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 En Sous Sol+RDC+4 (RDC : Commerce)

Réalisé par :

MERZOUGUI Abdelkader

KADI Mohamed Ali

Dirigé par :

M^{r}.M.M.SAIDI

Promotion: 2013/ 2014

Remerciement

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements 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.*

Tenons à remercier également ***Mr OULD TURKI BENAISSA*** *pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

On leur dit merci de tout notre cœur ***MERZOUGUI Abdelkader*** *et* ***KADI Mohamed Ali***

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A ma très chère famille : mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix, m'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mon frère et A mes sœurs, m'aura soutenu dès le début et m'aura aidé dans les périodes de doute et de m'avoir partagé ce modeste travail.

-A mes amies intimes, Ziane, Hamdi Mohamedi, Zaki, et à tous mes amis. Sans oublier mon binôme Kader, mon frère Walid , à mes proche collègues Nasro, Sif eddine, F .Ben kida, N. Khiri, H. Merrabat , Ratiba et djamila , Kh .maziane Ben tahar , et bien sur Hoda . De m'avoir encourager et penser toujours à moi et pour m'avoir changer les idées quand j'en avais besoin.

A mes amis de langue date spécialement qui ont partagés avec moi non seulement les bons moments mais aussi la formation

-A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil 2013 -2014 et je souhaite bonne continuation à tous.

Sid KADI

Dédicace

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 m'a 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** mon frère*
Kamel

***A** toute la famille*
***MERZOUGUI** sans exception*

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

***A** tous mes chers amis*

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre promoteur :
Mr M.M.SAIDI pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'il nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

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

A** tous mes collègues de la promotion **2013/2014.

Abdelkader

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرض+طابق أرضي+ أربعة طوابق) والمقرر بنائها في إطار إنشاء 550 مسكن بمدينة عين الدفلى و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2 ب.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 Version 16» .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (Sous sol+RDC + 4 étages) en béton armé à usage d'habitation dans le cadre de la construction de 550 logements à AIN DEFLA ville, cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de moyenne sismicité II_b.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 16»**.

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project involves study a block contain (under ground+ground+4 stories) reinforced concrete for residential use as part of the construction of 550 homes in AIN DEFLA town, the region is classified as a medium seismicity area IIb.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 16»**.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

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 9
I.3.1 Béton 9
I.3.1.1 caractéristiques du Béton 9
I.3.1.2 ciment 9
I.3.1.3Granulats 9
I.3.1.4 Eau de gâchage 9
I.3.1.5 Dosage du béton 9
I.3.2 Béton armé 9
I.3.2.1 Résistance du béton 10
I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression 10
I.3.2. 3 Résistance caractéristique à la traction 10
I.3.2.4 Coefficient de POISSON (υ) 10
I.3.2.5 Module de déformation longitudinale: 11
I.3.3 Acier 11
I.3.3.1 Types d'acier 11
I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier 11

I.4. Principe de calcul du CBA 93 12
E.L.U de résistance 12
1.Contrainte du béton en compression : 12
2. Contrainte ultime de cisaillement 12
3. Contrainte limite de l'acier 12
A l'E.L.S 13
1.E.L.S de compression de béton 13
2.E.L.S de contrainte limite de l'acier 13
Contrainte limite de l'acier 13
Conclusion 13
Introduction 15
II.1-LES PLANCHERS 15
II.1.a- Plancher à corps creux 15
II.1.b- Dalle pleine 15
ii)Sécurité contre l'incendie 15
iii) condition d'isolation acoustique 15
Conclusion : 16
II.2- Evaluation des charges et surcharges : 16
II.2.1. Maçonnerie : 16
II.2.1.a Murs intérieurs (simples-cloisons) 16
II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) 16
II.2.1-plancher terrasse 17
II.2.1.a-charges permanentes 17
II.2.1.b surcharges d'exploitation 17
II.2.2- Plancher courant 18
II.2.2.a-Charges permanentes 18
II.2.2.b-surcharges d'exploitation 19
II.2.3. Dalle pleine 19
II .2.3.a. Terrasse 19
II.2.3.b. Etage 20
II.4. Prédimensionnement des poutres 20
II.5. Pré dimensionnement des poteaux 22
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 22

II.5.2. Dimensions des poteaux 22
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf 22
II.5.4. Calcul de l'effort *N*u 23
II.5.5. Détermination des charges et surcharges 24
II.5.6. Descente des charges 24
II.6. Charges Permanente 24
II.7. Charges d'exploitation 26
Loi de dégression 26
Effort normal de résistance 27
II.8. Vérification selon le RPA99v2003 27
II.9. Pré dimensionnement des voiles 28
III .1.l'acrotère 29
Principe de calcul 29
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations 29
III.1.2. Calcul des efforts 29
III.1.3. Calcul du ferraillage 30
III.1.3.a. A E L U 30
Calcul de l'excentricité 30
Calcul du moment de flexion 30
Calcul des armatures verticales 31
Condition de non fragilité 31
Armatures de répartitions 31
Espacement 31
III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S 31
Calcul de l'excentricité 31
Application numérique 32
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 33
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme 33
III.2. Plancher a corps creux 34
III .2.1. Les poutrelles 34
III.2.1.1. avant coulage 34
III.2.1.1.1. Calcul des étaiements 34
III.2.1.2. après coulage 34

III.2.1.2.1.Méthode de calcul 37
III.2.1.2.2.Conditions d'application 38
III.2.1.2.3.Exposé de la méthode 38
III.2.1.2.4.Evaluation des charges et surcharges 39
III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul 40
Pour les étages courants 40
1er type poutrelle à sept travées 40
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 40
b)Détermination des moments à l'état limite service 41
2ème type poutrelle à deux travées 42
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 42
b)Détermination des moment à l'état limite service 43
Pour RDC : 44
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 44
b)Détermination des moment à l'état limite service 45
2ème type poutrelle à deux travées 45
a)Détermination des moment à l'état limite ultime 45
b)Détermination des moment à l'état limite service 46
III.2.1.2.6.Ferraillage des poutrelles 47
Armatures transversales 49
Espacement S_t 49
Diamètre des armatures transversales ϕ_t 49
Vérification de contrainte de cisaillement 49
Vérifications nécessaires 50
Vérifications préliminaires de la flèche 50
Armatures transversales 52
Espacement S_t 52
Diamètre des armatures transversales ϕ_t 52
Vérification de contrainte de cisaillement 52
Vérifications nécessaires 53
Vérifications préliminaires de la flèche 53
Evaluation détaillée de la flèche 53
Détermination de l'axe neutre 54

Moment d'inertie de la section totale 54
Détermination moment d'inertie fictive 54
III.2.2. Ferraillage de la table de compression 55
III.3. Calcul des escaliers 57
III.3.1. Introduction 57
III.3.2. Pré dimensionnement 57
étages courants 57
Angle l'inclinaison de volée 57
longueur total de la poutre 57
Déterminer de l'épaisseur de l'escalier 57
III.3.3.Evaluation des charges et surcharges 58
Charges permanentes 58
a.Palier 58
b.Paillasse 58
Surcharge d'exploitation 59
III.3.4. Détermination des sollicitations 59
III.3.5. Détermination des efforts 59
à l'E.L.U 59
Récapitulation 59
III.3.4 ferraillage de l'escalier 60
Les armatures de répartition 60
Condition de l'espacement 61
vérification de l'effort tranchant 61
Vérification de la flèche 61
Evaluation détaillée de la flèche 61
Détermination de l'axe neutre 62
Moment d'inertie de la section totale 62
Détermination moment d'inertie fictive 62
III.3.2.Calcul de la poutre palière 63
III.3.2.1.Pré dimensionnement 63
III.3.2.2. Evaluation des charges 64
III.3.2.3. Calcul des efforts 64
A l'E.L.S 65

III.3.2.4. Calcul du ferraillage 65
Armatures longitudinales 65
Vérification de l'effort tranchant 66
Armatures transversales 66
Diamètre des armature transversales φ_t 66
III.3.2.5. Vérification à l'E.L.S 67
Vérification de la flèche 68
III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES 69
III.4.1. Définition 69
III.4.2. Methode de calcul 69
condition d'isolation acoustique 69
Pour les étages courant 69
Premier type 69
ELS 70
Deuxième types 70
III.4.3. Principe de calcul 70
a)travail externe 70
b)Travail interne 71
III.4.4. Expose de la méthode 71
a)Travail externe 71
E.L.U 71
E.L.S 72
Pour RDC 72
Premier type 73
ELS 73
Deuxième types 73
a)Travail externe : 73
E.L.U 73
E.L.S 74
III.4.5. Résultats 75
III.4.6. Calcul de ferraillage 75
III.4.6.1. Ferraillage a L'ELU 75

III.4.6.2. Vérification à l'E.L.S.....75
III.4.7. Condition d'espacement.....77
III.4.8.Vérifications préliminaires de la flèche.....77
III.4.9. Vérification au cisaillement.....77
IV.1. Introduction.....78
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....78
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....78
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....79
A.Principe.....79
B. Spectre de réponse de calcul.....79
Coefficient d'accélération A.....80
facteur de correction d'amortissement η.....80
facteur de qualité Q.....80
périodes caractéristiques.....81
coefficient de pondération.....81
coefficient de comportement R.....81
IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure.....82
IV.3.1. Centre de masse.....82
IV.3.2. Centre de torsion.....82
IV.3.3. Excentricités.....83
IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique).....83
IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles).....84
IV.4. Etude de la structure.....85
IV.4.1. Caractéristiques géométrique.....85
IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion.....85
IV.4.1.2. Les excentricités.....85
Excentricité théorique + accidentelle.....85
IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique.....86
IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes.....86
IV.4.2.2. Vérification de la participation massique.....88
IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base.....90
Calcul de la force sismique totale.....90
Vérification du choix du coefficient de comportement.....91

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement 93
Moment de renversement 95
Moment de stabilité 96
IV.4.2.5. Vérification des déplacements en têt 97
Calcul de joint 97
IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages 98
IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments....99
IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base 102
IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ 103
Conclusion …… 104

V.1. Introduction....106
V.2. Ferraillage des poutres....107
V.2.1. Introduction 107
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 107
V.2.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art 107
V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA 107
Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires....108
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 109
V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service 111
Béton La contrainte admissible du béton est donnée par la formule 111
V.2.5 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 113
V.2.6 Calcul des armatures transversales....114
V.2.7 Vérification de la flèche....115
schémas des armatures des poutres 116
Poutres principales 116
Terrasse 116
étages courants 116
RDC 117
Poutres secondaires 117
Terrasse....117
étages courants 118
RDC....118
V.3 Ferraillage des poteaux....118

V.3.1 Introduction....118
V.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS....120
V.3.3 Les armatures transversales....121
schémas des poteaux....122
V.4 Ferraillage des voiles....124
V.4.1 Les voile plein....125
V.4.1.1 Les armatures verticales....125
V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S....126
V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux....127
Armatures transversales....129
Schémas des voiles pleins....130
V.4.2 les voile avec ouverture....133
a.les trumeaux....133
Las armateurs verticaux....133
V.4.2.1 Vérification à E.L.S....134
Las armateurs horizontaux....134
b.les linteaux....135
Recommandations réglementaires....135
Selon le CBA 93....135
Selon le RPA 99....135
1. Premiers cas ($\tau b \leq 0.06 f28$)....136
Aciers longitudinaux....136
Aciers transversaux:....136
a. linteau long (λ >1)....136
b. linteau court (λ <1)....136
2. Deuxième cas (τb > $0.06 f28$)....137
Ferraillage minimal....138
Calcule de ferraillage....138
Les armateurs longitudinaux....138
Les armateurs diagonales....139
Les armateurs transversaux....141
Schéma des voiles avec ouverture....142

VI.1 Etude du sol 143
VI.1.1 Introduction 143
VI.1.2 Situation du projet 143
VI.1.3 Compagne d'investigation 143
VI.1.4 Nature du sol 143
Travaux de laboratoire 143
Conclusion 144
VI.2 Etude des fondations 144
VI.2.1 Introduction 144
VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations 144
VI.2.3 Classification des fondations 145
VI.3 Calcul des fondations 145
VI.3.1 Semelles isolées 145
VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées 147
VI.3.1.2 Vérification des contraintes à ELS 147
VI.3.1.3 Vérification de chevauchement entre les semelles isolées 148
Conclusion 149
VI.3.2 Semelles filantes 149
VI.3.2.1 dimensionnement de semelle sous poteaux 150
La hauteur de semelle 151
Pré dimensionnement de poutre de libage 151
Vérification de contrainte a L'ELS 151
VI.3.2.2 dimensionnement de semelle sous voiles et poteaux 152
Vérification de contrainte a L'ELS 152
Vérification de chevauchement entre les semelles filantes 153
Conclusion 153
Ferraillage des semelles filantes 153
Armatures principales 153
Armatures de répartition 154
1.Sous poteaux 154
Armatures principales 154
ELS 154
ELU 154

Récapitulation 154
VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement.....155
VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement.....155
Ferraillage de la poutre de libage 155
VI.3.3.b. Calcul des moments.....156
VI.3.3.c. Calcul du ferraillage.....156
1. Armatures longitudinales 156
Calcul a l'ELU 156
Vérification des contraintes a l'ELS 157
2. Armatures de peau.....157
3. Armatures transversales.....157
2.Sous voiles et poteaux 158
Armatures principales 158
ELS 158
ELU 158
Récapitulation 158
VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement.....159
VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement.....159
VI.4. Calcul des longrines 159
VI.4.1. Pré dimensionnement des longrines.....160
VI.4.2. Charges sollicitant les longrines.....160
Les sollicitations de calcul sont 160
a)l'E L U 160
b)l'E L S 160
VI.4.3. Ferraillage.....160
Condition de non fragilité.....161
Vérification des contraintes a l'etat limite de service.....161
Section minimale donnée par le RPA 99version 2003 161
Armatures transversales.....161
Espacement:.....162
Conclusion.....163

liste des tableaux

Tableau I.1 : dimensions du Bloc 1

Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 11

II.2- Evaluation des charges et surcharges : 15

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison 15

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison 15

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 16

Tableau II.4 charges permanentes du plancher courant (corps creux) 17

Tableau II.5 : Charge permanente terrasse 18

Tableau II.6 : Charge permanente de la dalle d'étage 19

Tableau II.8 : predimensionnement des poutres 20

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poteaux 21

Tableau II.10 : détermination de la longueur de flambement 21

Tableau 2-10: calcule de Nu 22

Tableau 2-11: calcule de charges permanente 24

Tableau II.12 : Tableau des charges d'exploitation 25

Tableau 2-13 : Tableau de vérification 26

Tableau II.14 vérifications de coffrage des poteaux 26

Tableau II.15 Détermination des sections des voiles. 27

Tableau III.1.1 Les charges 28

Tableau III.1.2 Les efforts 28

Tableau III.1.3 Les données 29

Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage 33

Tableau III.2.2 Calcul des moments 24

Tableau III.2.3 action de calcul des poutrelles après coulage 38

Tableau III.2.4 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELU 39

Tableau III.2.5 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELS 40

Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU 41

Tableau III.2.7 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS 42

Tableau III.2.8 Récapitulation des efforts internes Etages courants....42
Tableau III.2.9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELU....43
Tableau III.2.10 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELS....44
Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU....44
Tableau III.2.12 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS....45
Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes RDC....46
Tableau III.2.14 calcul des armatures....47
Tableau III.2.15 récapitulation....48
Tableau III.2.16 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement....48
Tableau III.2.17 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles....49
Tableau III.2.17 calcul des armatures....50
Tableau III.2.18 récapitulation....51
Tableau III.2.19 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement....51
Tableau III.2.20 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles....52
Tableau III.3.1 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier....57
Tableau III.3.2 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier....57
Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier....58
Tableau III.3.4 récapitulatif....58
Tableau III.3.5 données de calcul....59
Tableau III.3.6 calcul des armatures....59
Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition....59
Tableau III.3.8 calcul de l'espacement....60
Tableau III.3.9 récapitulation des résultats....62
Tableau III.3.10 pré dimensionnement de la poutre palière....63
Tableau III.3.11 données de calcul....64
Tableau III.3.12 Calcul du ferraillage de la poutre palière....64
Tableau III.3.13 Vérification à l'E.L.S....67
Tableau III.4.1 Les actions sur la dalle....68
Tableau III.4.2 les valeurs du travail externe....70
Tableau III.4.3 les valeurs du travail interne....71
Tableau 3.4.4 Les actions sur la dalle....71
Tableau III.4.5 les valeurs du travail externe....72
Tableau III.4.6 les valeurs du travail interne....73

Tableau III.4.7 résultats 74
Tableau III.4.8 données de calcul 74
Tableau III.4.9 Calcul des sections de la dalle pleine 75
Tableau III.4.10 Vérification à l'E.L.S 75
Tableau III.4.11 Vérification au cisaillement 76
Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone A 79
Tableau IV.2 facteur de qualité Q 79
Tableau IV.3 centre de masse et centre de torsion 84
Tableau IV.4 excentricité théorique + accidentelle 85
Tableau IV.5 comportement des trois premiers modes 86
tableau IV.6 la participation massique 88
Tableau IV.7 choix du coefficient de comportement suivant x 90
Tableau IV.8 choix du coefficient de comportement suivant x en % 91
Tableau IV.9 choix du coefficient de comportement suivant y 91
Tableau IV.10 choix du coefficient de comportement suivant y en % 91
Tableau IV.11 Calcul de la force sismique 92
Tableau IV.12 vérification résultante des forces sismiques de calcul 92
tableau IV.13 Moment de renversement suivant x 94
tableau IV.14 Moment de renversement suivant y 94
Tableau IV.15 calcul de moment de stabilité suivant x,y 95
tableauIV.16 Vérification stabilité au renversement 95
Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage sens X 97
Tableau IV.18 Vérification des déplacements inter-étage sens Y 98
Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ sens X-X 102
Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y 103
Tableau V.2.1 les données de calcul 106
Tableau V.2.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales 107
Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 108
Tableau V.2.4 Vérification des poutres principales 109
Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires 109
Tableau V.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 110
Tableau V.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 110
Tableau V.2.8 Calcul de $\overline{\tau_u}$ 112

Tableau V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 112
Tableau V.2.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 113
Tableau V.2.11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.....114
Tableau V.2.12 Vérification de la flèche des poutres 114
Tableau V.3.1 Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU 118
Tableau V.3.2 vérification à l'E.L.S 119
Tableau V.3.3 Choix des armatures transversales est leur espacement.....120
Tableau V.4.1.1.1 calcul les armatures verticales 124
Tableau V.4.1.1.2 vérification des armatures a ELS des voiles 125
Tableau V.4.1.2.1 calcul des armateurs horizontaux 127
Tableau V.4.1.2.2 : diamètre des armateurs transversaux.....128
Tableau V.4.2.a.1 calcul les armatures verticaux 132
Tableau V.4.2.a.2 vérification des armatures a ELS des voiles 133
Tableau V.2.a.3 calcul les armateurs horizontaux.....134
Tableau V.4.2.b.1 Calcul de l'armature longitudinaux.....137
Tableau V.4.2.b.2 Calcul de l'armature diagonale.....138
Tableau V.4.2.b.3 Calcul de l'armature horizontal
……..139
Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X 146
Tableau VI.2 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y 146
TableauVI.3 poutre de libage.....148
TableauVI.4 données de la semelle.....149
TableauVI.5 données de la semelle.....149
Tableau VI.6 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y 150
Tableau VI.7 Calcul des armatures principales à L'ELS 151
Tableau VI.8 Calcul des armatures principales à L'ELU 151
Tableau VI.9 le ferraillage finale de filante SF2 sous poteaux.....152
Tableau VI.10 vérification au renversement.....152
Tableau VI.11 Longueur de scellement.....152
Tableau VI.12 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 153
Tableau VI.13 Détermination des moments de la poutre de libage 153
Tableau VI.14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.....153
Tableau VI.15 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS 154
Tableau VI.16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 154

