	27.60	15.00	201.63	
12.24	53	Rid25*25	G+Q	78.43	1.42	-3.43	0.60	0.00	8.00	15.00	201.63	
9.18	3	POT40*40	G+Q	257.32	-1.06	-5.65	1.50	0.00	22.40	15.00	201.63	
9.18	178	POT40*40	G+Q	362.09	7.22	7.99	2.20	0.00	31.50	15.00	201.63	
9.18	66	POT40*40	G+Q	679.37	7.56	3.98	3.60	0.00	53.80	15.00	201.63	
6.12	2	POT45*45	G+Q	322.57	0.68	-4.98	1.40	0.00	21.40	15.00	201.63	
6.12	100	POT45*45	G+Q	772.44	37.42	-0.09	4.50	0.00	64.80	15.00	201.63	
6.12	65	POT45*45	G+Q	836.38	8.02	3.90	3.60	0.00	52.90	15.00	201.63	
3.06	43	POT45*45	G+Q	292.64	4.68	-0.24	1.30	0.00	19.50	15.00	201.63	
3.06	99	POT45*45	G+Q	857.99	12.93	-0.05	3.80	0.00	56.80	15.00	201.63	
3.06	64	POT45*45	G+Q	1007.09	1.09	0.99	3.90	0.00	59.10	15.00	201.63	

V.3.3 Les armatures transversales:

Selon le CBA93 : $\frac{A_t}{b*S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}*K)}{0.9*f_e(cos\alpha+sin\alpha)}$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.2.2]** ◄◄ :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{hf_e} \quad \Rightarrow \quad St = \frac{h .fe .At}{\rho.Vu}$$

- At= nt.at

Tableau V.3.3 Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	Section	Zone	St (cm)	$A_{t\ min}$	$A_{t\ choisie}$ cm^2
3 et 4 et 5	35 X 35	zone nodale	10	0.65	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.30	
1 et 2	40 X 40	zone nodale	10	0.58	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.26	
S/SOL+RDC	45 X 45	zone nodale	10	0.49	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.21	

❖ **schémas des poteaux :**

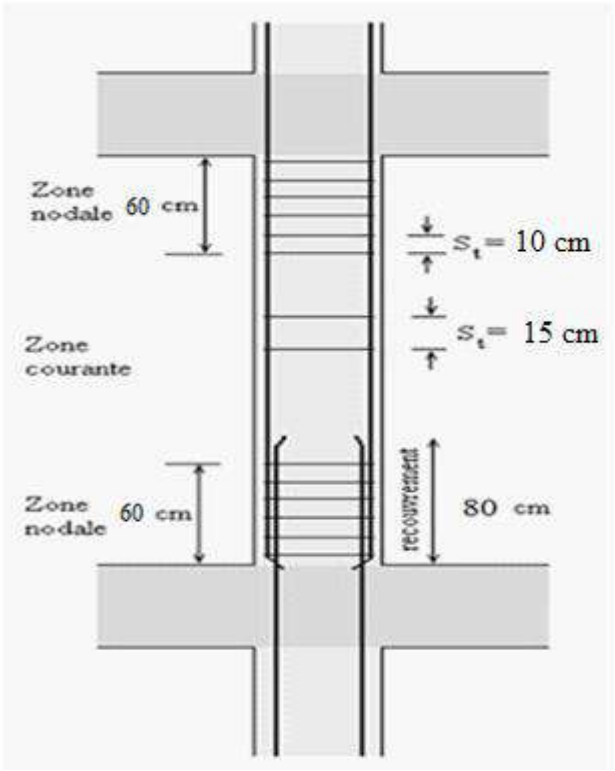


Figure V.3.1 Disposition des armatures pour les poteaux

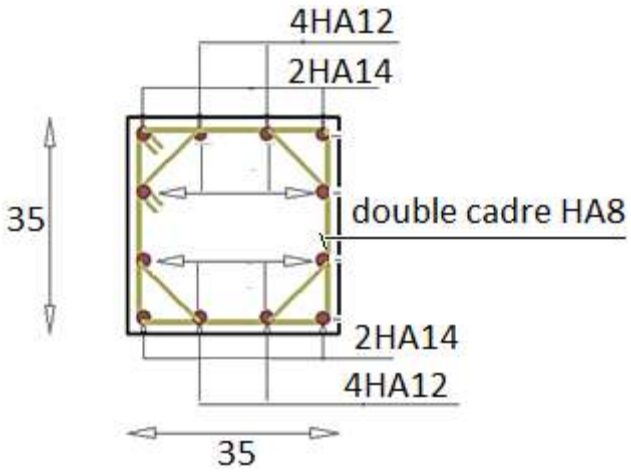


Figure V.3.2 Ferraillage des poteaux des étages 3, 4, 5

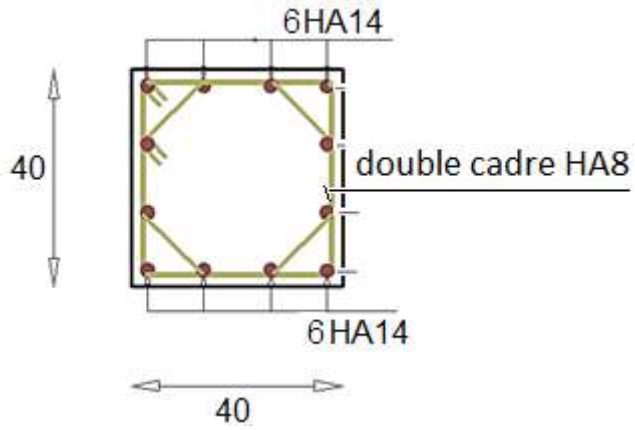


Figure V.3.3 Ferraillage des poteaux des étages 1.2

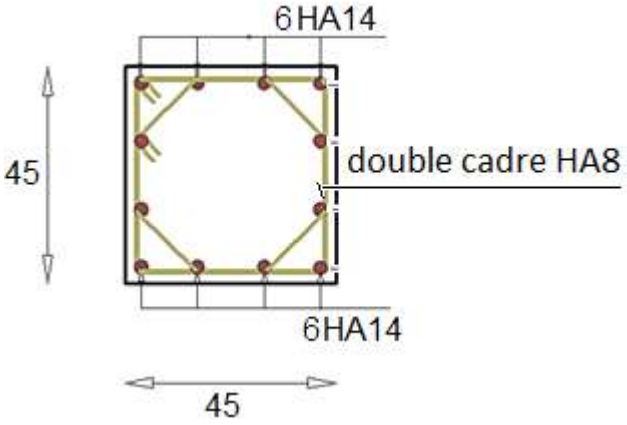


Figure V.3.4 Ferraillage des poteaux RDC et sous-sol

V.4 Ferraillage des voiles :

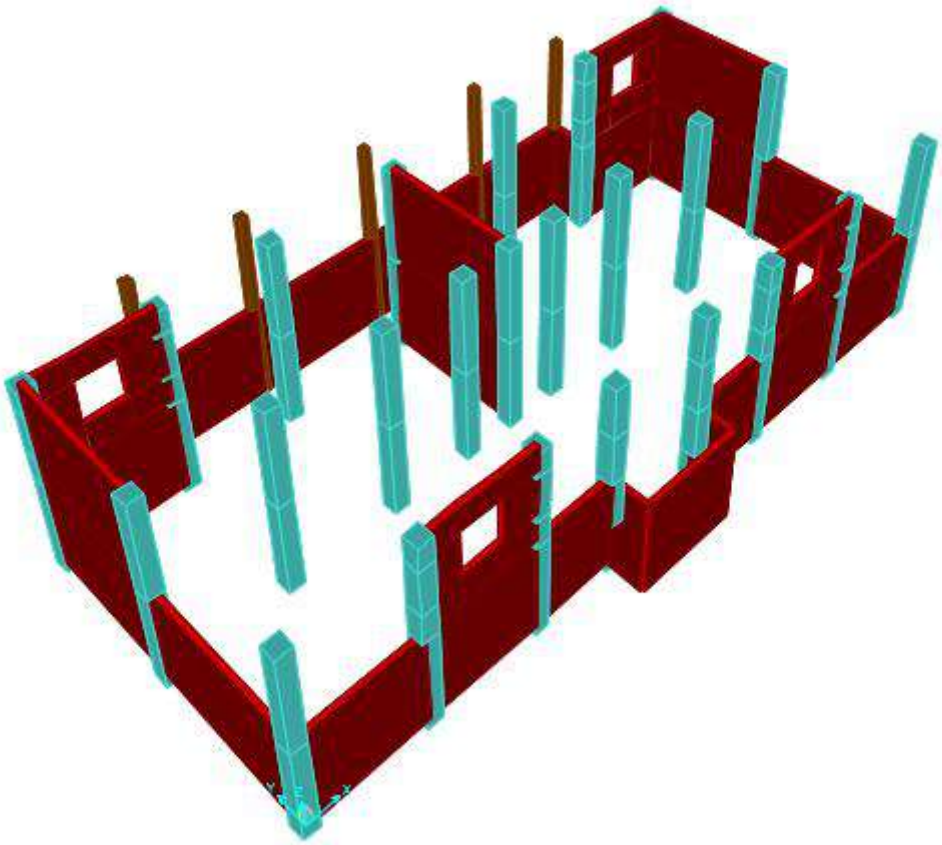


Figure V.4.1 Disposition des voiles

V.4.1 Les voile plein :

V.4.1.1 Les armatures verticales :

- Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.1.1.1 calcul les armatures verticales

niveau	voile	S	N	M	T	situ	type	*Acal*	*Amin RPA* 0.15%*b*e	*Amin CBA* B/1000	S_v	$S_v/2$	choix
RDC	$V_{1.2.3}$	15x425	1540.97	1580.36	503.95	ACC	SPT	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)
1ere	$V_{1.2.3}$	15x425	1403.75	1282.07	422.87	ACC	SPT	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)
2eme	$V_{1.2.3}$	15x425	1100.09	911.16	321.21	ACC	SPT	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)
3eme	$V_{1.2.3}$	15x425	859.42	671.55	259.90	ACC	SPT	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)
4eme	$V_{1.2.3}$	15x425	533.38	398.05	157.84	ACC	SEC	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)
5eme	$V_{1.2.3}$	15x425	265.62	209.84	54.65	ACC	SEC	17.6	9.56	6.38	20	10	2x(22HA12)= 24.88)

V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.1.1.2 vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ = 202 MPa
RDC	$V_{1.2.3}$	15x425	1092.83	12.04	21.55	1.6	23.7	oui	oui
1ere	$V_{1.2.3}$	15x425	1011.74	26.06	21.55	1.5	22.3	oui	oui
2eme	$V_{1.2.3}$	15x425	824.12	78.00	21.55	1.3	19.6	oui	oui
3eme	$V_{1.2.3}$	15x425	671.65	80.24	21.55	1.1	16.4	oui	oui
4eme	$V_{1.2.3}$	15x425	452.69	98.08	21.55	0.8	12.1	oui	oui
5eme	$V_{1.2.3}$	15x425	223.67	103.58	21.55	0.5	7.4	oui	oui

V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontales:

$\tau b \leq \tau b = 0.2\ f_{c28}$ [ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{calculé}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ $\phi t = 1$ cm

$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq \min(1.5a ; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors : $At = 1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 306 cm , S_t = 15 cm . On an 18 barres horizontales

Donc ; $A_t = 14.14\ cm^2$ = 18HA10

Tableau V.4.1.2.1 calcul des armateurs horizontales

niveau	voile	E Cm	H cm	V_u KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification	$\emptyset_h$ cm	S_h cm	A_{minRPA} 0.2 %*h*e	choix	A final
RDC	$V_{1.2.3}$	15	306	503.95	1.22	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14
1ere	$V_{1.2.3}$	15	306	422.87	1.03	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14
2eme	$V_{1.2.3}$	15	306	321.21	1.17	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14
3eme	$V_{1.2.3}$	15	306	259.90	0.57	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14
4eme	$V_{1.2.3}$	15	306	157.84	0.34	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14
5eme	$V_{1.2.3}$	15	306	54.65	0.12	5	oui	1	15	10.77	2*(18HA10)	14.14

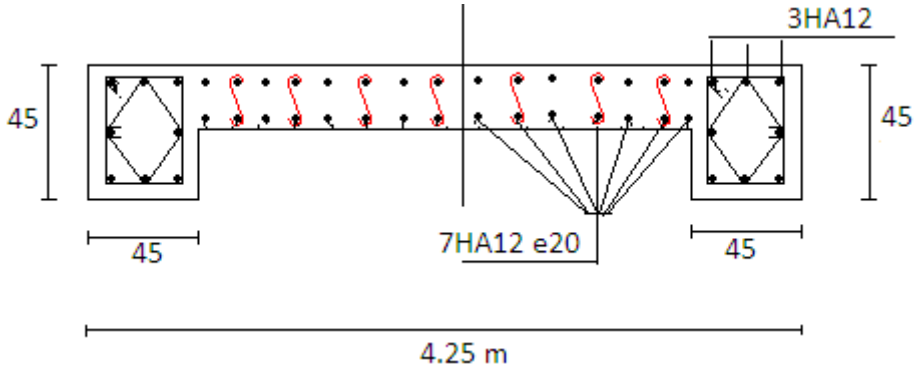


Figure V.4.2 Disposition des armatures dans les voiles 15x4.25

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V.4.1.2.2 : diamètre des armateurs transversales