Tableau VI.17. Calcul des armatures principales à L'ELS 155
Tableau VI.18 Calcul des armatures principales à L'ELU 155
Tableau VI.19 le ferraillage finale de filante sous poteaux et voiles.....155
TableauVI.20 Vérification de la stabilité au renversement.....156
Tableau VI.21 Longueur de scellement.....156
TableauVI.22 de coefficient α 157

liste des figures

Figure I.1 escalier....2
Figure I-2 : Plan de masse....3
Figure I-3 : Plan du sous sol....4
Figure I-4 : Plan du RDC....5
Figure I-5 : Plan d'étages courant....6
Figure I-6 : Coupe A-A....7
Figure I-7 : Coupe façade principale....8
Figure I.8 : Eprouvette (16×32)....10
Figure I.9: Diagramme contrainte déformation du béton....12
Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier....12
Figure II.2- Evaluation des charges et surcharges....15
Figure II.1 Simple et double cloisons....15
Figure. II.2 Composants d'un plancher terrasse....16
Figure II.3 Plancher à corps creux....17
Figure II.4 Dimensions du corps creux....17
Figure II.5 : composants de la dalle de terrasse....18
Figure II.6 : composants de la dalle d'étage....19
Figure II.7 Dimensionnement de la poutre....20
figure II.8 : Section....22
Figure II.9 représentation du poteau le plus sollicite....23
Figure II.10 Coupe de voile en plan....27
Figure III.1.1Schéma statique....28
Figure III.1.2 l'acrotère....28
Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU....29
Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère....32
Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage....33
Figure III.2.2 le choix de disposition des étaiements....34
Figure III.2.3 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU....39
Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU....40

Figure III.2.4 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 40
Figure III.2.5 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU 41
Figure III.2.6 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU 41
Figure III.2.7 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS 42
Figure III.2.8 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU 43
Figure III.2.9 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU 43
Figure III.2.10 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 44
Figure III.2.11 Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU 45
Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU 45
Figure III.2.13 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS 46
Figure III.2.15 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite) 49
Figure III.2.16 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite) 54
Figure III.2.17 Disposition des armatures de la table de compression 55
Figure III.3.1 répatition des efforts 58
FigureIII.3.2 Dimensionnement de la poutre palière 62
Figure III.3.3 momnets 64
Figure III-7: Ferraillage de la poutre palière 67
Figure III.4.1 Les différentes étapes de calcul sur la dalle 70
Figure III.4.2 Les différentes étapes de calcul sur la dalle 72
Figure IV.1 spectre de réponse 80
Figure IV.2 Dimension des poteaux 82
Figure IV.3 vue en 3D 83
Figure IV.4 vue en 2D 84
Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y 86
Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x 87
Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z 87
Figure IV.8 les forces agissent sur la stabilité au renversement 93
Figure IV.9 distribution des forces sismiques 94
Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x 94
Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y 95
Figure IV.12 largeur minimum du joint 97
Figure V.1.1 disposition des armatures pour les poutres 105
Figure V.2.1 Disposition des armatures des poutres principales rives et intermédiaire 115
Figure V.2.2 Disposition des armatures des poutres principales rives et intermédiaire 115
Figure V.2.3 Disposition des armatures des poutres principales rives et intermédiaire 116

Figure V.2.4 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire 116
Figure V.2.5 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire 117
Figure V.2.6 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire 117
Figure V.3.1 Disposition des armatures pour les poteaux 121
Figure V.3.2 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3, 4 121
Figure V.3.3 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 1.2 122
Figure V.3.4 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire RDC 122
Figure V.3.5 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire sous sol.....122
Figure V.4.1 Disposition des voiles.....123
Figure V.4.2 disposition des armateurs transversaux (épingles).....128
Figure V.4.3 Disposition des armatures dans les voiles 15x200.....129
Figure V.4.4 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x315.....129
Figure V.4.5 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x345.....129
Figure V.4.6 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x295.....130
Figure V.4.7 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x330.....130
Figure V.4.8 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x510.....130
Figure V.4.9 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x495.....131
Figure V.4.10 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x430.....131
Figure V.4.11 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x470.....131
Figure V.4.12 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.....136
Figure V.4.13 Armatures du linteau selon le RPA 99 136
Figure V.4.14 Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture 15x 315.....140
Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux.....143
Figure VI.2 Représentation initiale des semelles 144
Figure VI.3 Les bulles de pression 146
Figure VI.4 schéma semelle filantes.....147
Figure VI.5 Représentation des semelles filante.....148
Figure VI.6 disposition du ferraillage de la poutre de libage 155
Figure VI.7 Ferraillage des longrines.....160

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 et à calculer les éléments résistants d'un ouvrage (RDC+4+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles, à usage commercial (sous sol + RDC) et habitation (étages courants).

Situation :l'ouvrage étudié est implanté à AIN DEFLA, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone II b). 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 « 4 » niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+4+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 = 25.5 m **Largeur total =19.05 m**	**Hauteur totale du bâtiment: H=18.36 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 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 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
la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile 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 ; un escalier à deux volées .

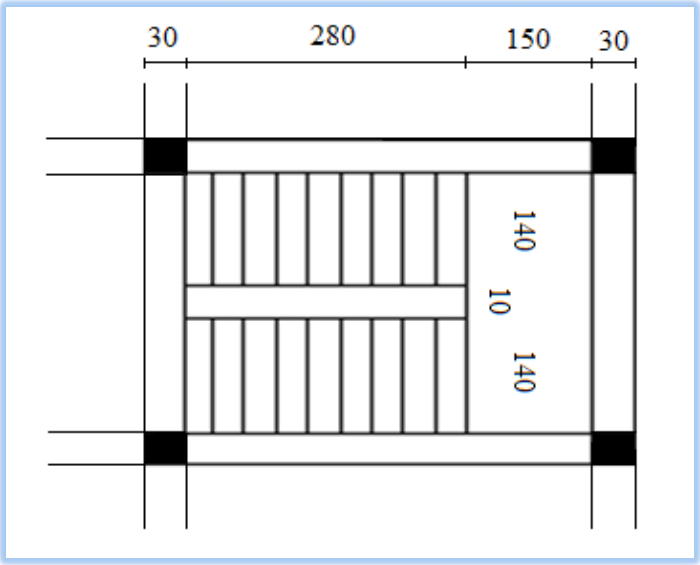


Figure I.1 escalier

1.2.7 Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; 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.

1.2.8 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.

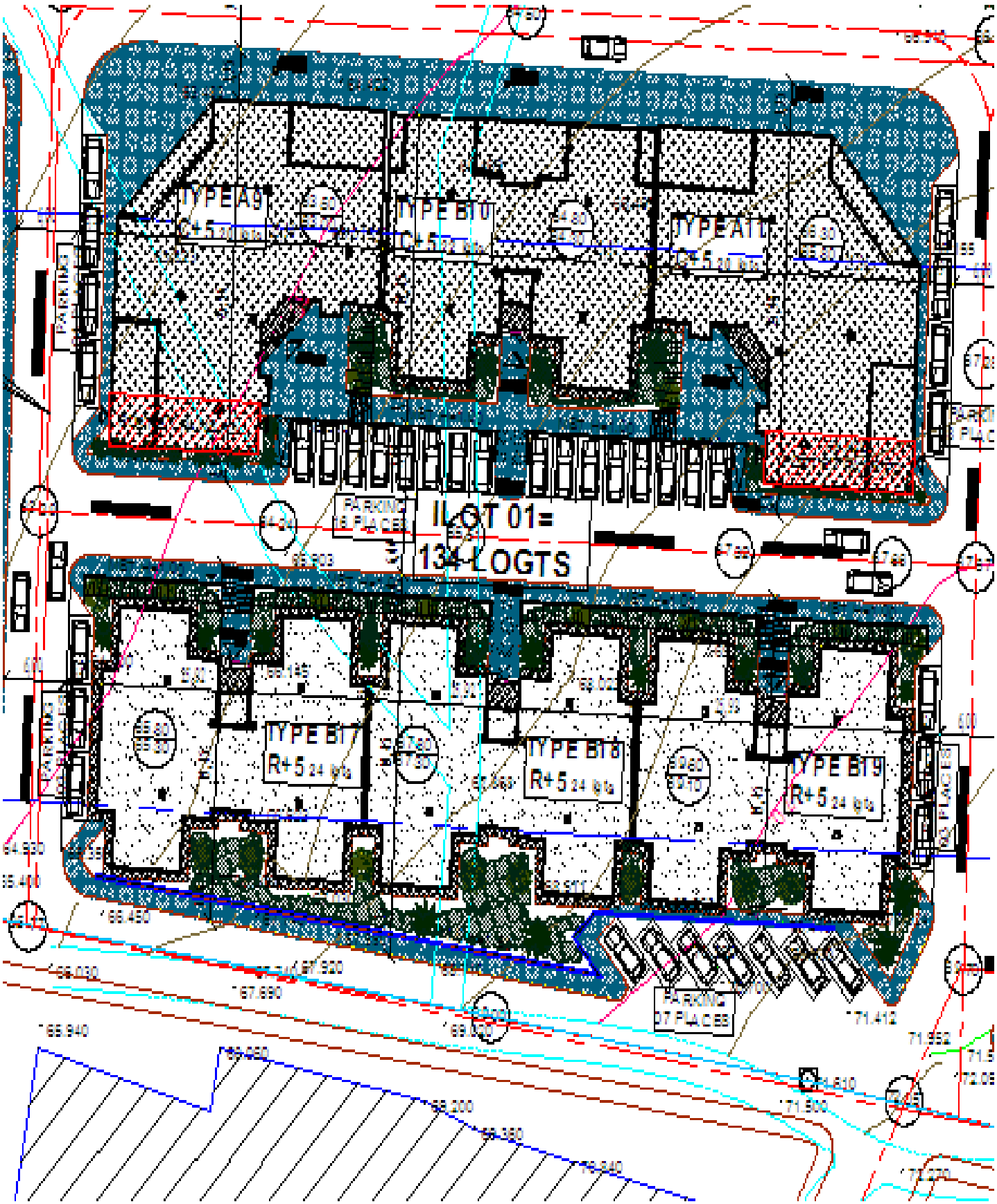


Figure I-2 : Plan de masse

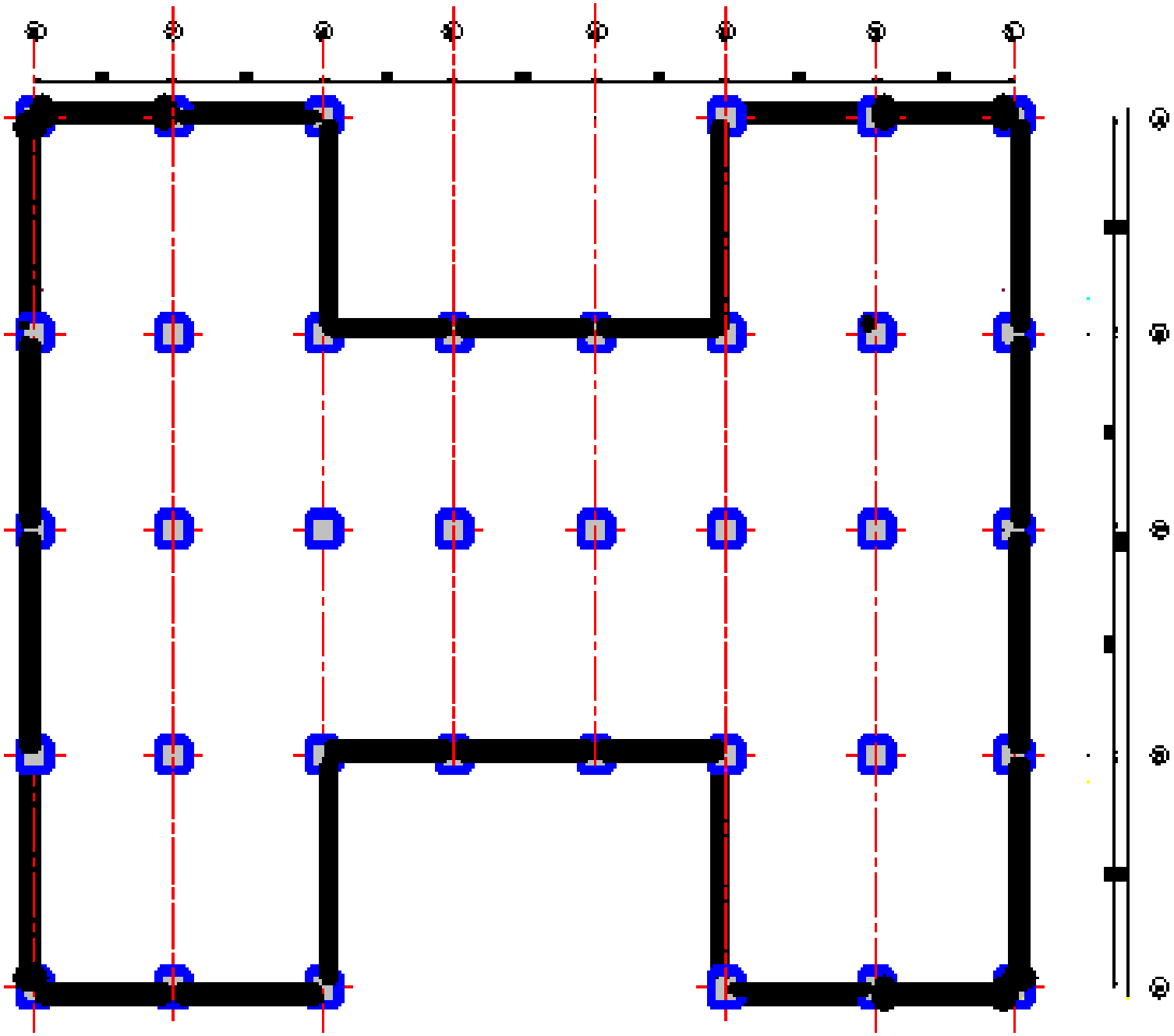


Figure I-3 : Plan du sous sol

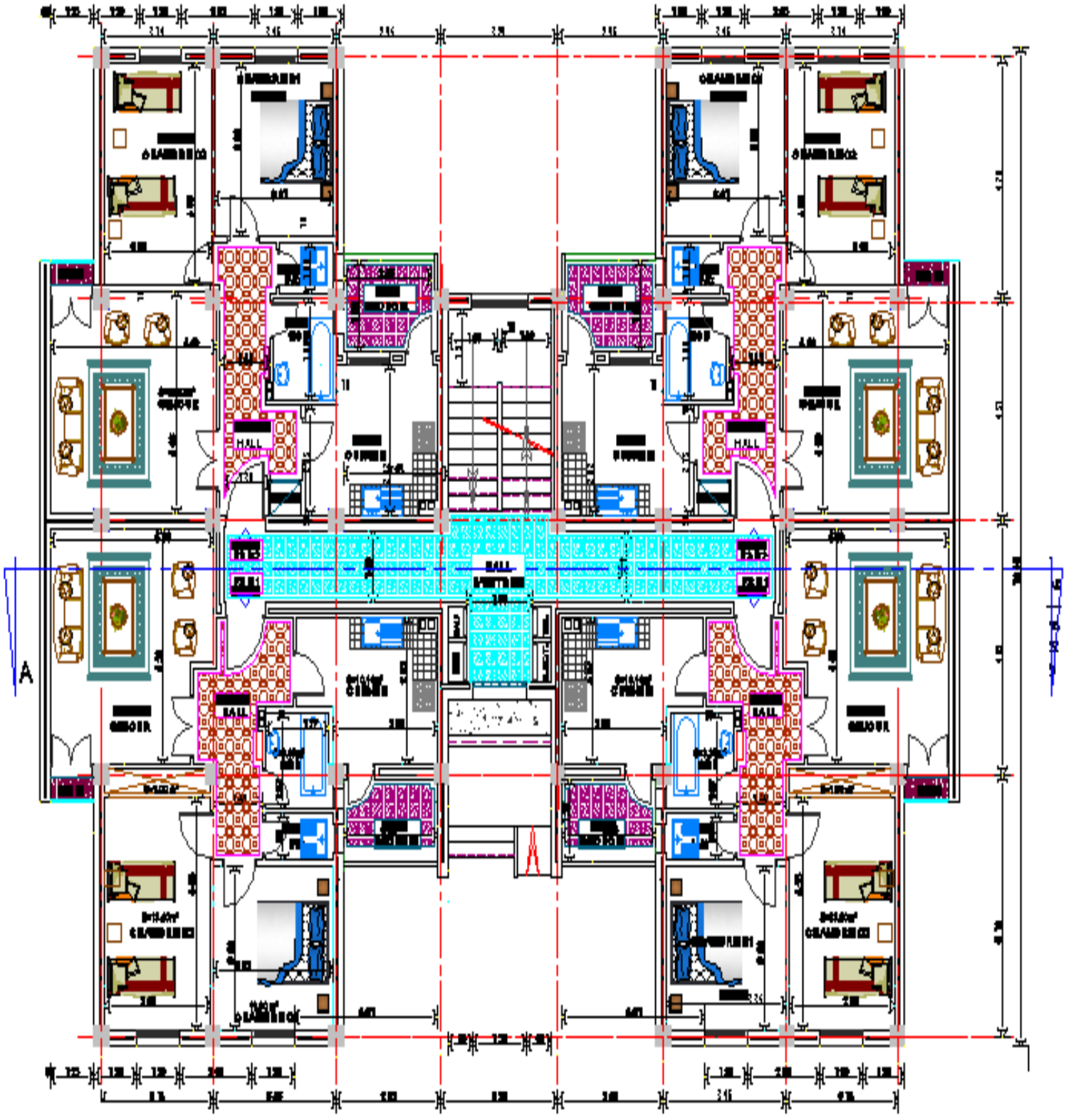


Figure I-4 : Plan du RDC

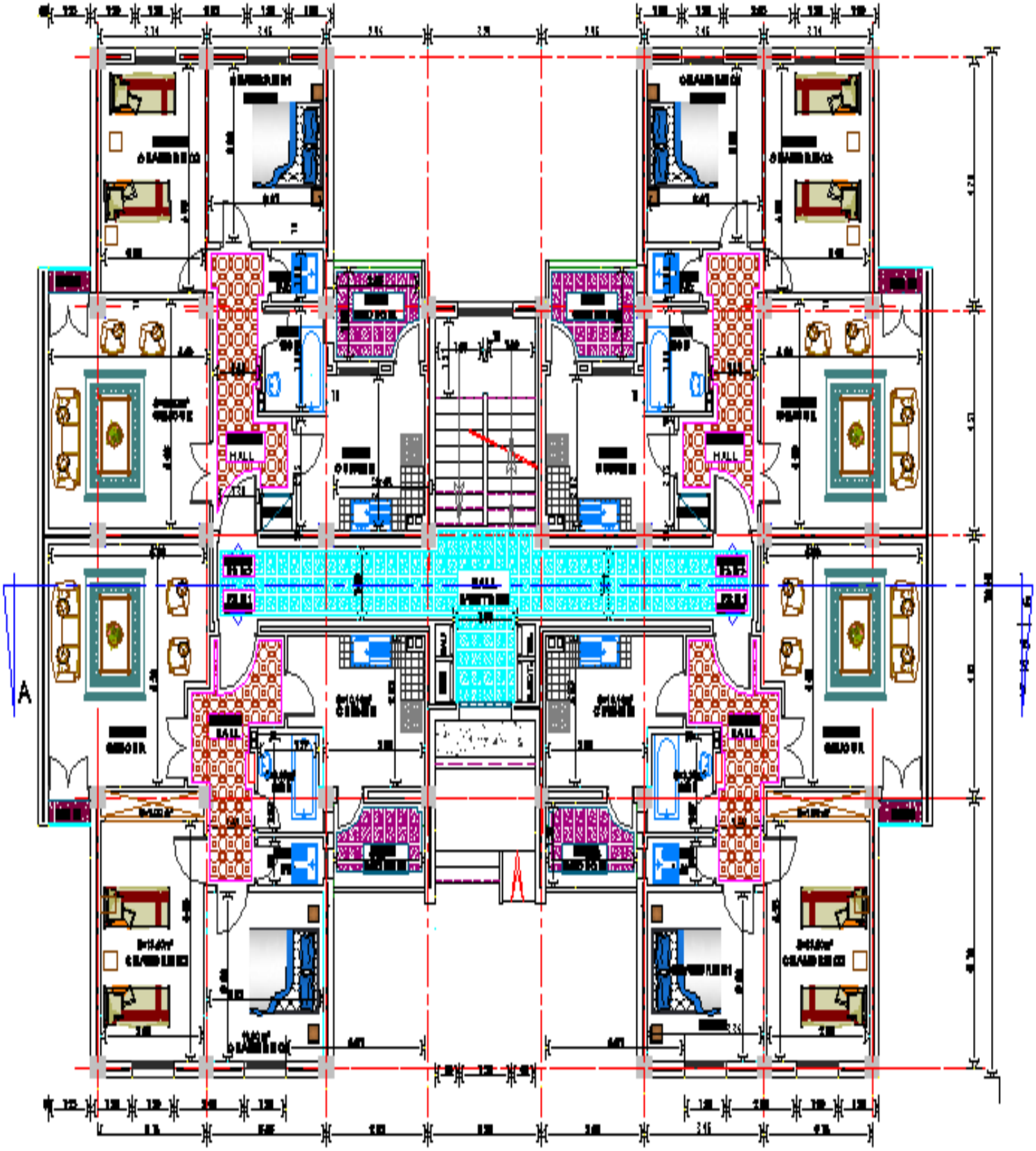


Figure I-5 : Plan d‘étages courant

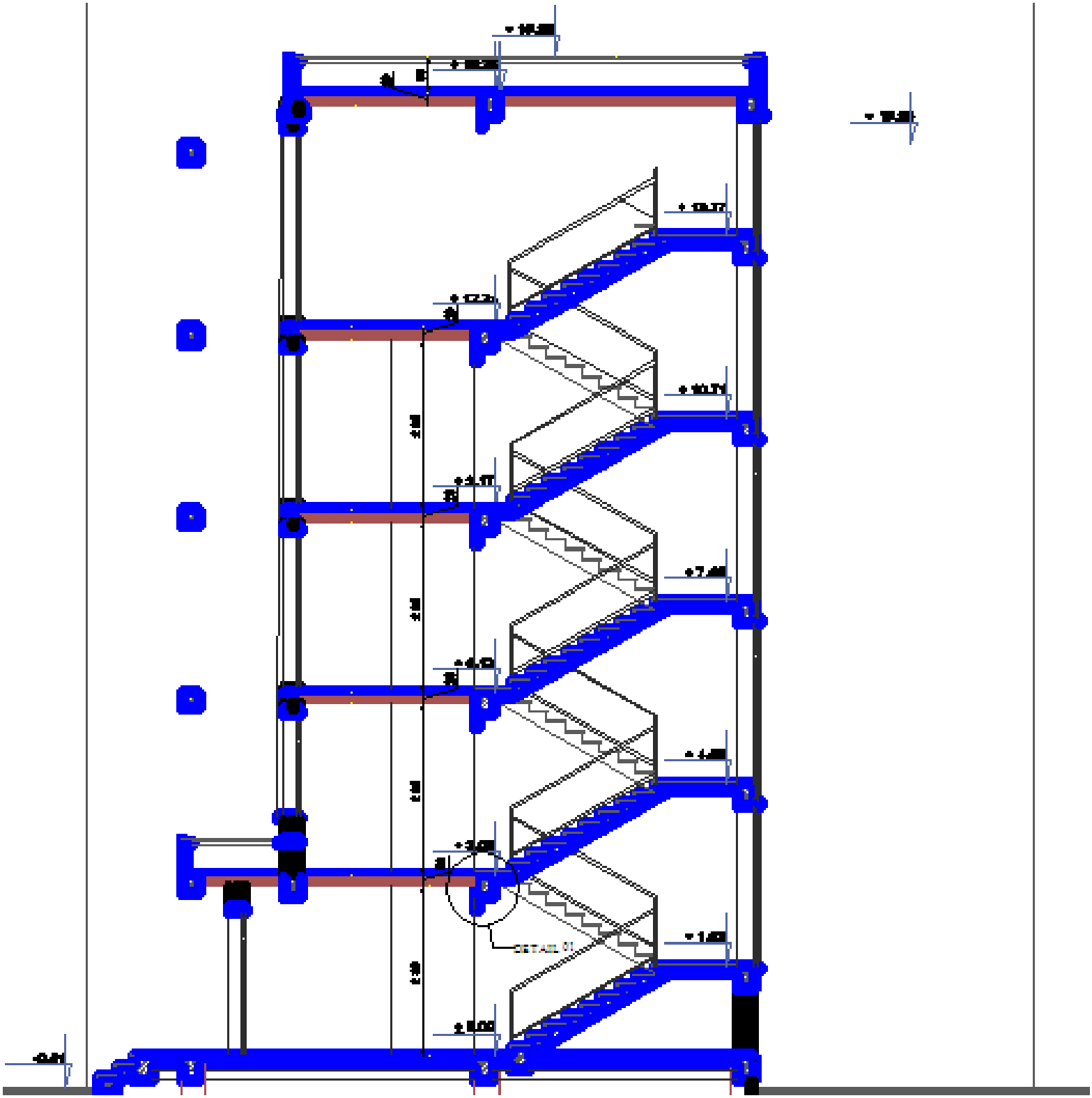


Figure I-6 : Coupe A-A

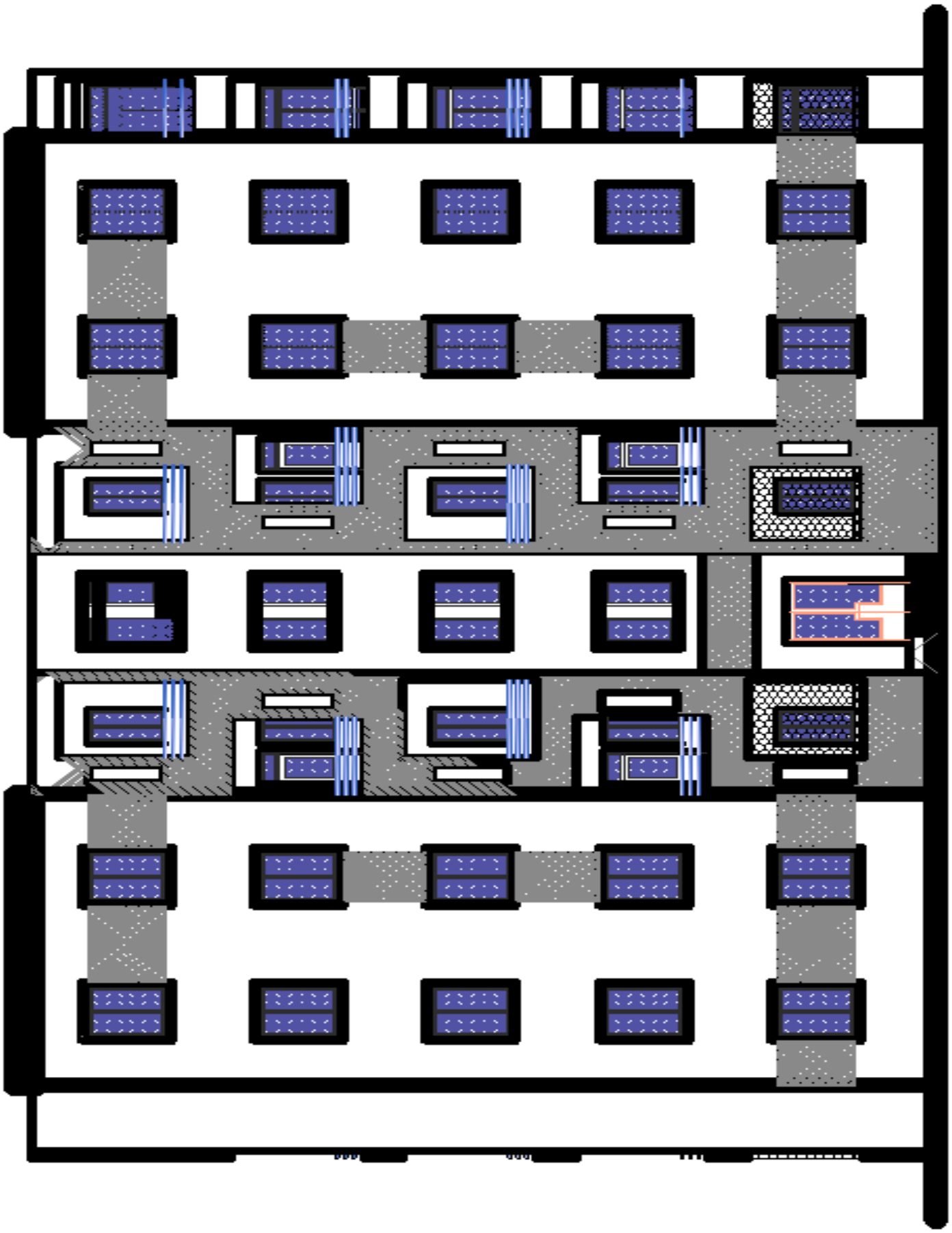


Figure I-7 : Façade principale

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 :

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

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

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 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).

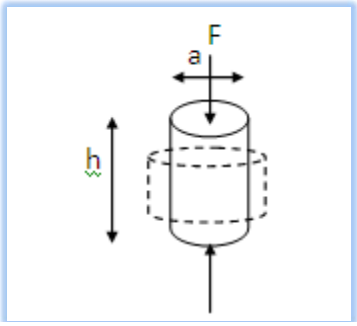


Figure I.8 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.5 Module de déformation longitudinale:

- Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module 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**	$0 \leq \phi \leq 6$	**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 quelque 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

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

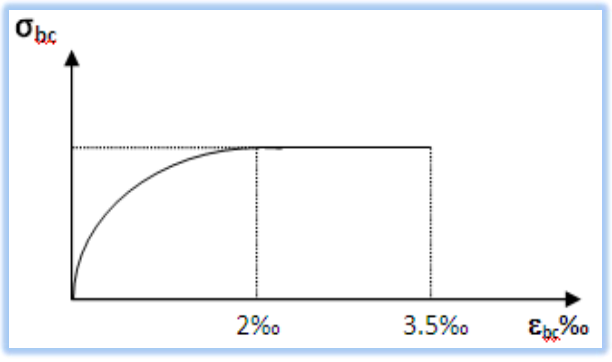


Figure I.9: Diagramme contrainte déformation du béton

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 ;

θ=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 : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

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 ;

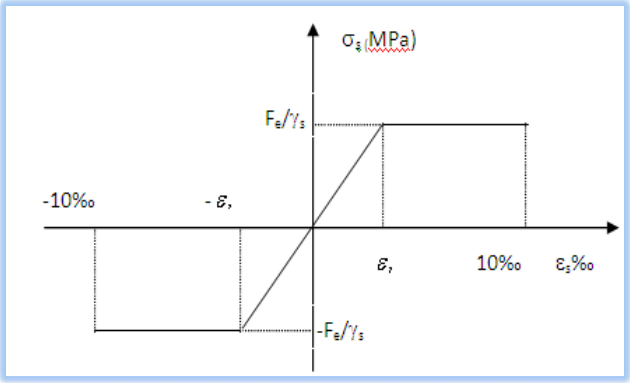


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ 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 : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [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 :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : \textit{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} & : \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

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

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

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

Introduction

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 = 3.45 m d'où alors $13.80 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.25 \text{ cm}$

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

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.

- Critère de résistance $495/50 \leq ep \leq 495/40 \Rightarrow 9.9 \leq ep \leq 12.37$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

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/m^3)	Poids surfaciqu (kN/m^2)
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/m^3)	Poids surfaciqu (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	**2x0.10**
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				**2.72**



Figure II.1 Simple et double cloisons

II.2.1-plancher terrasse

II.2.1.a-charges permanentes : DTR.BC.22

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

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
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	Liége (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**

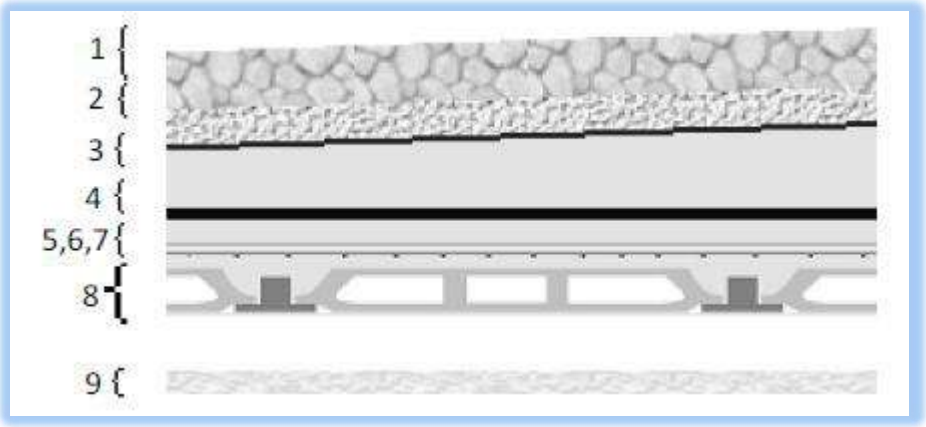


Figure. II.2 Composants d'un plancher terrasse

II.2.1.b surcharges d'exploitation DTR.BC.22

Le plancher terrasse est inaccessible :

Q = 1kN/m²

II.2.2- Plancher courant

II.2.2.a-Charges permanentes DTR.BC.22

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

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

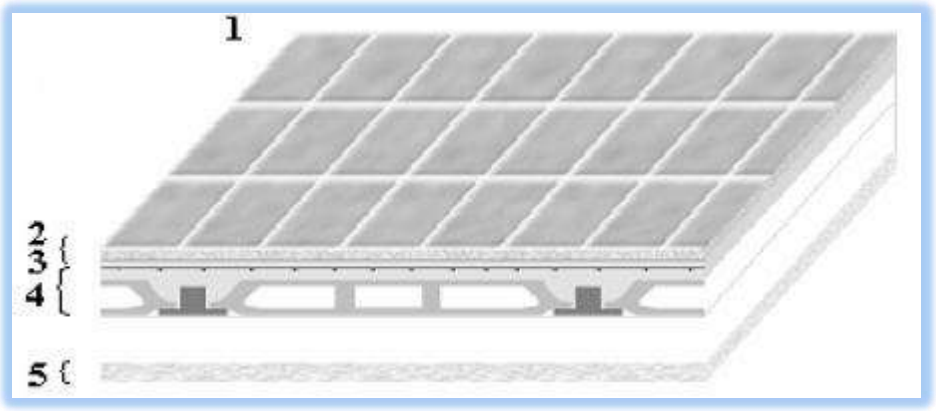


Figure II.3 Plancher à corps creux

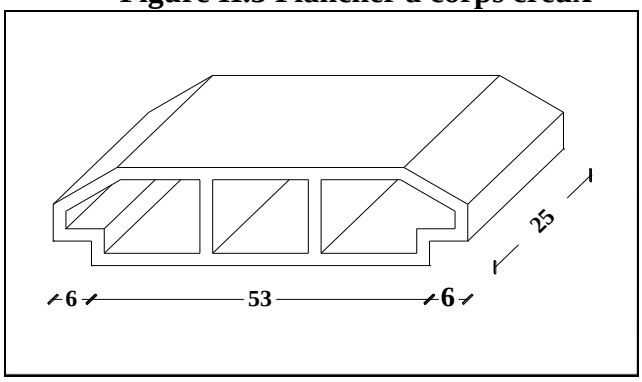


Figure II.4 Dimensions du corps creux

II.2.2.b-surcharges d'exploitation DTR.BC.22

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m^2**

Le R.D.C à usage commercial **Q = 4kN/m^2**

II.2.3. Dalle pleine :

II .2.3.a. Terrasse :

Tableau II.5 : Charge permanente terrasse

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	**1**
2	Etanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier Kraft	_	**0.05**
4	Forme de pente	0.1	**2.20**
5	Film polyane	_	**0.01**
6	Liège (isolant thermique)	0.04	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	**0.06**
8	Dalle pleine	0.15	**3.75**
9	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**7.71**

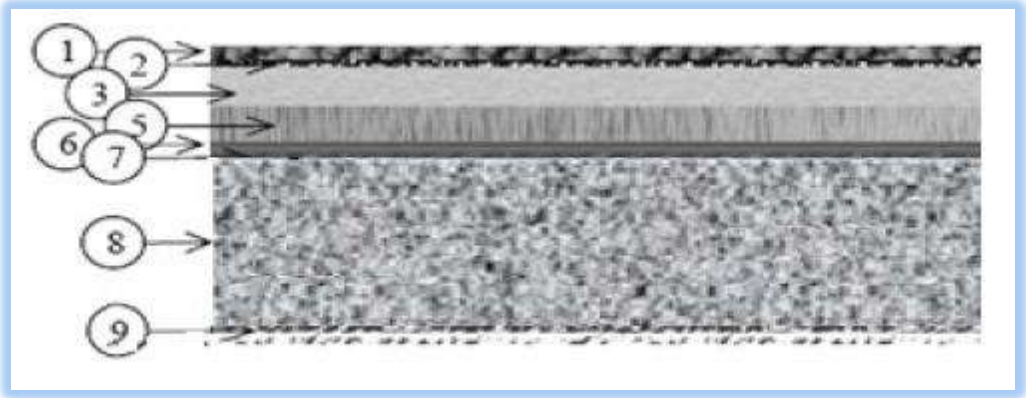


Figure II.5 : composants de la dalle de terrasse

II.2.3.b. Etage :

Tableau II.6 : Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composante	Epaisseur (m	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	20.00	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	18.00	**0.54**
4	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
5	Enduit de ciment	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**5.49**

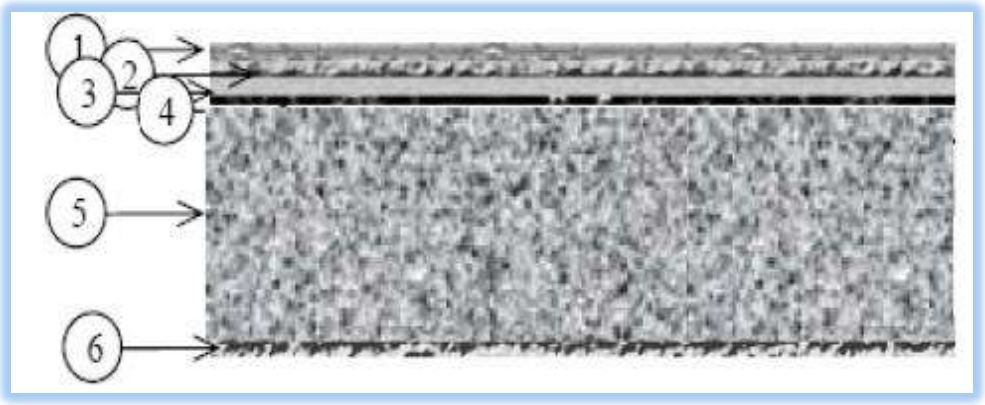


Figure II.6 : composants de la dalle d'étage

II.4. 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).