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles $\emptyset_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

V.4.2 les voile avec ouverture

a.les trumeaux

- **Las armateurs verticales**

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min\,[0.9d\,, 40\ cm\,] \\ S_t \leq min\,(1.5\ a\,, 30\ cm) \end{cases}$ $RPA\ [\ ART\ 7.7.4.3]$

Tableau V.4.1.a.2 calcul les armatures verticales

niveau	Voile	S	N	M	T	situ	type	*Acal*	*Amin* *RPA* 0.2%*b*e	*Amin* *CBA* B/1000	S_v	$S_{v/2}$	choix
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15x110	457.68	213.19	157.7	ACC	SEC	5.00	3.3	1.65	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x110	391.9	165.31	126.24	ACC	SEC	5.00	3.3	1.65	20	10	2x(7HA12 = 7.92)

2eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15x110**	**292.69**	**108.24**	**82.35**	**ACC**	**SEC**	**5.00**	**3.3**	**1.65**	**20**	**10**	**2x(7HA12 = 7.92)**
3eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15x110**	**207.61**	**77.14**	**60.49**	**ACC**	**SEC**	**5.00**	**3.3**	**1.65**	**20**	**10**	**2x(7HA12 = 7.92)**
4eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15x110**	**127.81**	**17.84**	**12.41**	**ACC**	**SPT**	**5.00**	**3.3**	**1.65**	**20**	**10**	**2x(7HA12 = 7.92)**
5eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15x110**	**46.53**	**24.70**	**23.13**	**ACC**	**SPT**	**5.00**	**3.3**	**1.65**	**20**	**10**	**2x(7HA12 = 7.92)**

V.4.2.1 Vérification à E.L.S

Tableau V.4.2.a.2 vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ = 202 MPa
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15x110	302.14	18.06	7.92	2.0	30.2	oui	oui
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x110	273.03	7.20	7.92	1.6	24.2	oui	oui
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x110	224.84	18.85	7.92	1.6	24.3	oui	oui
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x110	172.50	29.18	7.92	1.6	23.6	oui	oui
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x110	111.65	39.49	7.92	1.5	22.3	oui	oui
5eme	$V_{1.2.3.4}$	15x110	36.79	49.03	7.92	1.4	19.6	oui	oui

- **Las armateurs horizontaux**

- $\tau b \leq \tau b = 0.2\ f_{c28}$ [ART RPA] **7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

- ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{calculé}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile = 0.9h
- h : hauteur totale de la section brute
- $\phi t \leq \frac{1}{10} . a$ ϕt =1 cm
- $S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$
- $S_h \leq \min(1.5a ; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄
- Comme At est connue, alors : At=1.at = $\pi\phi t^2/4$ = 0.785 cm^2 = 1HA10
- H= 306cm , S_t = 15 cm . On an 18 Barres horizontals
- Donc ; A_t = 14.14 cm^2 = 18HA10

Tableau V.2.a.3 calcul les armateurs horizontaux

niveau	voile	E cm	H cm	Vu Kn	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérifi	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	$AminRPA$ 0.15% *h*e	choix	A final
RDC	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**157.7**	**0.60**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**
1ere	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**126.24**	**0.48**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**
2eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**82.35**	**0.32**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**
3eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**60.49**	**0.23**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**
4eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**12.41**	**0.05**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**
5eme	**$V_{1.2.3.4}$**	**15**	**271**	**21.13**	**0.08**	**5**	**oui**	**1**	**15**	**6.09**	**2*(18HA10)**	**14.14**

b.les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires**

  - **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

  - **Selon le RPA 99**

- ✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage: on devra disposer:
  - Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
  - Des aciers transversaux: A_t
  - Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$\lambda = \frac{L}{H}$ $\begin{cases} \lambda > 1 \ \text{(linteau longe)} \\ \\ \end{cases}$

$\lambda < 1$ (linteau court)

a. linteau long $(\lambda > 1)$

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court $(\lambda < 1)$

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min(V_1, V_2)\ ;\ V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}\ ;\ V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

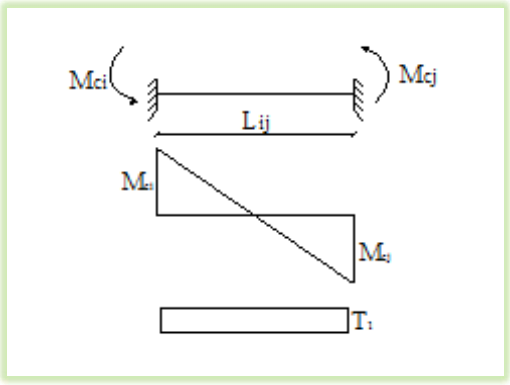


Figure V.4.3 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } tg\,\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

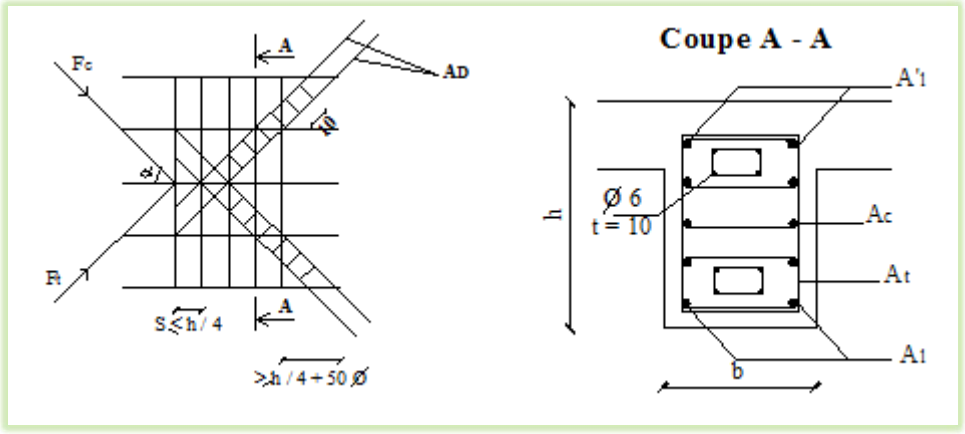


Figure V.4.4 Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l^{'} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de diagonales : $\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent etre au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

- Calcule de ferraillage

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

- **Les armateurs longitudinales**

Tableau V.4.2.b.1 Calcul les armatures longitudinales

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≥0.06xfc28	M	S_t cm	Al (cm^2)		A choisi cm^2
									A_{CAL}	A_{min}	
RDC / 1ere	**166**	**15**	**120**	**277.04**	**1.73**	**Traction / compression**	**0.60**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**
1 ere / 2 eme	**166**	**15**	**120**	**265.36**	**1.66**	**Traction / compression**	**-0.60**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**
2 eme / 3 eme	**166**	**15**	**120**	**232.05**	**1.50**	**Flexion simple**	**-0.74**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**
3 eme / 4 eme	**166**	**15**	**120**	**189.26**	**1.18**	**Flexion simple**	**-0.95**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**
4 eme / 5 eme	**166**	**15**	**120**	**138.65**	**0.87**	**Flexion simple**	**-1.01**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**
5 eme	**0.76**	**15**	**120**	**138.65**	**0.70**	**Flexion simple**	**-0.26**	**20**	**3.74**	**3.73**	**8HA10= 6.28**

- **Les armateurs diagonales**

Tableau V.4.2.b.2 Calcul les armatures diagonales

	A_D cm^2		A_{choisi} cm^2	A_t cm^2	S_t cm
	A_{CAL}	A_{min}			
RDC / 1ere	**11.14**	**4.27**	**8HA12=9.05**	**1Ø6**	**10**
1 ere / 2 eme	**9.56**	**4.09**	**8HA12=9.05**	**1Ø6**	**10**
2 eme / 3 eme	**6.72**	**0.02**	**8HA10=9.05**	**1Ø6**	**10**
3 eme / 4 eme	**3.89**	**3.73**	**8HA10=6.28**	**1Ø6**	**10**
4 eme / 5 eme	**3.89**	**3.73**	**8HA10=6.28**	**1Ø6**	**10**

- **Les armateurs horizontales**

Tableau V.4.2.b.3 Calcul les armatures horizontales

Λ	ver	Vu	Mci (kN.m)	Mcj (kN.m)	V1 (kN)	V2 (kN)	min	S_t (cm)	A_t		Ac	
									Atcal	At_{min} RPA	A_{CAL}	A_r
0.72	linteau court	277.04	240.85	240.85	401.42	1443.92	401.42	20	0.56	6	4.98	4.9
0.72	linteau court	256.36	240.85	240.85	401.42	1239.34	401.42	20	0.56	6	4.98	4.9
0.72	linteau court	232.05	240.85	240.85	401.42	870.82	401.42	20	0.56	6	4.98	4.9
0.72	linteau court	189.26	240.85	240.85	401.42	504.3	401.42	20	0.56	6	4.98	4.9
0.72	linteau court	138.65	240.85	240.85	401.42	504.3	401.42	20	0.56	6	4.98	4.9

- **chéma des voiles avec ouverture**

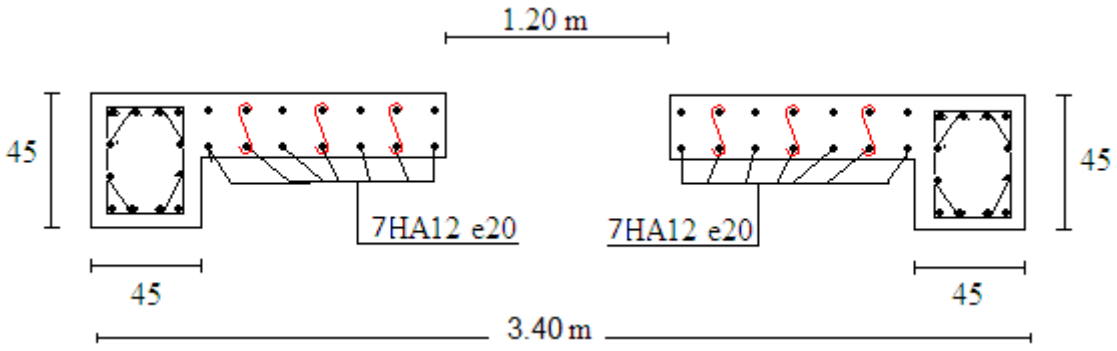


Figure V.4.5 Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture 15x 340

VI.1 Etude du sol

VI.1.1 Introduction

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.
Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale A l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2 Rapport géotechnique :

Laboratoire : centre de ben chaabane ben khellil BP A1
Wilaya : Blida
Commune : Boufarik

VI.1.3 Situation du projet

Le projet est situé dans la wilaya de Boumerdés (ville)
Le projet est un bâtiment en (R+5 + sous-sol)

VI.1.4 Compagne d'investigation

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :
Réalisation des essais in situ :

- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'à une profondeur de 6 mètres ;

Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.5 Nature du sol

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ❖ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- ❖ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

• Travaux de laboratoire

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

Conclusion

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- ❖ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis a vis des bétons d'infrastructure;
- ❖ La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;
- ❖ La contrainte admissible est prise égale à : σ_{sol} = 2 bar
- ❖ La masse volumique humide $\gamma_{sol} = 18.6Kn/m^3$

VI.2 Etude des fondations

VI.2.1 Introduction

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- ❖ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- ❖ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.
En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.
Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- ❖ La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- ❖ Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ Les caractéristiques du sol support.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

VI.2.3 Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :
a) Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées
- ✓ Semelles filantes
- ✓ Radier général

b) Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes)
- ✓ Fondations sur pieux (profondes)

c) Fondations spéciales :

- ✓ Fondation avec sous pression d'eau
- ✓ Fondation en terrain instable

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de L'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis Radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.
On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.
On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Leftrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :
$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.
N: Effort normal appliqué sur la fondation.
S : Surface de la fondation.

VI.3.1 Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right]$ avec : $A = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$= 2 bars