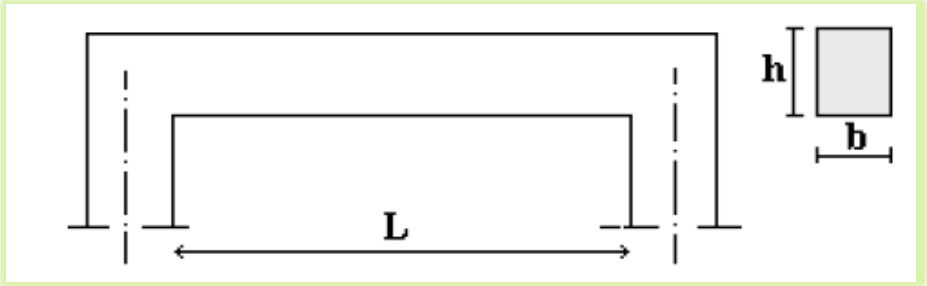


Figure II.7 Dimensionnement de la poutre

- ✓ 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 II.b 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.8 : predimensionnement des poutres

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Conditions de résistance	Lmax= 4.80 m ⇒ 32cm ≤ h ≤48cm on adopte h = 45 cm ⇒ 14 cm ≤ b ≤32cm on adopte b = 30 cm	**Lmax = 3.15m ⇒ 21 cm ≤ h ≤32cm** **on adopte h = 30 cm** **⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm** **on adopte b =25 cm**
Vérification selon RPA 99 (2003)	h=45cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.5 ≤ 4 **oui**	**h=30cm≥30cm oui** **b=25cm≥20cm oui** **h/b=1.5≤ 4 oui**
Condition de régidité H / l ≥ 1/16	(h/L=0.093) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	**(h/L=0.0952) ≥ (1/16=0.0625)** **(condition vérifié)**
conclusion	h = 45cm ; b = 30 cm	**h = 30 cm ; b = 25 cm**

II.5. 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.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (D-7).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poteaux

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

II.5.3. 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.10 : 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 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	**16.47**
Sous le RDC	**45 X45**	**0.7L0**	**0.13**	**16.47**

II.5.4. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est :

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

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 :

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

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)

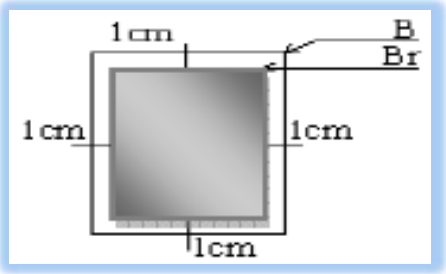


figure II.8 : Section

Tableau 2-10: calcule de $\overline{N}_u$

	Dimensions du Poteau(cm x cm)	Br (mm2)	λ	α	$A = \frac{B}{1000}$ (mm^2)	$\overline{N}_u$ (KN)
le 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	16.47	0.81	202.5	**2830.55**
Sous sol	45 X45	184900	16.47	0.81	202.5	**2830.55**

II.5.5. Détermination des charges et surcharges

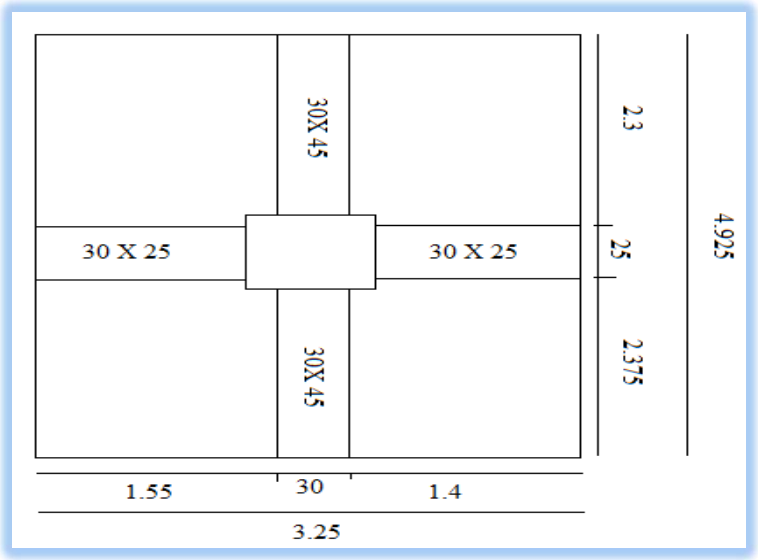


Figure II.9 représentation du poteau le plus sollicite

- Surface du plancher revenant au poteau:

Sp=(1.55+1.4)x(2.30+2.375)⇨**Sp=13.79m^2**

- Surface totale:

St=3.25 x4.925⇨**St=16.00m^2**

II.5.6. Descente des charges :

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.6. Charges Permanente

- Niveau (4éme étage)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6.60 x 13.79 = **91.01**kN

Poutres :

Ps

G = 25x[(1.55+1.4)x0.25x0.30] **= 5.53 KN**

pp

G= 25x [(2.375+2.3)x0.3X0.45]= **15.77 KN**

Poteau :

G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 91.01+5.53 +15.77+9.37= 121.68KN

- Niveau (3éme étage)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 13.79 = **82.74kN**

Poutres :

Ps

G = 25x[(1.55+1.4)x0.25x0.30] **= 5.53 KN**

pp

G= 25x [(2.375+2.3)x0.3X0.45]= **15.77 KN**

Poteau :

G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 82.74+5.53+15.77+9.37= 113.37KN

- Niveau (1er.2éme étage)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 13.79 = **82.74kN**

Poutres :

Ps

G = 25x[(1.55+1.4)x0.25x0.30] **= 5.53 KN**

pp

G= 25x [(2.375+2.3)x0.3X0.45]= **15.77 KN**

Poteau :

G= 0.4x 0.4x 3.06x 25= **12.24KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 82.74+5.53+15.77+12.24= 116.28KN

- Niveau (RDC)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 13.79 = **82.74kN**

Poutres :

Ps

G = 25x[(1.55+1.4)x0.25x0.30] **= 5.53 KN**

pp

G= 25x [(2.375+2.3)x0.3X0.45]= **15.77 KN**

Poteau :

G= 0.45x 0.45x 3.74x 25= **21.037KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 82.74+5.53+15.77+21.037= 125.077KN

- Niveau (S.SOL)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 13.79 = **82.74kN**

Poutres :

Ps

G = 25x[(1.55+1.4)x0.25x0.30] **= 5.53 KN**

pp

G= 25x [(2.375+2.3)x0.3X0.45]= **15.77 KN**

Poteau :

G= 0.45x 0.45x 3.06x 25= **15.49KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 82.74+5.53+15.77+ 15.49= 119.53KN

Tableau 2-11: calcule de charges permanente

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
4ème	91.01	9.37	21.3	121.68	121.68
3ème	82.74	9.37	21.3	113.37	235.05
2ème	82.74	12.24	21.3	116.28	351.33
1ème	82.74	12.24	21.3	116.28	467.61
RDC	82.74	21.037	21.3	125.07	592.68
S.SOL	82.74	15.49	21.3	119.53	712.21

II.7. 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.

- **Loi de dégression:**

➢ $\boldsymbol{Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)}$

Avec :

- ✓ n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- ✓ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Plancher terrasse : Q_0=16 x 1= **16 KN**
Plancher 3eme étage : Q_0+Q_1=16+ 24= **40KN**
Plancher 2eme étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$ =16+0.95(24)x2= **61.6KN**
Plancher 1er étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$= 16+0.9(24)x 3= **80.8KN**
Plancher du RDC : c'est un plancher à usage commercial où la méthode consiste à garder sa charge d'exploitation sans réduction.
RDC : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$= 16+0.85(24)4**= 97.6KN**
S.SOL : $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)+ Q_5$ = **156.8KN**

Tableau II.12 : Tableau des charges d'exploitation

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
terrasse	Q_0=	16		16
3ème	Q_1=	24	1	40
2ème	Q_2=	24	0.95	61.6
1ème	Q_3=	24	0.90	80.8
RDC	Q_4=	24	0.85	97.6
S.SOL	Q_5=	156.8	0.8	156.8

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 2-13 : Tableau de vérification

Niveaux	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (kN) (mm^2)	$1.1N_{u.} \leq \bar{N}_u$
4eme etage	121.68	16	188.26	207.086	1825.97	**OUI**
3eme etage	235.05	40	377.31	415.041	1825.97	**OUI**
2eme etage	351.33	61.6	557.45	613.195	2183.78	**OUI**
1er etage	467.61	80.8	752.47	827.717	2183.78	**OUI**
RDC	592.68	97.6	946.51	1041.161	2830.55	**OUI**
Sous sol	712.21	156.8	1196.68	1316.348	2830.55	**OUI**

II.8. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.4.1]

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

Tableau II.14 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) = (3.74 - 0.40)/20=16.70cm	OUI
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	OUI

II.9. 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.

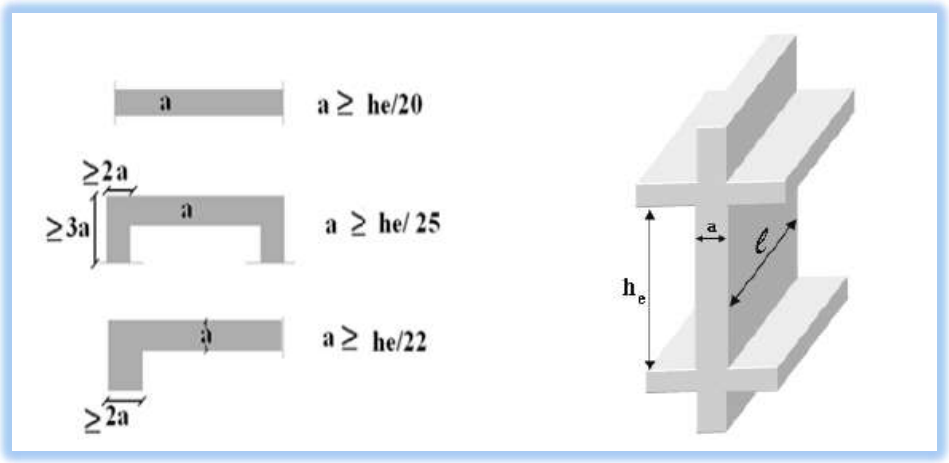


Figure II.10 Coupe de voile en plan

Pour notre structure:

- $h_e = 3.06 - 0.30 = 2.76$ m
- $a \geq Max(15cm ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$
- $a \geq Max(15cm ; 11.04 ; 12.54; 13.8)$
- $a \geq 15$ 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.15 Détermination des sections des voiles.

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

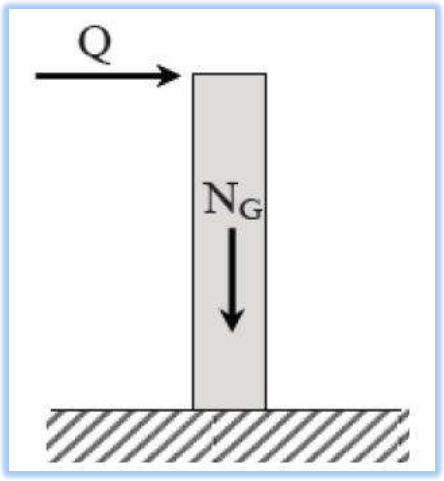


Figure III.1.1 Schéma statique

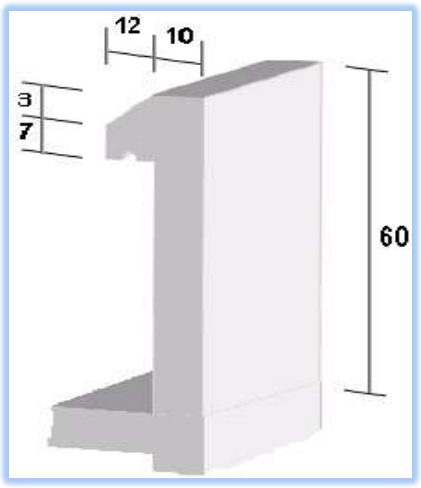


Figure III.1.2 l'acrotère

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 : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.900}{2.369} \mapsto e_0 = 38\text{cm}$

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

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.

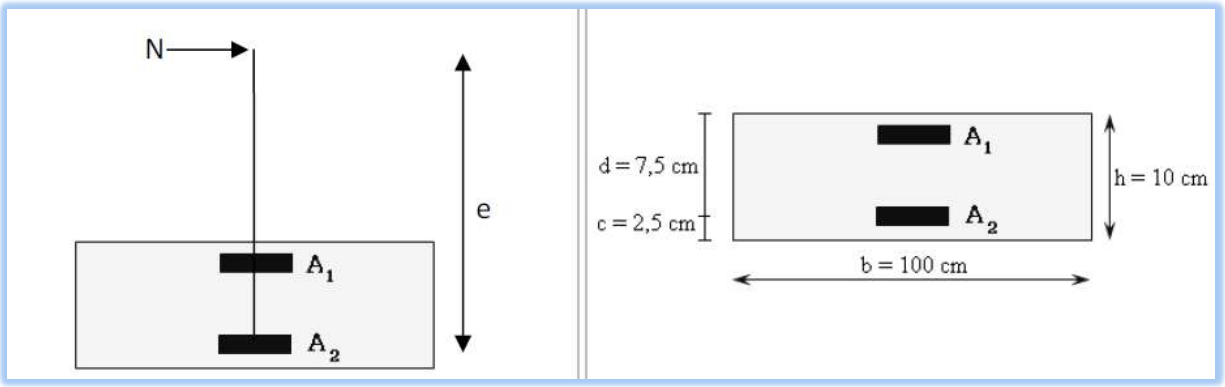


Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU

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

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

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

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

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

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

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s}$ $\Rightarrow$ A = 0.302cm^2

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 cm^2 > A =0.302 cm^2 $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 5 HA 8 = 2.51 cm^2

- **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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d-y_1)$

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

$S_{xx'} = \frac{1}{2}by_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$

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

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

$\sigma_b = ky_1 = 0.048 * 20.1 = 0.967\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$

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

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

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

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: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

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

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 II.b**)
- 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.

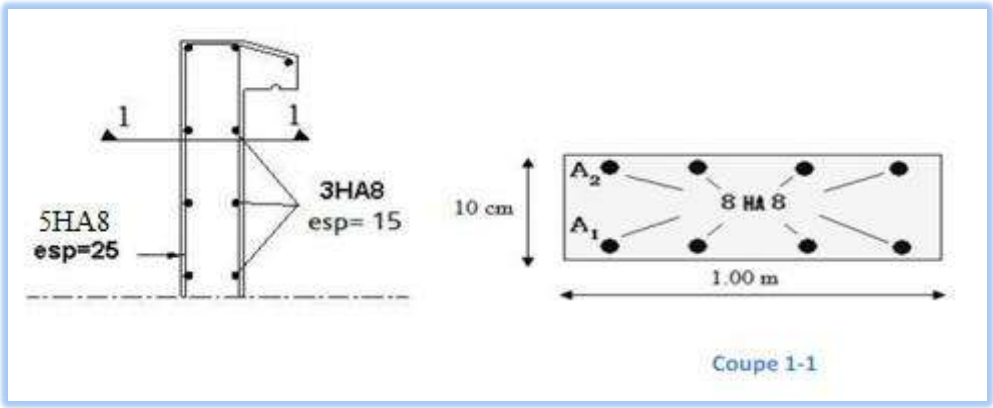


Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher a corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilise dans les bâtiments d'habitation, il est constitue 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 .

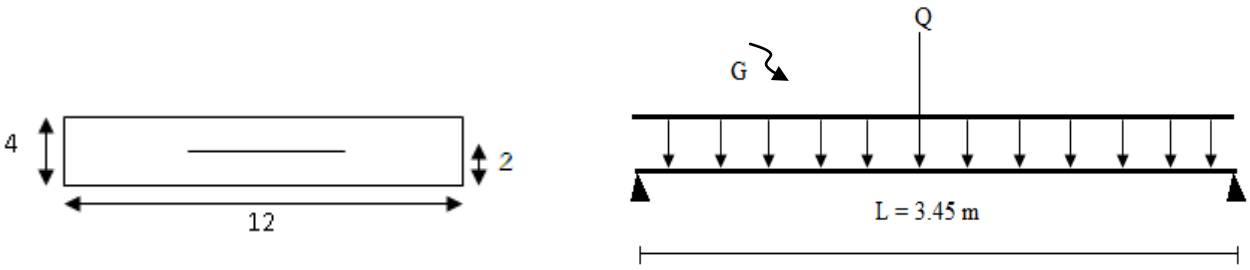


Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage

Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage

travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.45	Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] =1.725	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)
$\frac{G\,L^2}{8} = 1.14$	$\frac{Q\,L}{4} = 1.49$	$1.35M_G+1.5M_Q = 3.77$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{3.77*10^6}{14.2*120*20^2} = 5.53 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section 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.

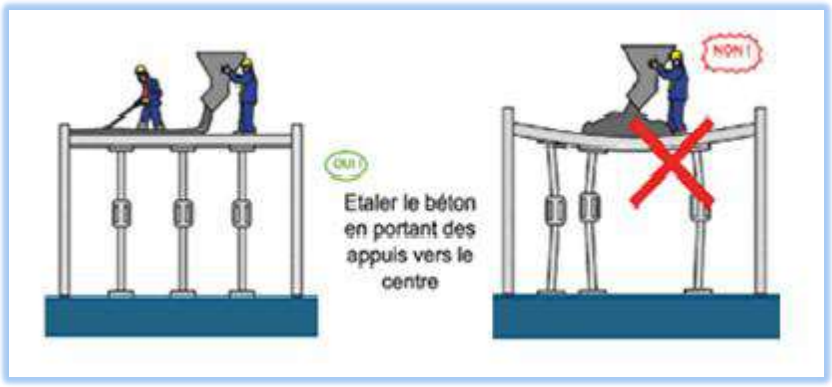


Figure III.2.2 le choix de disposition des étaiements

Cette valeur de μ=5.53 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'ou : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminer le risque de déformation.

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

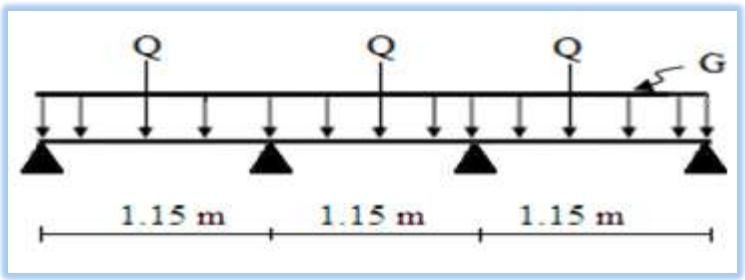
$$f = \frac{2.05*(G+Q)*l^4}{384*E*I}$$ pour la poutre continue

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

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

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	3.45	1.725	2.62	5.70	0.69	non
1		1.72	1	1.9	0.40	0.34	non
2		1.15	1	1.9	0.07	0.23	oui

On place 2 étaiements à une distance L=1.15 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.

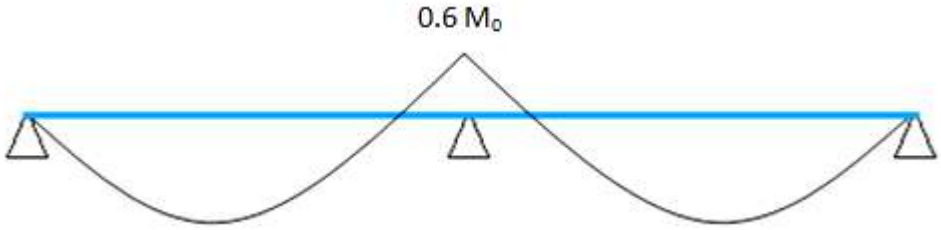
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

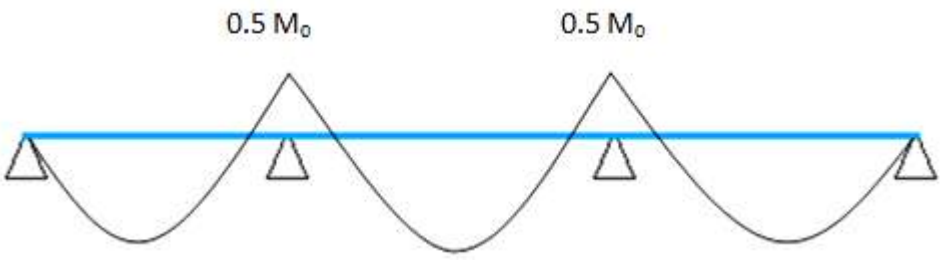
$$2) M_t \geq M_{Max}\begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2}M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Les moments d'encastrement des appuis :

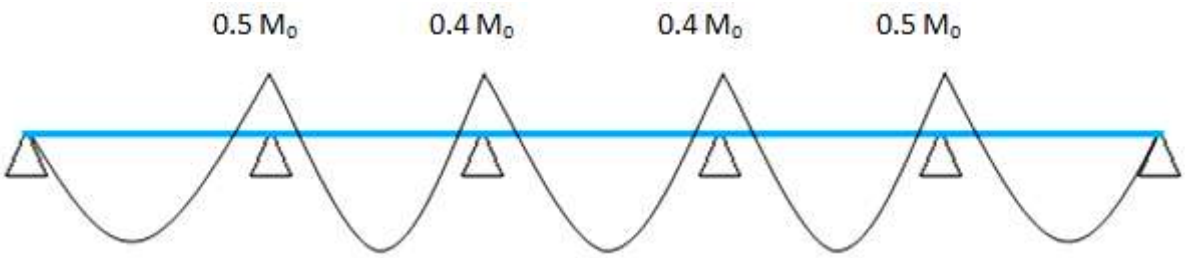
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ cas des poutres à deux travées



- $M_a \geq 0.5\ M_0$ pour les appuis voisin des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées



- $M_a \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées



Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{PL^2}{8}$)
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.2.3 action de calcul des poutrelles après coulage

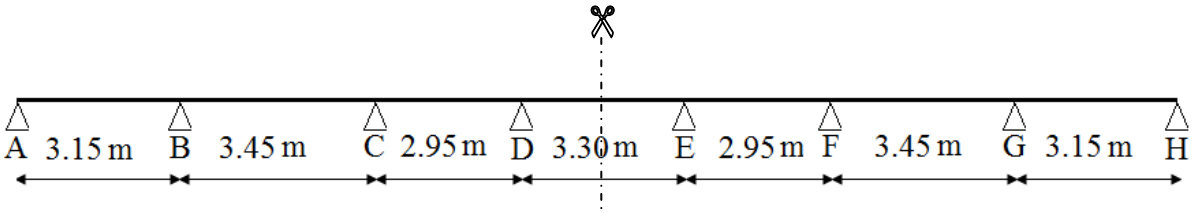
niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
terrasse	6.6 * 0.65 = 4.29	1 * 0.65 = 0.65	6.76	4.94
Plancher courant	6 * 0.65 = 3.9	1.5 * 0.65 = 0.975	6.72	4.87
RDC	6 * 0.65 = 3.9	4 * 0.65 = 2.6	9.16	6.5

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 sept travées:**



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

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

Tableau III.2.4 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	8.38	5.87	1.67	4.20	9.85	-11.45
B-C	10.05	6.03	**5.02**	4.02	**11.95**	-11.38
C-D	7.35	4.77	2.94	2.94	9.97	-9.97
D-E	9.20	5.98	3.68	3.68	11.15	-11.15
E-F	7.35	4.77	2.94	2.94	9.97	-9.97
F-G	10.05	**6.03**	4.02	**5.02**	11.38	**-11.95**
G-H	8.38	5.87	4.20	1.67	11.45	-9.85

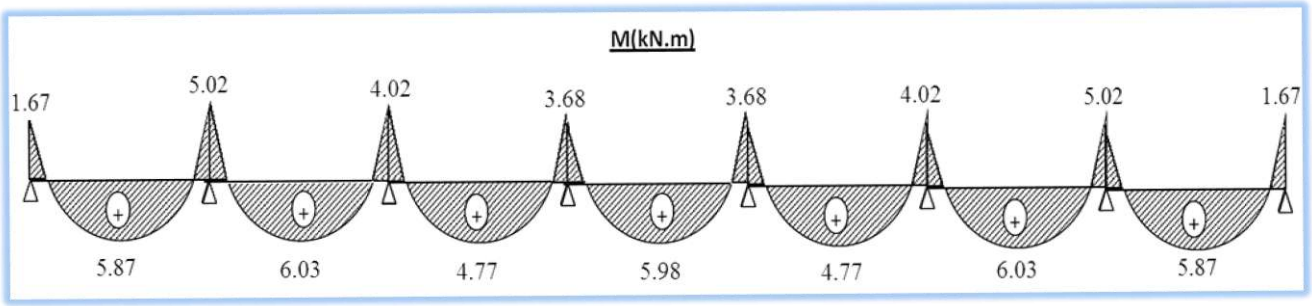


Figure III.2.3 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

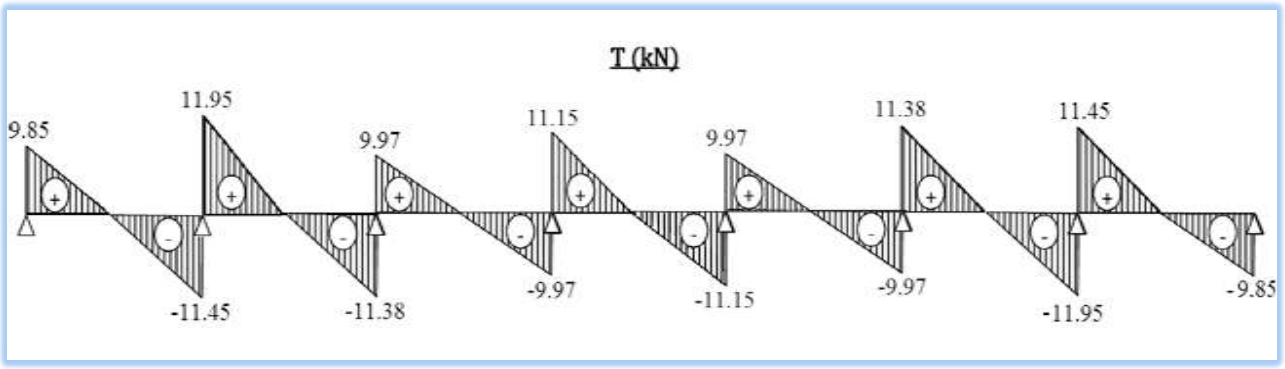


Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

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

Tableau III.2.5 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)
A-B	6.12	4.28	1.22	3.06
B-C	7.34	**4.40**	**3.67**	2.93
C-D	5.37	3.42	2.15	2.15
D-E	6.72	4.36	2.69	2.69
E-F	5.37	3.42	2.15	2.15
F-G	7.34	4.40	2.93	**3.67**
G-H	6.12	4.28	3.06	1.22

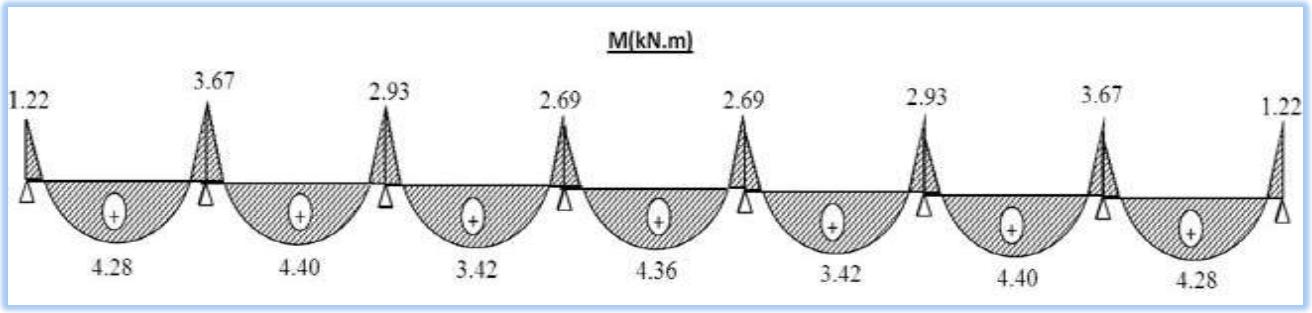
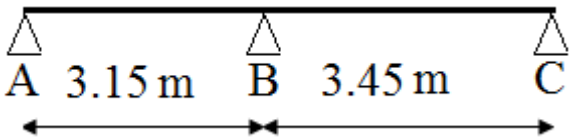


Figure III.2.4 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

➢ **2ème type poutrelle à deux travées**



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

Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 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	8.38	5.46	1.67	**5.02**	9.57	**-11.70**
B-C	10.05	**6.53**	**6.03**	2.01	**12.82**	-10.50

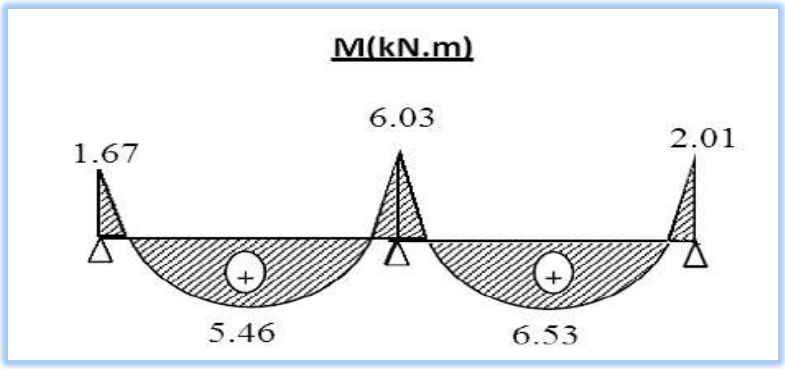


Figure III.2.5 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

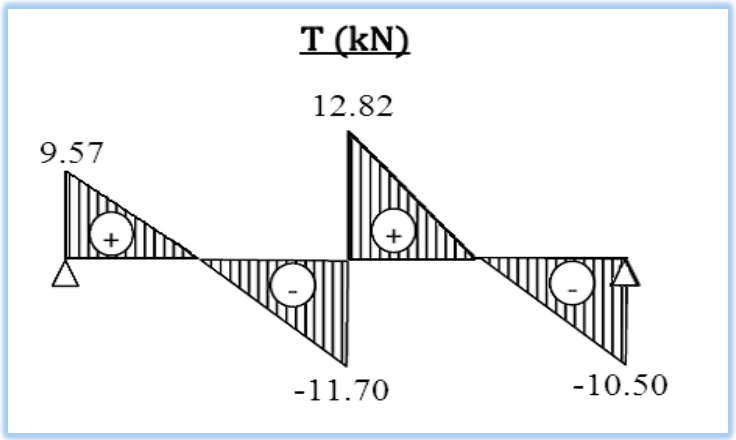


Figure III.2.6 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

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

Tableau III.2.7 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.12	3.98	1.22	**3.67**
B-C	7.34	**4.78**	**4.40**	1.46

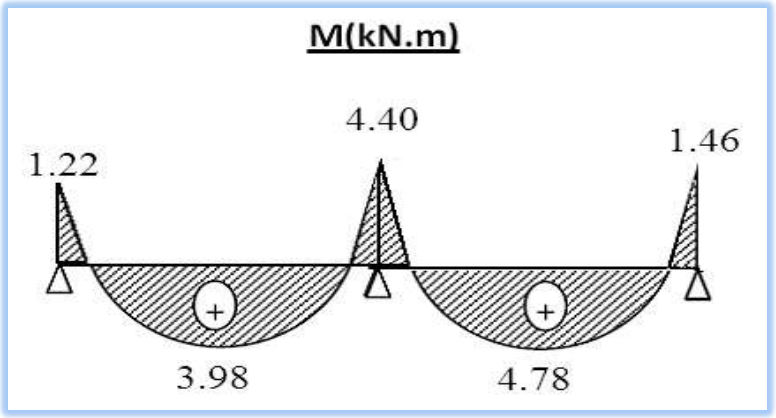


Figure III.2.7 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Tableau III.2.8 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	**6.03**	**6.53**	**12.82**	**4.40**	**4.78**

Pour RDC :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.4$$

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	11.36	8.75	2.27	5.68	13.33	-15.50
B-C	13.62	**9.13**	**6.81**	5.44	**16.19**	-15.41
C-D	9.96	7.17	3.98	3.98	13.51	-13.51
D-E	12.46	8.97	4.98	4.98	15.11	-15.11
E-F	9.96	7.17	3.98	3.98	13.51	-13.51
F-G	13.62	9.13	5.44	**6.81**	15.41	**-16.19**
G-H	11.36	8.75	5.68	2.27	15.50	-13.33

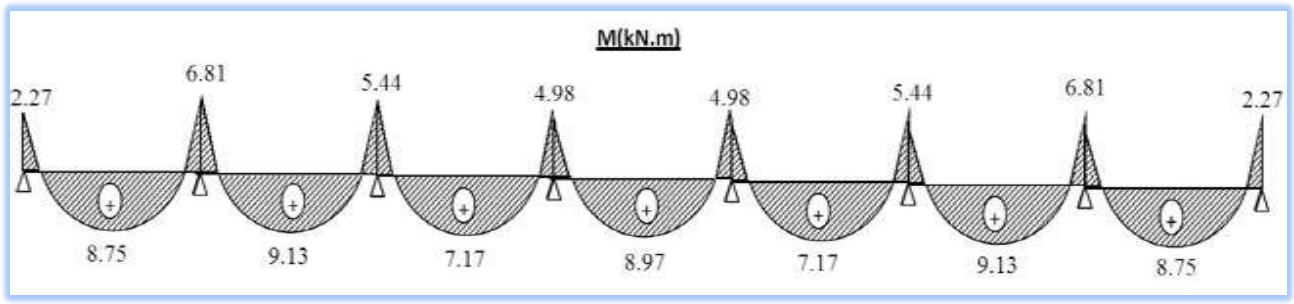


Figure III.2.8 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

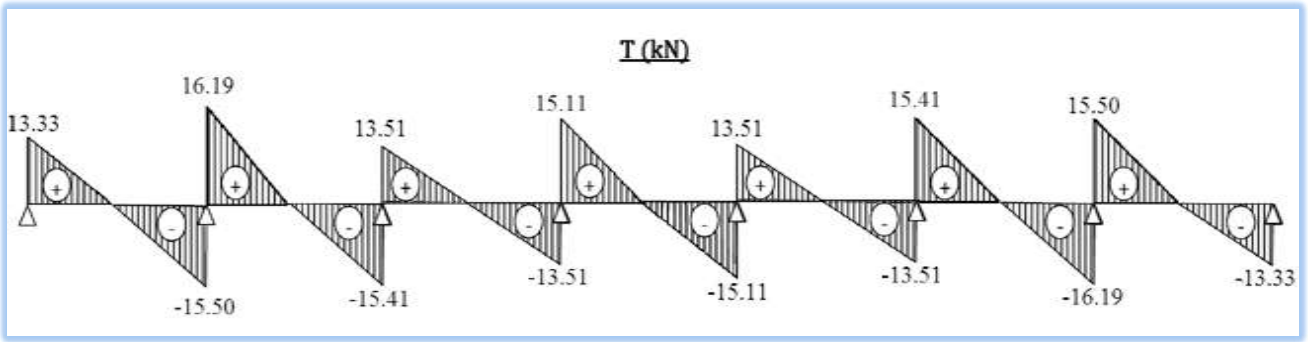


Figure III.2.9 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moment 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)
A-B	8.06	6.20	1.61	4.03
B-C	9.67	**6.49**	**4.83**	3.80
C-D	7.07	5.09	2.82	2.82
D-E	8.84	6.36	3.53	3.53
E-F	7.07	5.09	2.82	2.82
F-G	9.67	6.49	3.80	**4.83**
G-H	8.06	6.20	4.03	1.61