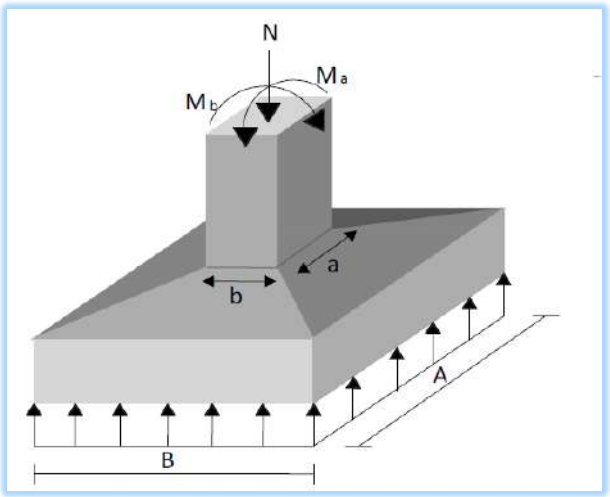


Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

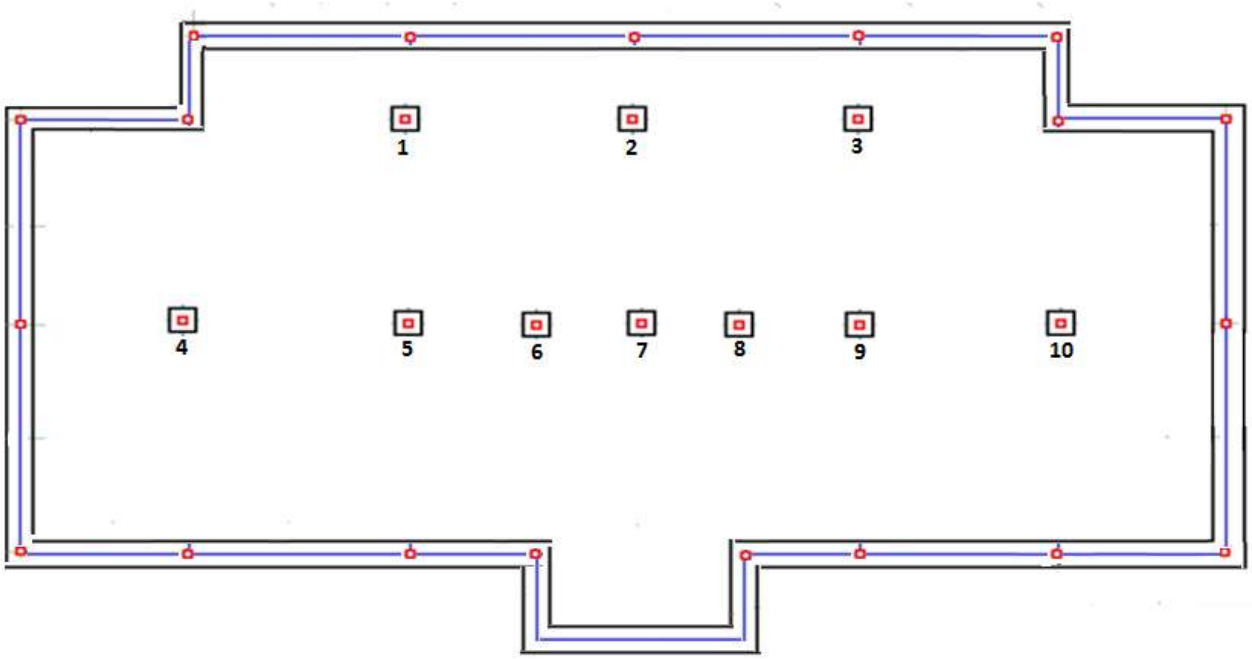


Figure VI.2 Représentation initiale des semelles

VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées

N =958.49KN

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$ = 2.3

d≥ $\frac{B-b}{4}$ = $\frac{2.3-0.45}{4}$ = 0.46 cm

c= 3 cm

h ≥ d+C⇒ h = 46 + 3 = 49 cm on adopte h =60 cm

VI.3.1.2 Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N_{ser}= 958.49

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ = 2.3^2 * 0.6 * 25 = 79.35 KN
$P_{amorcepoteau}$ = D'*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.45^2 * (2-(0.3+0.6)) * 25 = 5.57 KN

$P_{remblais}$= A*B*D'*γ_{sol} = 2.3^2 * (2-0.9)* 18.6 = 108.23 KN

$\sigma = \frac{(958.4 + 79.35 + 5.57 + 108.23)*10^{-3}}{2..3^2}$ = 0.21 MPa>σ_s= 0.2 MPa **condition non verifier**

Alors on augmente la section de semelle
On chois A= 2.6m

d $\geq \frac{B-b}{4} = \frac{260-45}{4}$ = 53.8cm
c= 3 cm

h = d+C$\Rightarrow$ h = 53.8+ 3 = 56.8 cm on adopte h =0.7cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 958.49.50 KN

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ = 2.6^2 * 0.7 * 25 = 118.3 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = $(0.45)^2$ * (2-(0.3+0.7)) * 25 = 5.06 KN

$P_{remblais}$= A*B*D'*γ_{sol} = $(2.6)^2$ * (2-1)* 18.6 = 125.74 KN

$\sigma = \frac{958.49.50 + 118.3 + 5.06 + 125.74}{2.6^2}$ = 0.17MPa < σ_s= 0.2MPa **condition vérifier**

La section choisi est 2.6*2.6 m^2

VI.3.1.3 Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$

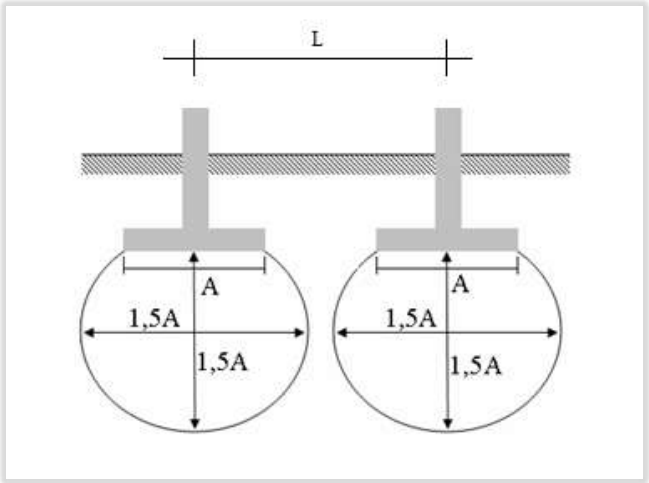


Figure VI.3 Les bulles de pression

Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

L (m)	A (m)	À (m)	$\frac{1.5(A+À)}{2}$	$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$
3.3	2.6	2.6	3.9	non
2.45	2.6	2.6	3.9	non
1.5	2.6	2.6	3.9	non

Tableau VI.2 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

L (m)	A (m)	À (m)	$\frac{1.5(A+À)}{2}$	$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$
4.85	2.6	2.6	3.9	oui
1.5	3.50	3.50	5.25	Non

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.
Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de deux natures :

- Semelles filantes sous poteaux. SF1
- Semelles filantes sous voiles. SF2 ; SF3; SF4

VI.3.2 Semelles filantes

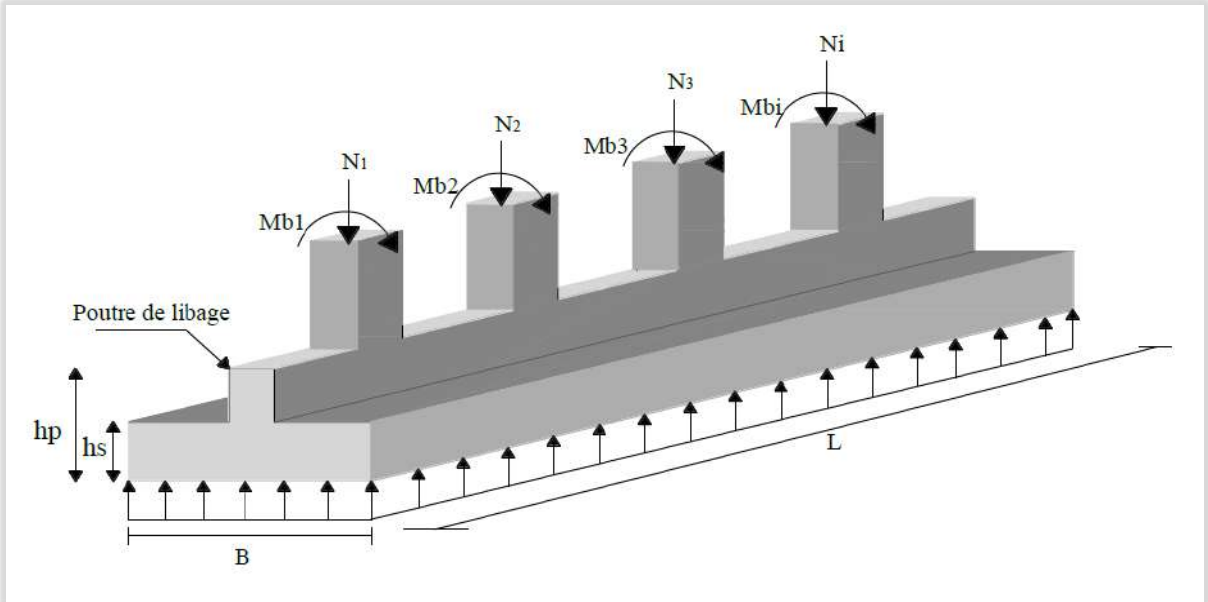


Figure VI.4 schéma semelle filantes

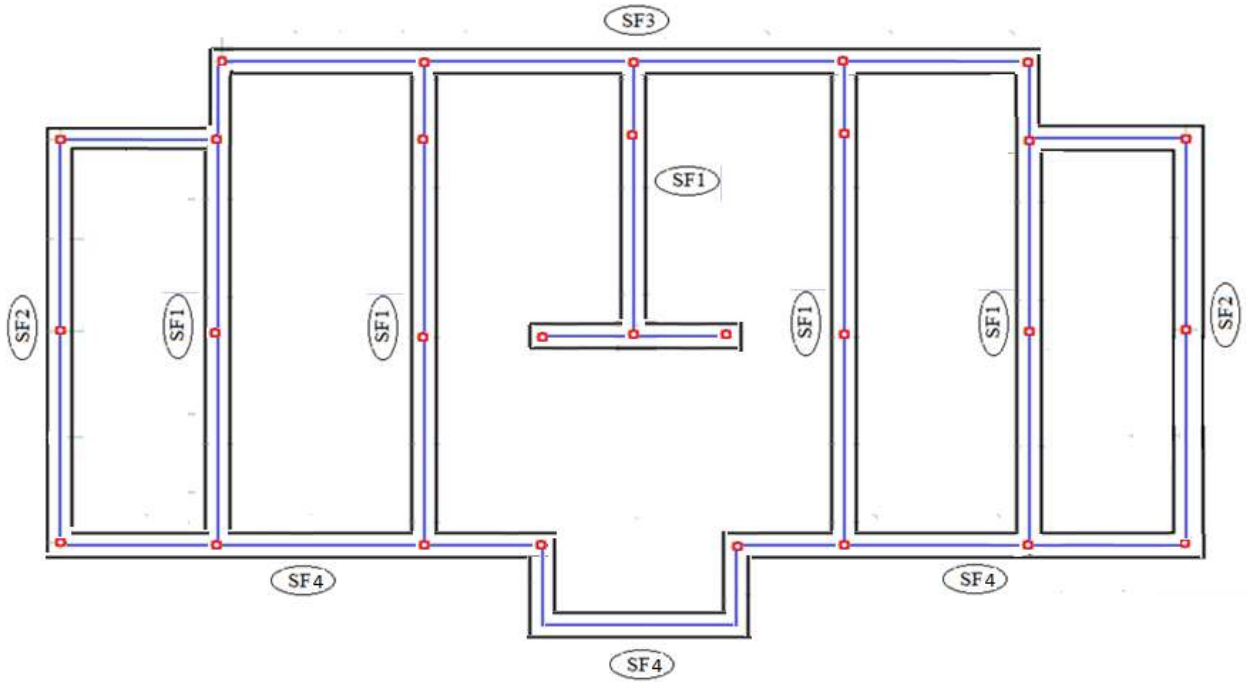


Figure VI.5 Représentation des semelles filante

VI.3.2.1 dimensionnement de semelle filante sous poteaux:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$d = \frac{\pi}{4} * l_e$

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$

I : moment d'inertie poutre de libage
K : coefficient de raideur K = 4 Kg/cm ^{3} sol moyen
b : la largeur de poteau
E ; module d'élasticité du béton $E= 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32146.2MPa$
L : la plus grande travée dans la fille L=4.85 m

$I = \frac{b*h^3}{12}$; h : hauteur de poutre de libage

La hauteur de semelle :

$h= \frac{B-b}{4}+c$

1. $d \geq \frac{B-b}{4}$
2. $C = 3\ cm$

- **Pré dimensionnement de poutre de libage**

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4_{max}}{E}} = 0.65\ m$ on adopte hp = 80 cm

TableauVI.3 poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm^3)	hp (m)	b (m)
PL	4.85	4	0.8	0.45

TableauVI.4 données de la semelle sous poteaux SF1

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot}(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	10.6	1960.69	45	0.9	1.2	27	30

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N_{ser}= 1960.69KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 10.6*1.2*0.45*25= 143.1 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*D'*ρ_{beton}= 0.45^2*(2-(0.3+0.3))*25 = 7.08 KN

$P_{remblais}$= L*B*D'*γ_{sol}= 10.6*1.2*(2-0.6)*18.6=331.22 KN

$$\sigma = \frac{(1960.69 + 143.1 + 7.08 + 331.22) * 10^3}{1200 * 10600} = 0.191 \leq \sigma_s = 0.2\text{MPa}$$ **(condition vérifier)**

VI.3.2.2 dimensionnement de semelle sous voiles et poteau:

TableauVI.5 données de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot}(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF2	9.75	2360.79	0.45	1.2	1.5	32	35
SF3	15.6	1581.7	0.25	0.6	1	27	30
SF4	9.65	2644.24	0.45	1.37	1.7	32	35

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

SF2 :

N_{ser}= 2360.79KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} =9.75*1.5*0.35*25 = 127.96 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*D'*ρ_{beton}= 0.45^2*(2-(0.3+0.35))*25 = 6.83 KN

$P_{remblais}$= L*B*h''*γ_{sol}= 9.75*1.5*(2-0.65)*18.6 =367.23 KN

$\sigma = \frac{(2360.79 + 127.96 + 6.83*3 + 367.23)*10^3}{1500*9750} = 0.19 \leq \sigma_s = 0.2\text{MPa}$ **(condition vérifier)**

SF3 :

N_{ser}= 1581.7KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 15.6*1*0.3*25 = 117 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*D'*ρ_{beton}= 0.25^2*(2-(0.3+0.3))*25 = 2.19 KN