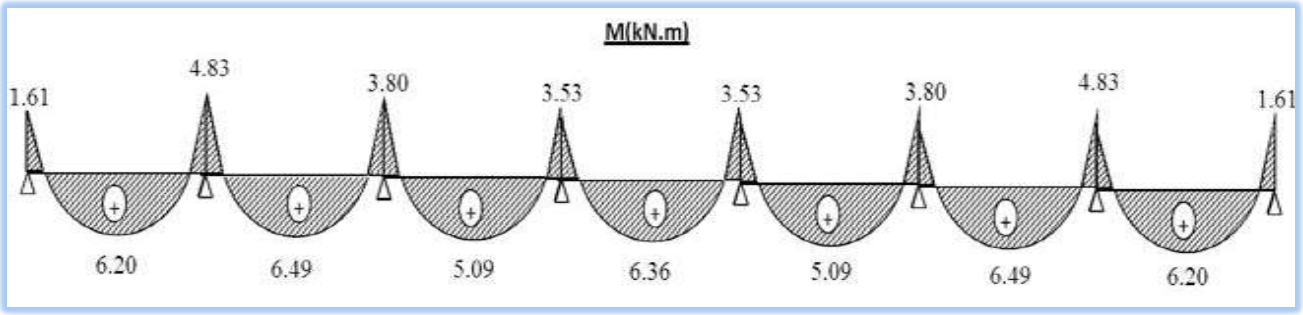


Figure III.2.10 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

- **2ème type poutrelle à deux travées**

a) Détermination des moment à l'état limite ultime

Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 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	11.36	8.18	2.27	**6.81**	12.97	**-15.86**
B-C	13.62	**9.81**	**8.17**	2.72	**17.37**	-14.25

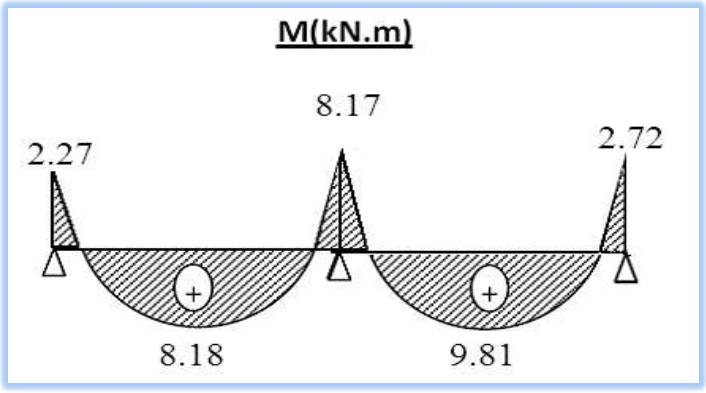


Figure III.2.11 Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU

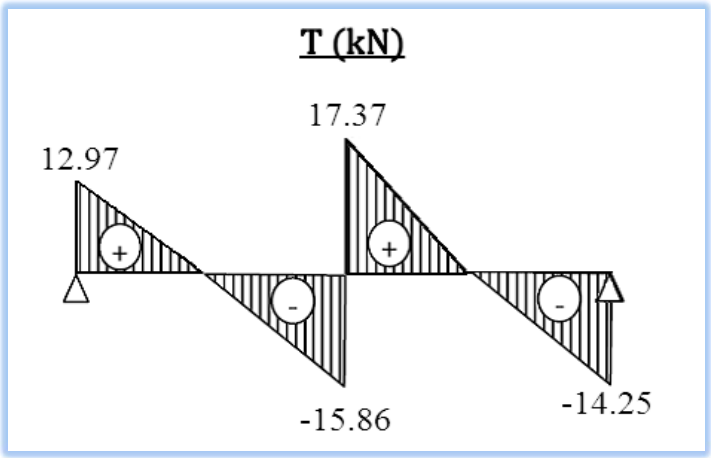


Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moment à l'état limite service

Tableau III.2.12 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 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	8.06	5.80	1.61	**4.83**	9.20	**-11.25**
B-C	9.67	**6.97**	**5.80**	1.93	**12.33**	-10.09

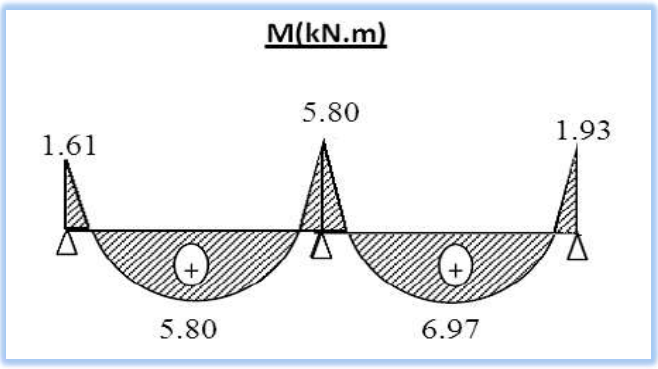


Figure III.2.13 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes
RDC

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	M_a u	M_t u	T_u	M_a ser	M_t ser
sollicitaions	8.17	9.81	17.37	5.80	6.97

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

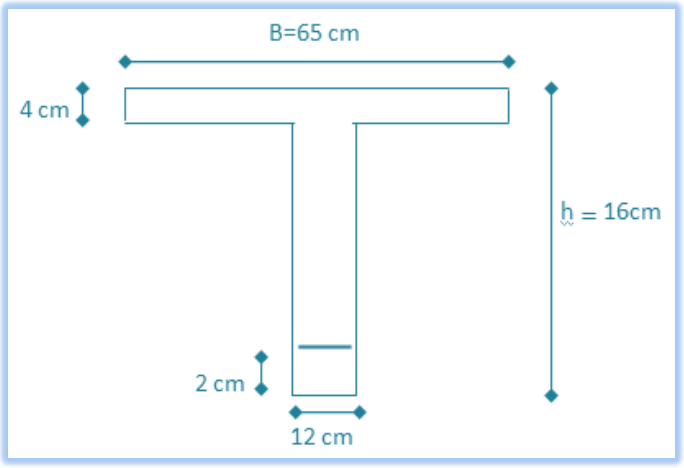


Tableau III.2.14 calcul des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u	6.53 KN.m	6.03 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kN.m , $M_0 > M_t$ $\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire **(b x h)= (65 x 20)** $\Rightarrow$ 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	0.021	0.10
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	**oui**	**oui**
	β	0.989	0.974
	A	1.05 cm^2	1 cm^2
	Le choix	**2HA10 = 1.57 cm^2**	**2HA10 = 1.57 cm^2**
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	**oui**	**oui**
ELS	M_{ser}	4.78 KN.m	4.40 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6 * f_{c\,28}$	15 Mpa	15 Mpa
	y_1 : $y^2/2+15Ay-15Ad$	3.27 cm	6.66 cm
	$I_G = b/y^3/3+15A(d-y)^2$	5.87 $*10^7$ mm^4	4 .2$*10^7$ mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	0.081 mm	0.104 mm
	$\sigma_b = K*y_1$	2.65 Mpa	6.92 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

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

Tableau III.2.15 récapitulation

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA10	2HA10

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

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

donc: S_t=15 cm;

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

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

On adopte $\phi_t \le$ **5.71**, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres
a_t=0.20cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.40 cm²

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

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=12.82 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.63x10^3}{120\times180} = 0.59\ \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.59 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{40\times400}{120\times150} = 0.88\ \text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa}$$ **(condition vérifier)**

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

$$==> \frac{0.40\cdot 10^{2}}{120\cdot 150} = 0.002 > 1.15\left(\frac{0.59-0.3\cdot 1\cdot 2.1}{0.9\cdot 400[0+1]}\right) = \text{-}1.27\cdot 10^{-4}$$ **(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 / 345 = 0.05 Mt/(15 Mo)= 7.21/(15*10.05)=0.043	ρ =A_t/(bo*d)=1.57 /(12*18)=0.0008 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
oui	**oui**

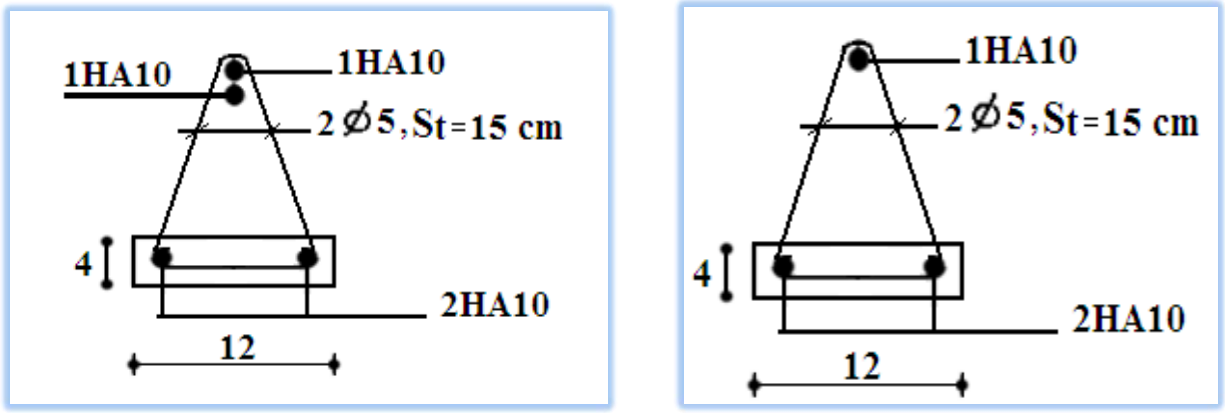


Figure III.2.15 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles,**(RDC)** c'est le cas le plus défavorable.

Tableau III.2.17 calcul des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	**M_u**	9.81 KN.m	8.17 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kN.m , $M_0 > M_t$ ⇒ 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)** ⇒ calcule en flexion simple
	μ	0.03	0.12
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	**oui**	**oui**
	β	0.985	0.936
	A	1.59 cm^2	1.39 cm^2
	Le choix	**2HA12 = 2.26 cm^2**	**2HA10 =1.57 cm^2**
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	**oui**	**oui**
ELS	**M_{ser}**	6.97 KN.m	5.80 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6 f_{c28}$	15 Mpa	15 Mpa
	y_1 : $y^2/2+15Ay-15Ad$	3.84 cm	6.66 cm
	$I_G = b/y^3/3+15A(d-y)^2$	$8.02*10^7$ mm^4	$4.2*10^7$ mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	0.086 mm	0.13 mm
	$\sigma_b = K*y_1$	3.33 Mpa	9.19 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

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

Tableau III.2.18 récapitulation

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA12	2HA10

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

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

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.20 cm² et n_t=2 => $A_t=a_t\, n_t$=0.40 cm².

Tableau III.2.19 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$ = 17.37kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17.37x10^3}{120\times180} = 0.804 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.804 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{40\times400}{120\times150} = 0.88 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ **(condition vérifier)**

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

$$==> \frac{0.40\cdot 10^2}{120\cdot 150} = 0.002 > 1.15\left(\frac{0.804-0.3\cdot 1\cdot 2.1}{0.9\cdot 400[0+1]}\right) = 5.55\cdot 10^{-4}$$ **(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.2.20 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 345 = 0.057 Mt/(15 Mo)= 9.81/(15*13.62)=0.048	ρ =A_t/(bo*d)=2.26 /(12*18)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
oui	**non**

donc le calcul de la flèche est nécessaire

Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

M_{ser}= 6.97 KN · m
Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = f$
L= 3.45m
$\bar{f}$ = L /500 = 345/500 =0.69 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0\cdot d} = \frac{2.26}{12\cdot 18} = 0.0104$$

ρ = 1.046 % ⇒ β_1 = 0.858 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}\cdot 10^6}{\beta_1\cdot d\cdot A} = 199.69 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1-\frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1-\frac{1.75\cdot 2.1}{4\cdot 0.0104\cdot 199.69+2.1} \Rightarrow \mu = 0.646$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05\cdot 2.1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0.0104} = 3.953$$ (déformation instantanée)

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.581$ (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh_0^2}{2} + b_0(h-h_0)*\left(\frac{(h-h_0)}{2}+h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h-h_0) + 15A} = 7.06$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0(y-h_0/2)^2 + b_0\left(\frac{h-h_0}{12}\right)^3 + b(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0-y\right)^2 + 15A(d-y)^2 = 1.57*10^4 \text{ cm}^4$$

Détermination moment d'inertie fictive

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

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

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

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

$E_i = 32164.19$ MPa

$E_v = 10818.86$ MPa

$$f_i = \frac{6.97\cdot10^6\cdot(3.45\cdot10^3)^2}{10\cdot32164.19\cdot4.86\cdot10^7} = 5.30 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{6.97\cdot10^6\cdot(3.45\cdot10^3)^2}{10\cdot10818.86\cdot8.54\cdot10^7} = 8.97 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 8.97-5.30 = 3.68$ mm

$\Delta ft = 3.68 \text{ mm} < \bar{f} = 6.9 \text{ mm}$

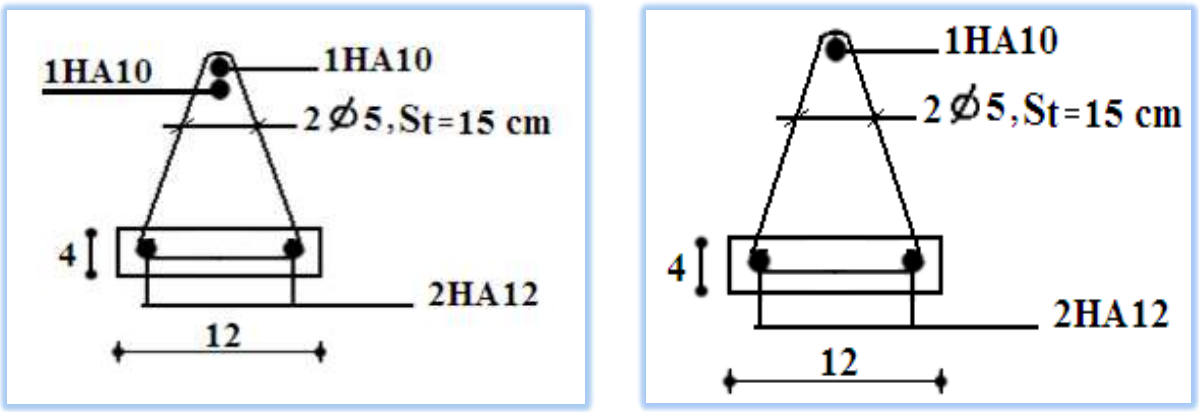


Figure III.2.16 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite)

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 m.

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 : $A_t = 5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml$

Armatures de repartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49\ cm^2$, soit : $5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

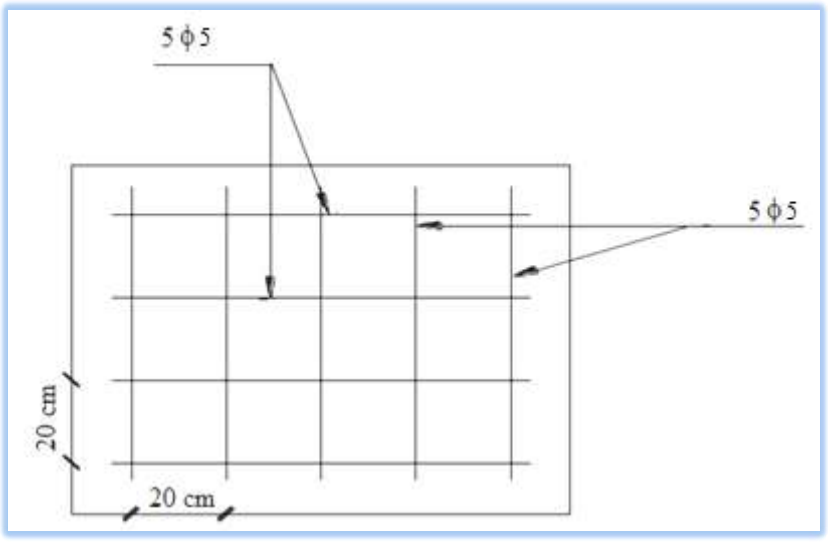


Figure III.2.17 Disposition des armatures de la table de compression

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

III.3.2. Pré dimensionnement

- **étages courants :**

Pour que l'escalier soit confortable il faut respecter la condition de BLOND $60cm \leq g+2h \leq 66cm$

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H =1.53m
- largeur de la marche : g = 28cm
- hauteur de la contre marche : h = 17

$59cm \leq g+2h = 64 \leq 66cm$ **(condition vérifier)**

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

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

- ✓ **longueur total de la poutre :**

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

- ✓ **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

E.L.U: P_u =1.35G +1.5Q
E.L.S : P_{ser} =G + Q
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier

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

III.3.5. Détermination des efforts:

➢ **à l'E.L.U:**

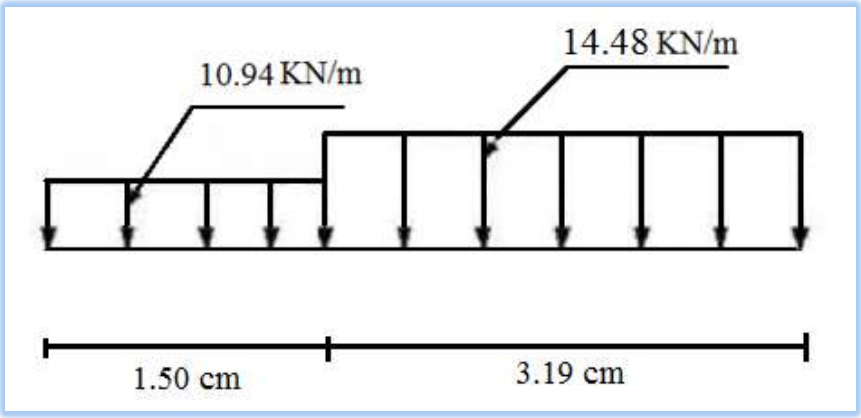


Figure III.3.1répatition des efforts

Récapitulation :

Tableau III.3.4 récapitulatif

	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	T (KN)
ELU	32.17	18.92	33.11
ELS	23.19	13.64	23.88

III.3.4 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)**	32.17	18.92
	µ	0.144	0.085
	µl	0.392	0.392
	µ <µl	**oui**	**oui**
	β	0.922	0.955
	A (cm^2)	8.02	4.55
	Le choix	**6HA14 = 9.24 cm^2**	**6HA10 = 4.71 cm^2**
	B /1000	1.5	1.5
	A ≥ B /1000	**oui**	**oui**
ELS	**M_{ser} (KN.m)**	23.19	13.64
	σ_{badm} (Mpa)	15	15
	y1 (cm)	4.66	3.55
	IG mm^4	$1.18*10^8$	$7.15*10^7$
	K	0.19	0.19
	σ_b (Mpa)	8.85	6.74
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

✓ **Les armatures de répartition**

Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31$	6HA10= 4.71 cm^2
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17$	6HA10= 4.71 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 = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t=20≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]

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

$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{33.11*10^3}{1000*125} = 0.264$ MPa$\leq \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$ **(ok)**

✓ **Vérification de la flèche:**

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{469} = 0.034 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{32.17}{20*37.84} = 0.042$ **(condition non vérifier)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0073 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition non vérifier)**

✓ **Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)**

M_{ser}= 18.92 KN · m

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = f$

L= 4.69m

$\bar{f}$ = L /500 = 345/500 =0.93 cm

$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{9.24}{100 \cdot 12.5} = 0.0073$

ρ = 0.73 % ⇒ β_1 = 0.876 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 229.2$ MPa

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0073 \cdot 229.2 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.58$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2+3)0.0073} = 2.087$ (déformation instantanée)

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 0.19$ (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh_0 + 15A} = 7.92 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale

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

$= 3.13*10^4 \text{ cm}^4$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1.55*10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 3.10*10^4 \text{ cm}^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; 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 longue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

$E_i = 32164.19$ MPa

$E_v = 10818.86$ MPa

$$f_i = \frac{18.92 \cdot 10^6 \cdot (4.69 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 1.55 \cdot 10^8} = 1.78 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{18.92 \cdot 10^6 \cdot (4.69 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 3.10 \cdot 10^8} = 2.64 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 2.64 - 1.78 = 0.86$ mm

$\Delta ft = 0.86 \text{ mm} < \bar{f} = 9.38$ mm

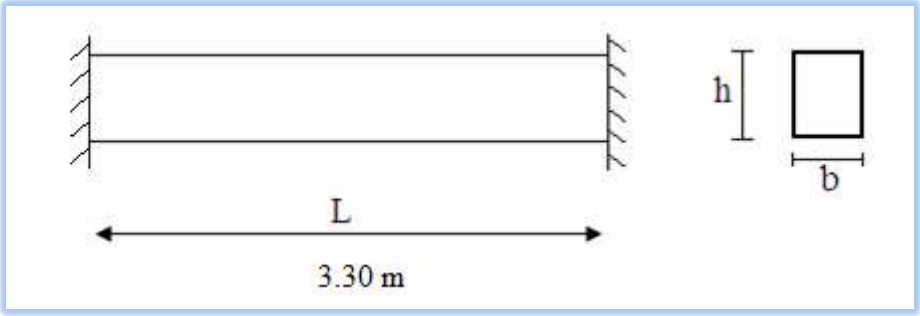
Tableau III.3.9 récapitulation des résultats

M (KN .m)	A(cm²)	Y(cm)	ρ_1 (%)	β_1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
18.92	9.24	7.92	0. 73	0.876	229.2	0.58	2.087	0.19
I(cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f \leq f_{adm}$**
$3.13*10^4$	$1.55*10^4$	$3.10*10^4$	4.69	1.78	2.64	0.86	9.38	**oui**

III.3.2.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.3.2.1.Pré dimensionnement



FigureIII.3.2 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 II.b** sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4

$b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau III.3.10 pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	Lmax= 3.30 m ⇒ 22cm ≤ h ≤33cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.09) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	**h = 30cm ; b = 25 cm**

III.3.2.2. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre : P_P = (0.3*0.25*1)*25= 1.875 KN/ml
- Réaction d'escalier : R_u = 26.44 KN , R_{ser} = 19.00 KN
- Poids du demi-mur : 2.72 * 1.28*1 = 3.48 KN/ml

Pu=1.35(Pp+ Pm) +Ru ⇒ Pu= 33.66 KN/ml

Ps = (Pp + Pm + Rs) ⇒ Ps = 24.355 KN/ml

III.3.2.3. 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:

$$R_A = R_B = \frac{33.66 \times 3.3}{2} = 55.54\,KN$$

donc: $T^{max} = 55.54\,KN$

$$M_t = \frac{33.36 \times (3.3)^2}{24} = 15.27KNm$$

$$M_a = \frac{33.66 \times (3.3)^2}{12} = 30.55\,KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{24.35 \times 3.3}{2} = 40.17\,KN$$

donc: $T^{max} = 40.17\,KN$

$$M_t = \frac{24.35 \times (3.3)^2}{24} = 11.05KNm$$

$$M_a = \frac{24.35 \times (3.3)^2}{12} = 22.09\,KNm$$

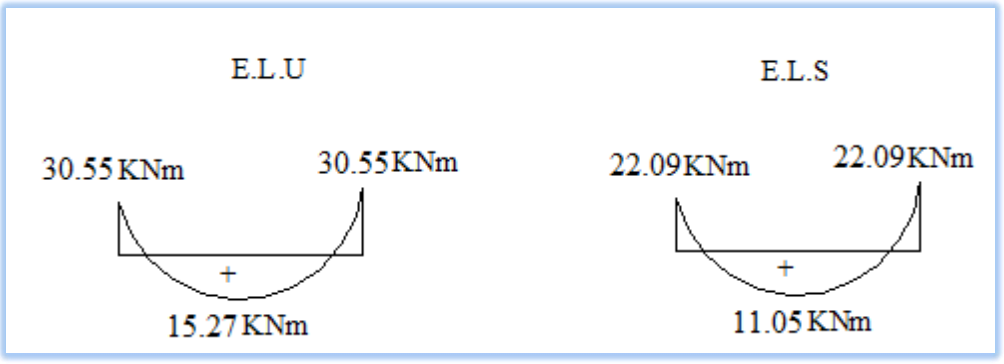


Figure III.3.3 moments

III.3.2.4. Calcul du ferraillage:

✓ **Armatures longitudinales:**

Tableau III.3.11 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 = 25 cm	h= 30cm	d= 27.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau III.3.12 Calcul du ferraillage de la poutre palière

	M_u KNm	μ	β	A (cm²)	le choix	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	vérification
En travée	15.27	0.056	0.971	1.64	3HA12=3.39	0	0.75	**oui**
En appuis	30.55	0.113	0.939	3.39	**5HA12=5.65**	0	0.75	**oui**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{55.54\times10^3}{250\times275} = 0.807MPa$$

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

$\tau_u = 0.807MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ **(condition vérifier)**

✓ **Armatures transversales:**

- **Diamètre des armature transversales φ_t :**

$$\varphi_t < Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm\,;\ \varphi_l = 12\,mm;\frac{b}{10} = 2.5\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.85\,cm$$

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

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.

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

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7.5\,cm & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15\,cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5\,cm & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\,cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times (15) \times (25) = 1.12 cm^2$$

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

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

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.01 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.016 \geq \frac{1.15(0.807 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 5.65.10^{-4}$ **(oui)**

Zone courante: $\frac{2.01 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.0053 \geq \frac{1.15(0.807 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 5.65.10^{-4}$ **(oui)**

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

Zone nodale: $A_t = 2.01 cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.125\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375\,cm^2$

III.3.2.5. 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.3.13 Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	3.39	5.65
M_{ser} (kN.m)	11.05	22.09
Y (cm)	8.73	10.68
I (mm^4)	$2.34*10^8$	$3.41*10^8$
k	0.047	0.064
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	**15**
σ_b **(mpa)**	4.10	6.83
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**oui**	**oui**
$\overline{\sigma}_s$**(mpa)**	**201.63**	**201.63**
σ_s **(mpa)**	193.87	161.47
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	**oui**	**OUI**

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

Vérification de la flèche:

1- $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.08$ **(condition vérifier)**

2- $\frac{A}{b.d} = \frac{2.35}{25 \times 27.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ **(condition vérifier)**

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

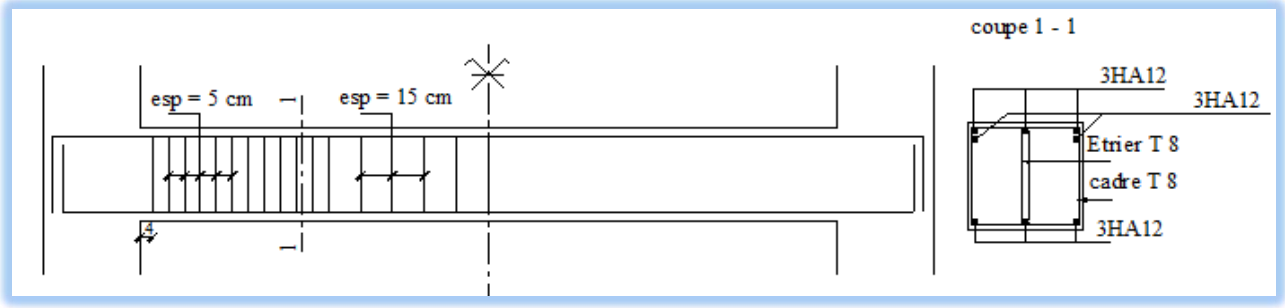


Fig. III-7: Ferraillage de la poutre palière

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES

III.4.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure a l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.
On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Methode de calcul

L'épaisseur sera: (Lx/50) ≤ ep ≤ (L x /40)
Sécurité contre l'incendie:
ep = 7cm :peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm :peut assurer un coupe-feu de deux heures.

condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.
Critère de résistance $495/50 \le ep \le 495/40 \Rightarrow 9.9 \le ep \le 12.37$
La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm
Pour la dalle pleine, on adopte :**e = 15 cm**

Pour les étages courant :

Tableau III.4.1 Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.71	1	11.90
ELS			8.71

Premier type :

1- $Q = 1\text{KN/m} \le \text{Min}\begin{cases} 2.G = 2 \times 7.71 = 15.42\ \text{KN/m}^2 \\ 5\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$ **(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)**

4- Un panneau rectangulaire (Condition vérifier)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{4.95} = 0.313 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul direction.

$M_0 = \frac{p l^2{}_x}{8} = \frac{11.90 * 1.55^2}{8} = 3.57$ KN .m

$M_t = \frac{p l^2{}_x}{10} = 0.8\ M_0 = 2.85$ KN.m

$M_a = \frac{p l^2{}_x}{16} = -0.5\ M_0 = -1.78$ KN.m

ELS:

M_t= 2.08KN.m

M_a=1.30 KN.m

Deuxième types :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.3. Principe de calcul

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a)travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

Text = P . f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b)Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$$

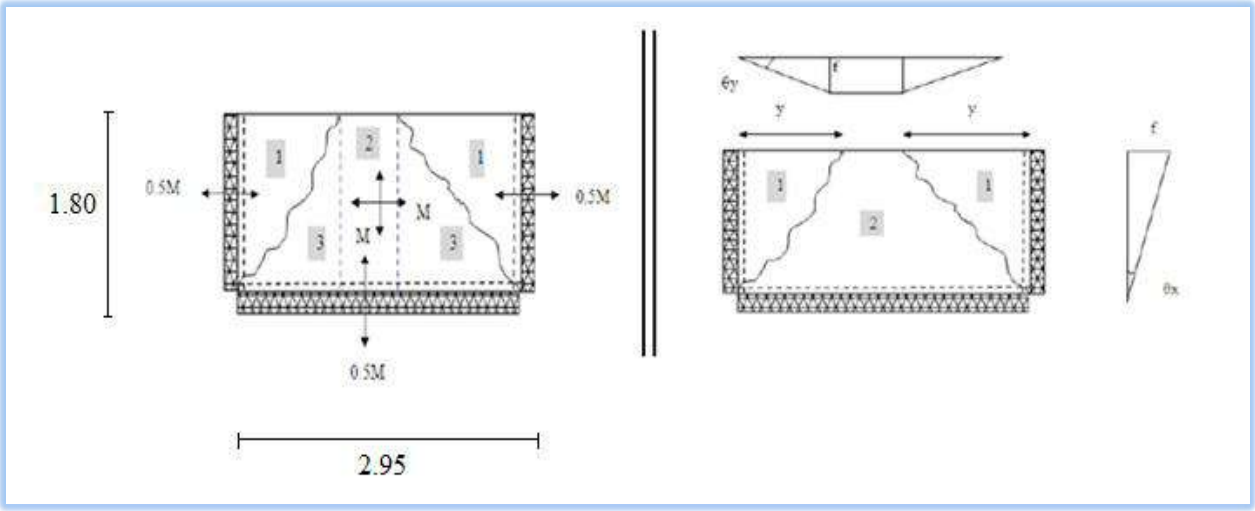
Avec :

M : Moment de flexion.
L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
θ : Angle de rotation.

III.4.4. Expose de la méthode

On suppose que la dalle est encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:
$M_{ax}=M_{ay}=0.5M$.
$M_{tx}=M_{ty}=M$

a) Travail externe :



FigureIII.4.1 Les différentes étapes de calcul sur la dalle

E.L.U :

Tableau III.4.2 les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0.9*y*2	f/3	**7.14*y*f**
2	1.8(2.95-2y)	f/2	**(31.59-21.42y)f**
3	0.9*y*2	f/3	**7.14*y*f**
		∑	**(31.59-7.14y)f**

Tableau III.4.3 les valeurs du travail interne

éléments	moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	2*M	1.80	f/y	**3.6 M* f/y**
	2*0.5M	1.80	f/y	**1.8M* f/y**
2	M	2y	f/1.8	**1.11M*f *y**
	0.5M	2.95	f/1.8	**1.63M*f**
			$\sum$	$\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 0.82\right) Mf$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

(31.59-7.14y)f = $\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 0.82\right) M$f $\Rightarrow M = \frac{31.59-7.14y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82}$

$\frac{dM}{dy}$ = -40.91 y^2 – 77.1 y +170.58 = 0

$\Rightarrow$ y= 1.10m $\Rightarrow$ M=3.41 KN.m

Mu=3.41 KN.m $\Rightarrow$ $\begin{cases} M_t=3.41 \text{ KN.m} \\ M_a=1.70 \text{ KN.m} \end{cases}$

E.L.S :

$M = \frac{23.12-5.23y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82}$ $\Rightarrow$ M_{ser} =2.54 KN.m $\Rightarrow$ $\begin{cases} M_t=2.54 \text{ KN.m} \\ M_a=1.27 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour RDC

Tableau 3.4.4 Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	**P (kN/m)**
ELU	5.49	4	**13.41**
ELS			**9.49**

Premier type

la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{4.95} = 0.313 < 0.4$ $\Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul direction.

$M_0 = \frac{p l^2{}_x}{8} = \frac{13.41 * 1.55^2}{8} = 4.02$ KN .m

$M_t = \frac{p l^2{}_x}{10} = 0.8\, M_0 = 3.22$ KN.m

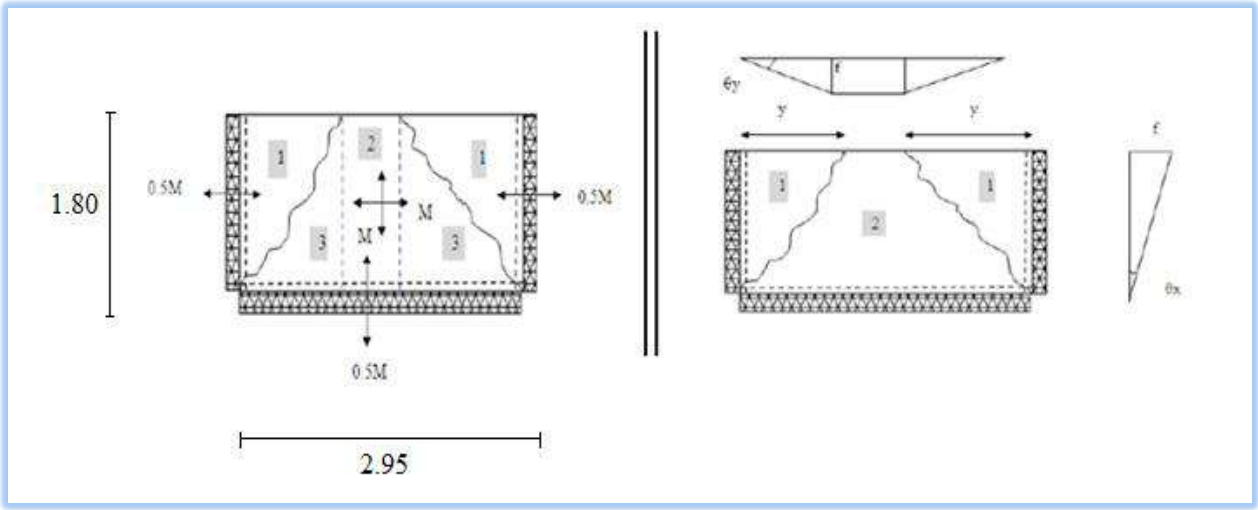
$M_a = \frac{pl^2{}_x}{16}$ = -0.5 M_0 = -2.01 KN.m

ELS :

M_t= 2.28KN.m
M_a=1.42 KN.m

Deuxième types :

a) **Travail externe :**



FigureIII.4.2 Les différentes étapes de calcul sur la dalle

E.L.U :

Tableau III.4.5 les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0.9*y*2	f/3	**8.04*y*f**
2	1.8(2.95-2y)	f/2	**(35.60-24.13y)f**
3	0.9*y*2	f/3	**8.04*y*f**
		$\sum$	**(35.60-8.05y)f**

Tableau III.4.6 les valeurs du travail interne

éléments	moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	2*M	1.80	f/y	**3.6 M* f/y**
	2*0.5M	1.80	f/y	**1.8M* f/y**
2	M	2y	f/1.8	**1.11M*f*y**
	0.5M	2.95	f/1.8	**1.63M*f**
			$\sum$	$\left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 0.82\right) Mf$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$(35.60-8.05y)f = \left(\frac{5.4}{y} + 1.11y + 0.82\right) Mf \Rightarrow M = \frac{35.60-8.05y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82}$

$\frac{dM}{dy} = -46.1\ y^2 - 86.94\ y + 192.24 = 0$

$\Rightarrow$ y= 1.30m $\Rightarrow$ M= 3.91 KN.m

Mu=3.91 KN.m $\Rightarrow$ $\begin{cases} M_t=3.91 \text{ KN.m} \\ M_a=1.95 \text{ KN.m} \end{cases}$

E.L.S :

$M = \frac{25.19-5.07y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82} \Rightarrow M_{ser}=2.90 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t=2.90 \text{ KN.m} \\ M_a=1.45 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.4.5. Résultats :

Au niveau de notre structure nous avons 2 types de des dalle pleine, et les résultats sont Représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4.7 résultats

	types	M_t (KN.m)		**M_a (KN.m)**	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Etages courant	1	2.85	2.08	1.78	1.30
	2	3.41	3.29	1.70	1.64
RDC	1	3.22	2.28	2.01	1.42
	2	**3.91**	**2.90**	**1.95**	**1.45**

III.4.6. Calcul de ferraillage :

III.4.6.1. Ferraillage a L'ELU:

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tout les types ($2^{ème}$ type RDC)

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la fissuration est peu

nuisible.
Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$Ø \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10}$ =1.5 cm

On adopte alors : Ø = 1.5 cm

Tableau III.4.8 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	$\boldsymbol{\gamma_s}$=1.15	$\boldsymbol{\sigma_s}$=348 MPa

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2.95} = 0.61$$

0.4<0.61≤1 donc la dalle traivailant suivant deux directions

Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$Ø \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10}$ =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

d_x=h-e-$Ø/2$=12.50 cm

$d_y = d_x - ((Øx + Øy) /2)$= 11.30cm

Tableau III.4.9 Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	**A choisi**
Suivant x	travée	3.91	0.018	0.937	0.96	1.5	**4HA10= 3.14**
	appuis	1.95	0.008	0.996	0.45	1.5	**4HA10= 3.14**
Suivant y	travée	3.91	0.021	0.989	1	1.5	**4HA10= 3.14**
	appuis	1.95	0.010	0.995	0.49	1.5	**4HA10= 3.14**

III.4.6.2. 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.4.10 Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	En travées	En appuis	En travées	**En appuis**
M_{ser} (kN.m)	2.90	1.45	2.90	1.45
A (cm^2)	3.14	3.14	3.14	3.14
Y (cm)	3	3	2.82	2.82
I (mm^4)	$5.15*10^7$	$5.15*10^7$	$4*10^7$	$4*10^7$
k (N/mm^3)	0.05	0.02	0.07	0.03
σ_b **(mpa)**	1.5	0.6	1.97	0.84
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**
σ_s **(mpa)**	71.25	28.5	89.04	38.16
$\overline{\sigma}_s$ **(mpa)**	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

III.4.7. Condition d'espacement :

St = 100/4=25cm $\leq S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.8.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 :

$M_0 = \frac{p{l^2}_x}{8} = \frac{13.41*2.95^2}{8} = 14.58$ KN .m

1. $\frac{h}{L_x} = \frac{15}{295} = 0.050 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{3.91}{20*14.58} = 0.013$ **(condition vérifier)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition vérifier)**

III.4.9. Vérification au cisaillement :

Tableau III.4.11 Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{Pl_x l_y}{2l_y + l_x}$ = 9.25 KN	$\frac{\boldsymbol{Pl_x l_y}}{\boldsymbol{3l_y}}$ = 8.05 KN
$\boldsymbol{\tau_u}$	$\frac{V}{b * d_x}$ = 0.074 MPa	$\frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{b * d_y}}$ = 0.071 MPa
$\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$	$\frac{\mathbf{0.07}}{\boldsymbol{\gamma_b}} * \boldsymbol{f_{c28}}$ = 1.16 MPa	
$\boldsymbol{\tau_u} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$	**oui**	**oui**

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 16 ».