$P_{remblais}$= L*B*D'*γ_{sol}= 15.6*1*(2-0.6)*18.6 = 406.22 KN

$\sigma = \frac{(1581.7 + 117 + 2.19*5 + 406.22)*10^3}{1800*20850} = 0.13 \leq \sigma_s = 0.2$ MPa **(condition vérifier)**

SF4 :

N_{ser}= 2644.24KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 9.65*1.7*0.35*25 = 135.1 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*D'*ρ_{beton}= 0.45^2*(2-(0.3+0.35))*25 = 6.83 KN

$P_{remblais}$= L*B*D'*γ_{sol}= 9.65*1.7*(2-0.65)*18.6 = 387.7 KN

$\sigma = \frac{(2644.24 + 135.1 + 6.83*4 + 387.7)*10^3}{1700*9650} = 0.19 \leq \sigma_s = 0.2$ MPa **(condition vérifier)**

- **Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :**

$$L - \frac{(B + \grave{B})}{2} < 50\ cm$$

Tableau VI.6 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X (SF1 et SF2)

L (m)	**B (m)**	**$\grave{B}$ (m)**	$\mathbf{L - \frac{(B + \grave{B})}{2}}$ **(cm)**	$\mathbf{L - \frac{(B + \grave{B})}{2} > 50\ cm}$
3.4	1.2	1.5	145	oui

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles filantes.

- **Ferraillage des semelles filantes :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.
Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions(avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(N-1)}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2) * B(m)}{4}; \quad esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(N-1)}$$

1. **Sous poteaux**

⇒**Armatures principales** :
Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

ELS

Tableau VI.7 Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	**N_{ser}(kn)**	**M_{ser}(Kn.m)**	**b (m)**	**B (m)**	**A/ml (cm^2)**	**$A_{rép}$ cal /ml**

						(cm²)
SF1	1960.69	23.57	0.45	1.2	4.54	1.36

ELU

Tableau VI.8 Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	Nu (kn)	Mu(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm²)	Arép cal /ml (cm²)
SF1	2694	32.36	0.45	1.2	2.93	0.88

- **Récapitulation:**

Tableau VI.9 le ferraillage finale de filante SF1 sous poteaux

	A prin finale (cm²)	Arep finale (cm²)	Sprin(cm)	Srep(cm)
SF1	10HA16= 20.11	6HA10 = 4.71	10	15

VI.3.2.3 Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.10 vérification au renversement

Semelle	Nser (kN)	Mser (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	1960.69	23.57	0.0025	1.2	0.3	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.2.4 Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence $\tau s = 2.8$ MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$ ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$ on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11 Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage

SF1	12	42.85	18.5	30	courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ΣNi:la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kn/m).
Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	$N_{i(ELU)}$ (KN)	**$N_{i(ELS)}$ (KN)**	**L(m)**	**q_u (KN /m)**	**q_{ser} (KN /m)**
PL	1960.69	2694	10.6	315.46	230.4

VI.3.2.5 Calcul des moments

Tableau VI.13 Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		**ELS**	
	M_a (KN.m)	**M_t (KN.m)**	**M_a (KN.m)**	**M_t (KN.m)**
PL	751.28	589.94	548.7	430.87

VI.3.2.6 Calcul du ferraillage

1. **Armatures longitudinales**

Calcul a l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\emptyset}{2}, \mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2}$$ on a $\mu \leq \mu_l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL	Travée	589.94	77	24.1	0	8HA20+4HA16=33.18
	Appui	751.28	77	31.6	0	4HA20+14HA16=40.72

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.15 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤[σb]
PL	Travée	33.18	430.87	13.93	**oui**
	Appui	40.72	548.7	14.36	**oui**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

❖ **Armatures de peau**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80cm le CBA93 exige en plus les armatures Longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.
Donc on adopte **2HA12 = 2.26**

❖ **Armatures transversales**

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on a :

$\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec f_{c28} = 25 MPa

$\bar{\tau}$ = 3.3 MPa (situation durable)

$\bar{\tau}$ = 4.34 MPa (situation accidentelle)

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

Tableau VI.16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL	671.85	1.93	3.3	6HA8=3.02	10	15

❖ **Sous voiles et poteaux :**

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

ELS

Tableau VI.17. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	N_{ser}(kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{répcal}$ /ml (cm^2)
SF2	2360.79	2.68	0.45	1.5	5.74	2.15
SF3	1581.7	4.61	0.25	1	2.75	0.68
SF4	2644.24	20.29	0.45	1.7	5.61	2.38

ELU

Tableau VI.18 Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	N_U (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép\ cal}$ /ml (cm^2)
SF2	3586.82	3.89	0.45	1.5	10.23	3.83
SF3	2119.3	6.31	0.25	1	6.08	1.52
SF4	4124.09	27.87	0.45	1.7	8.75	3.71

Récapitulation:

Tableau VI.19 le ferraillage finale de filante sous poteaux et voiles

	A_{prin} finale (cm^2)	A_{rep} finale (cm^2)	S_{prin}(cm)	S_{rep}(cm)
SF2	11HA12= 12.44	6HA10 = 4.71	15	20
SF3	8HA12= 9.05	6HA10 = 4.71	15	20
SF4	10HA12= 11.31	6HA10 = 4.71	15	20

VI.3.2.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a L'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

TableauVI.20 Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	NELU (kN)	MELU (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF2	3586.82	3.89	0.001	1.5	0.375	oui
SF3	2119.3	6.31	0.003	1	0.25	oui
SF4	4124.09	27.87	0.006	1.7	0.425	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.2.7 Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$ ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$ on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.21 Longueur de scellement

Semelle	∅(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF2	12	42.85	21.25	42.5	courbe
SF3					
SF4					

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages Courbés (crochets)

VI.4. Etude du mur de soutènement :

On adopte une épaisseur e = 20 cm

La hauteur de mur de soutènement = 2.71 m

VI.4.1. Evaluation des charges :

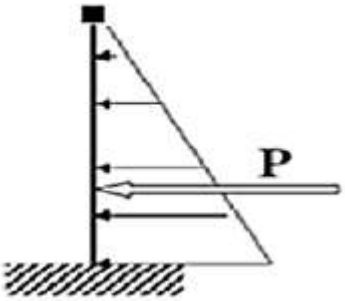


Figure VI.6.schéma du chargement qui vient au mur de soutènement

a. *charge permanente* :

- un terrain plat ⇒β=0
- mur droit ⇒λ= 0
- le poids volumique du terrain : 18 .6 (kN/m3)
- l'angle de frottement interne : φ 25°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale :

$P=1/2\ (k\ \gamma a.\gamma\ .h^2)$

$G= k\gamma a\gamma.h$

Le coefficient de contrainte : $k\ a=tg2\ [\pi /4 - \varphi/2]$

D'où : $k\gamma a =0.410$

Alors :

$G= 0.410 * 18.6* 2.71=20.66\ kN/m^2$

b. *charge d'exploitation* :

- $Q=kq\ .q$
- $kq= k\gamma /\cos (\beta- \lambda)= 0.410$
- $q=0$

Alors : $Q= 0\ kN/m^2$

C. *Combinaisons d'actions :*

- ✓ qu=1.35G=27.89 kN/m²
- ✓ qser=G =20.66 kN/m²

Pour une bande de 1m :

- ✓ qu=27.89 kN/m
- ✓ qser=20.66 kN/m

VI.4.2. Ferraillage des murs de soutènement:

Les panneaux constituant le mur de soutènement sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

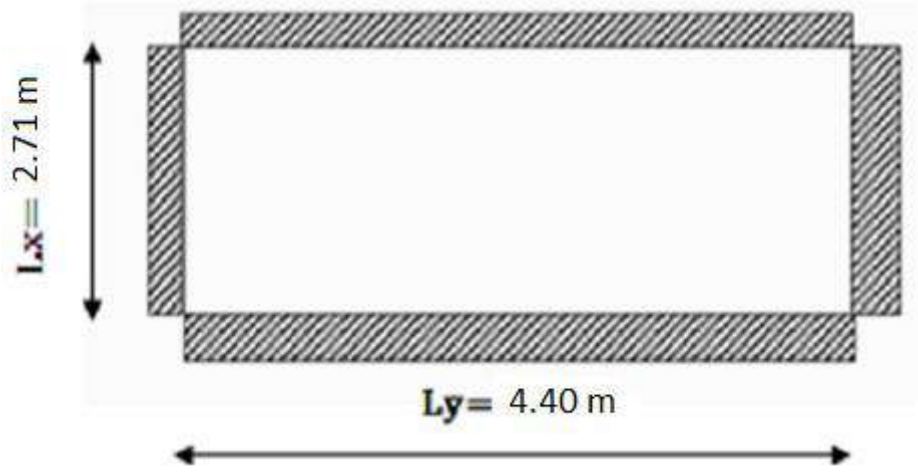


Figure VI.7 Schéma des dimensions du mur de soutènement

- ✓ $\frac{2.71}{4.4} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant les deux directions.

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$Mx = \mu x.qu.\ x^2$

$My = \mu y.\ Mx$

il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

En travée :

Mtx = 0.85Mx

Mty = 0.85My

Aux appuis :

Max1 = Max2 = -0.3 Mx
May1 = May2 = -0.5 Mx

a. Détermination des moments a l'ELU :

Mx = 0,0779*27.89*(2.71)² = 15.96 kN.m
My = 0.3338*15.96 =5.33 kN.m

En travée :

Mtx = 13.57 kN.m
Mty = 4.53 kN.m

Aux appuis :

Max1 = Max2 = -4.79 kN.m
May1 = May2 = -7.98 kN.m

b. Détermination des moments a l'ELS :

Mx = 0.0831*20.66*(2.71)² = 12.61 kN.m
My = 0.5004*12.66= 6.31 kN.m

En travée :

Mtx =10.72 kN.m
Mty =5.36 kN.m

Aux appuis :

Max1 = Max2 = -3.78 kN.m
May1 = May2 = -6.30 kN.m

c. Détermination des armatures longitudinales l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableaux VI. 22 Calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Amin/2 (cm^2)	A calcul ≥Amin/2
Travée	X	13.71	15	1.96	1.8	0.9	C.V
	Y	4.57	15	0.39	1.8	0.9	C.N.V
Appuis	X	4.84	15	1.56	1.8	0.9	C.N.V
	Y	8.06	15	1.00	1.8	0.9	C.V

a) Vérification des contraints l'ELS :

Tableaux VI. 23 Calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELS

	Sens	AELU (cm^2)	Mser (kN.m)	бs (MPa)	бb (MPa)	бs≤ [бs]	бb≤ [бb]
Travée	X	4.52	10.76	59.69	4.76	C.V	C.V
	Y	4.52	5.39	29.81	2.37	C.V	C.V
Appuis	X	4.52	3.79	59.69	4.76	C.V	C.V
	Y	4.52	6.3	29.81	2.37	C.V	C.V

Tableaux VI. 24. le ferraillage finale du mur de soutènement

	Sens	A final (cm^2)
Travée	X	8HA12=9.04
	Y	8HA12=9.04
Appuis	X	8HA12=9.04
	Y	8HA12=9.04

VI.5. Calcul des longrines :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.5.1. Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b] **)**

Pour un sol de fondation de catégorie '' S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.2. Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b]**)**

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:
F = (N/α) ≥ **20KN**
Avec :
N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.
α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : **α** = 10. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

TableauVI.25 de coefficient α

Site	**zone**		
	I	IIa	**IIb** et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

VI.5. Ferraillage les longrines :

Tableau VI. 26 Ferraillage longitudinal des longrines (30*30)

	combinaison	**Nu max (KN)**	**Fu=Nu/a (KN)**	**A calcul A=Fu/(Fe/γ_s) (cm^2)**	**A_{minCBA} = 0.9cm^2**	**A_{minRPA} = 5.4cm^2**	**A choisis (cm^2)**
longrine	1.35G+1.5Q	1380.73	138.07	3.97	OUI	NON	6HA12=6.78

Tableau VI. 27 Vérification des contraintes à l'ELS des longrines

	combinaisons	A adopter (cm^2)	Nser max (KN)	Fser= Nu/a (KN)	σs = Fser/A (MPa)	[σs] (MPa)	σs≤ [σs]
longrine	G+Q	6.78	1007.09	100.71	148.54	201.63	OUI

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3}$ = 4 mm

On adopte φ_t = 8 mm

A_t = 2T8 = 101 mm^2

❖ **Espacement:**

$S_t \leq$ min [20 cm ; 15 φ_l] = min [20 cm ; 18 cm]

On adopte : S_t = 15 cm

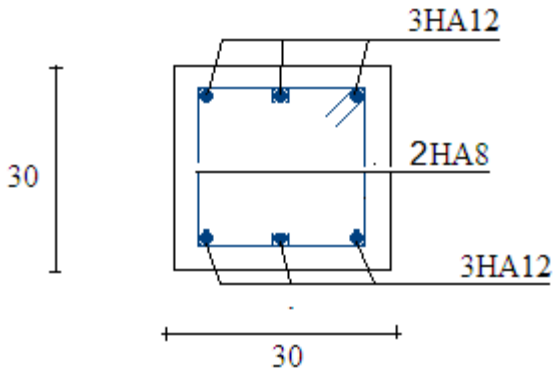


Figure VI.8 Disposition des armatures des longrines

Conclusion

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , 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 pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- BAEL

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v17
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- Microsofexcel