IV.2. Choix de la méthode de calcul

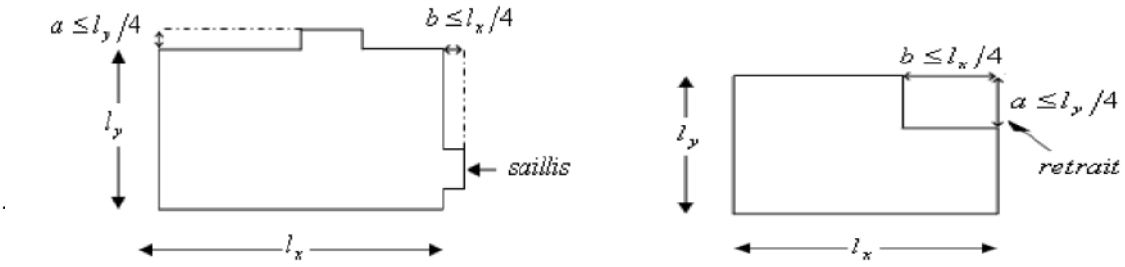
En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

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

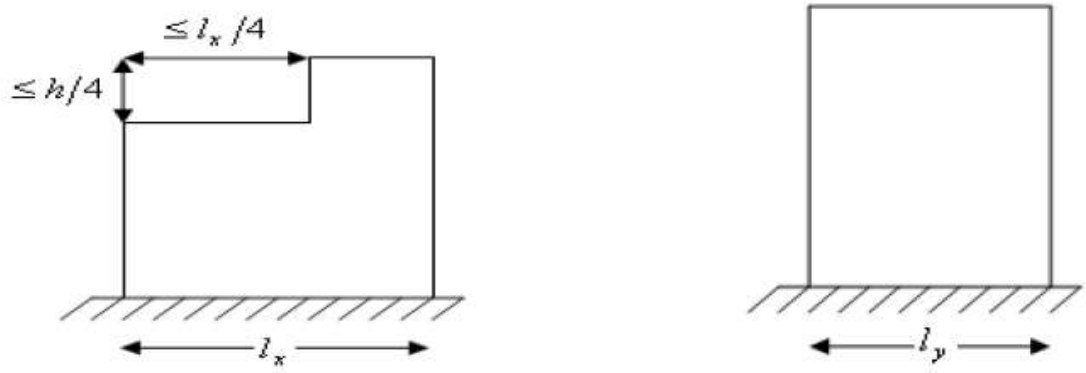
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

a) Régularité en plan :



b) Régularité en élévation :



- **(condition non vérifier)** car on n'a pas des retraits en élévation

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIb, groupe d'usage 2, Ht=15.30 m <17 m **(condition vérifier)**

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mène.
La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000 VERSION 16'**.

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
II.b	0.3	0.25	0.2	0.14

Donc **A= 0.20**

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

Donné par la formule : $\eta = 7/(2+\xi)$
Avec : Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7 %) [RPA99 version 2003 : Tab**.4.2**]
Avec remplissage dense → $\eta = 0,882$

- **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	non	0.05
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=1.05

❖ **périodes caractéristiques :** [RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]
Selon le rapport géotechnique relatif a 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.

T_1=0.15 s
T_2=0.50 s } 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 ,β_2= 0,30

coefficient de comportement R : [RPA99 version 2003 : Tab.4.3]
Conformément a l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003 : R = 5.

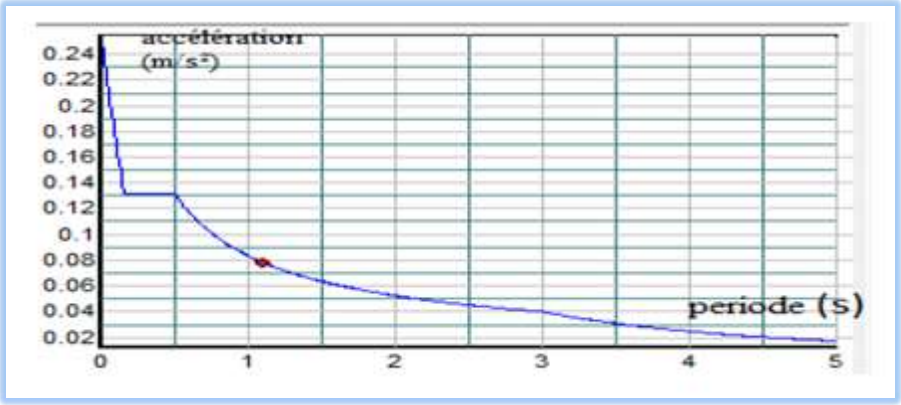


Figure IV.1 spectre de réponse

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 gravite 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 : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e*L^3}{12}$

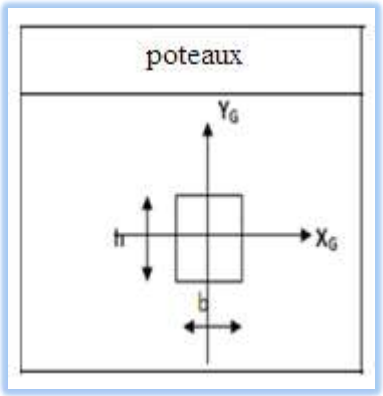


Figure IV.2 Dimension des poteaux

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'a 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 la figure suivante :

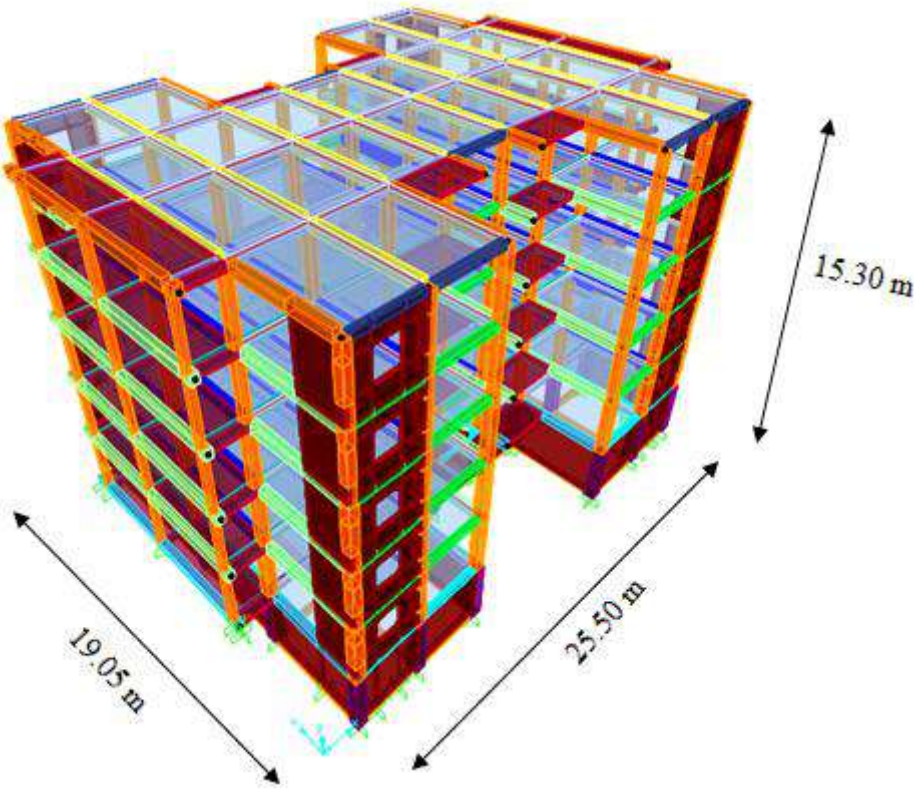


Figure IV.3 vue en 3D

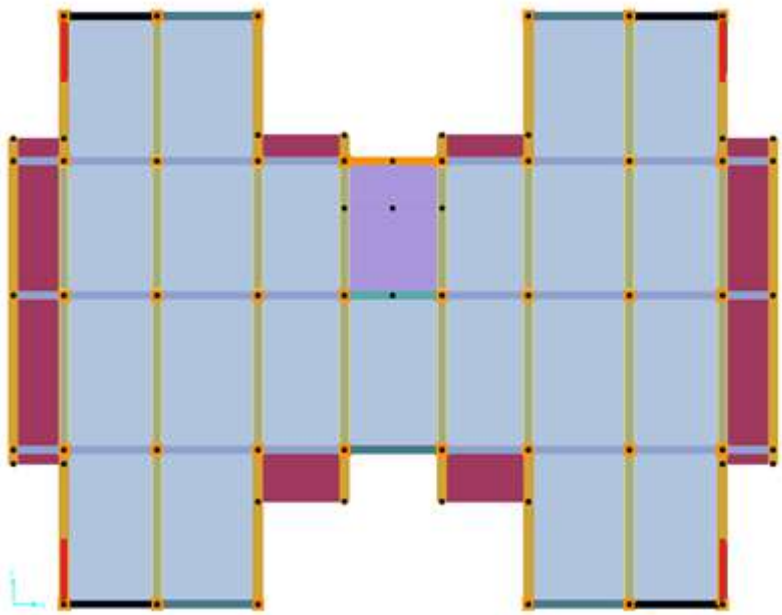


Figure IV.4 vue en 2D

Bous de voile

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 N°	**Niveau**	**∑ Ix**	**∑ Iy**	**XR**	**YR**	**Masse.g**	**XG**	**YG**
F_ DIAPH_	0.00	4.6166	11.1217	12.62	9.40	5822.22	12.90	9.58
E_ DIAPH_	3.06	0.3063	0.5147	13.00	9.62	4805.79	12.95	9.51
D_ DIAPH_	6.12	0.2601	0.4685	13.00	9.61	4759.58	12.95	9.51
C_ DIAPH_	9.18	0.2601	0.4685	13.00	9.61	4718.29	12.95	9.51
B_ DIAPH_	12.24	0.2283	0.4367	13.01	9.59	4659.77	12.94	9.51
A_ DIAPH_	15.30	0.2283	0.4367	13.01	9.59	4048.75	12.95	9.55

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**
F_ DIAPH_	0.00	0.28	0.18	Ok
E_ DIAPH_	3.06	0.05	0.11	Ok
D_ DIAPH_	6.12	0.05	0.10	Ok
C_ DIAPH_	9.18	0.05	0.10	Ok
B_ DIAPH_	12.24	0.07	0.08	Ok
A_ DIAPH_	15.30	0.06	0.04	Ok

On constate qu'a 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 a la direction de l'action sismique considérée [RPA99 version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

longueur du batiment = 25.50 m ⇨ 15% Lx =3.82 m
largeur du batiment = 19.05m ⇨ 15% Ly = 2.85 m

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements en têt
- Vérification des déplacements inter étages
- Vérification de cisaillement des éléments
- Vérification d'effort normale réduit à la base
- Vérification vis a vis de l'effet P-Δ.

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	0.40	Translation suivant l'axe y	0	77	0
Mode 2	0.36	Translation suivant l'axe x	75	0	0
Mode 3	0.26	Rotation autour de l'axe z	0	0	75

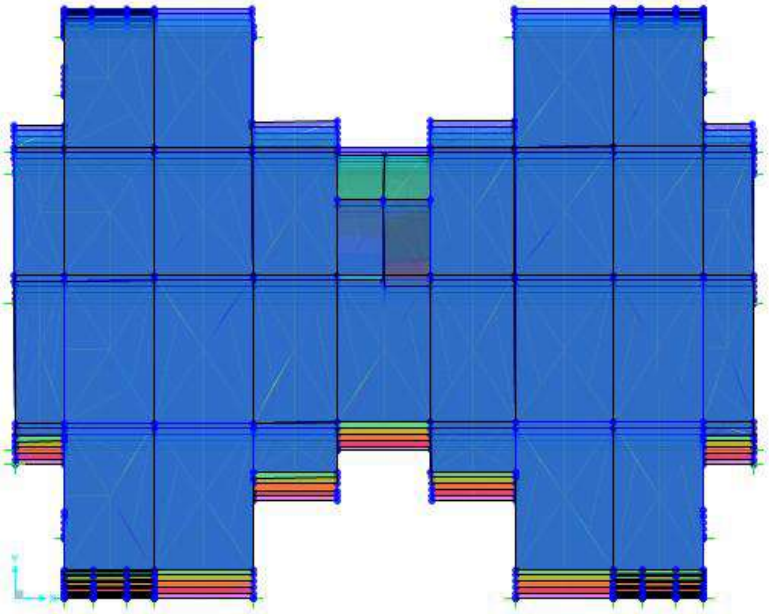


Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y

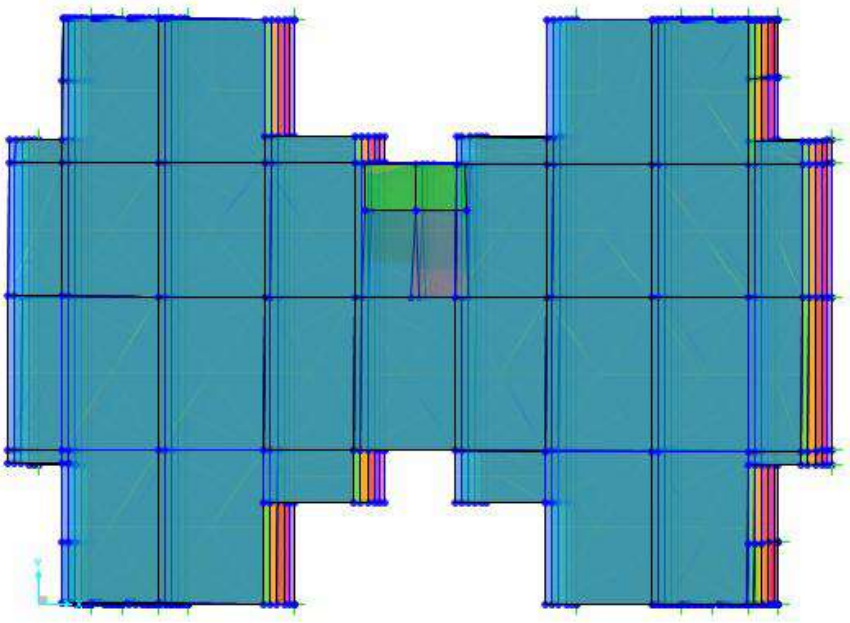


Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x

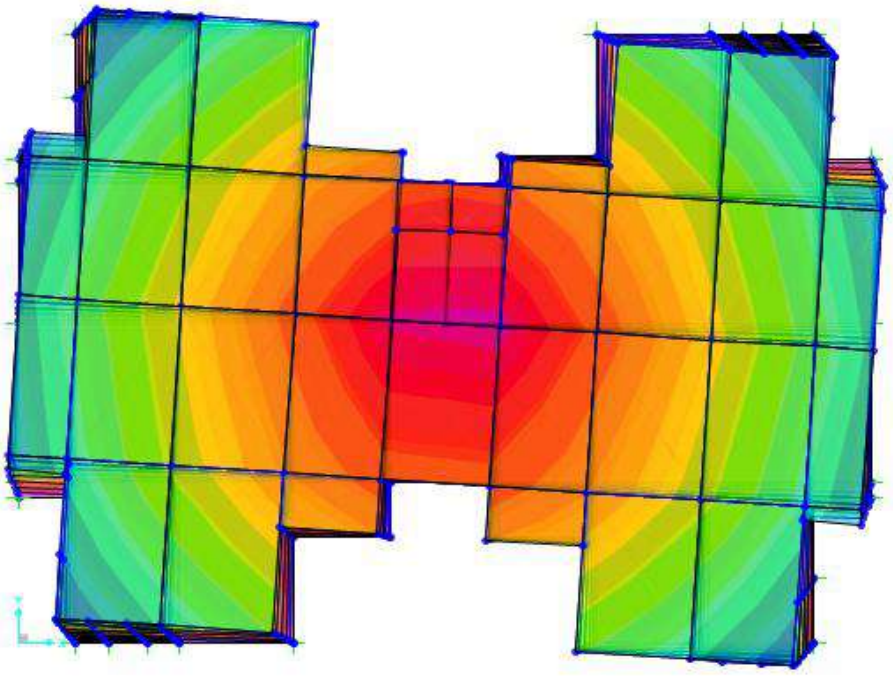


Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z

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 a 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	0.40	0	59
2	0.36	58	59
3	0.26	58	59
92	0.024	87	92
93	0.023	**93**	**92**

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.

$K \geq 3\sqrt{5} = 6.70$ donc K=7 modes

$T_K \leq 0.20$ sec ⇒ 0.08 sec ≤ 0.20 sec Donc …….C.V

IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi} + \beta_2 W_{Qi}$

$\beta_1=0.2$, $\beta_2 = 0.3$ (RPA 99 version 2003 Tableau : 4.5)

W= 31411.95 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 N°	Poids	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	4380.03	4143.159	236.876	1465.606	869.414	596.192
B_ DIAPH_	9382.05	8714.300	667.750	2157.885	850.200	1307.685
C_ DIAPH_	14639.3	13659.624	979.719	2920.649	1200.450	1720.199
D_ DIAPH_	19926.2	18579.444	1346.804	3522.932	1003.418	2519.514
E_ DIAPH_	25291.0	23758.768	1532.263	3998.831	1153.685	2845.146
F_ DIAPH_	24899.9	17661.000	7238.984	3565.914	285.059	3280.855

Valeur en pourcentage :

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

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100 %	94.592 %	5.408 %	100 %	59.321 %	40.679 %
B_ DIAPH_	100 %	92.883 %	7.117 %	100 %	39.400 %	60.600 %
C_ DIAPH_	100 %	93.308 %	6.692 %	100 %	41.102 %	58.898 %
D_ DIAPH_	100 %	93.241 %	6.759 %	100 %	28.482 %	71.518 %
E_ DIAPH_	100 %	93.941 %	6.059 %	100 %	28.851 %	71.149 %
F_ DIAPH_	100 %	70.928 %	29.072 %	100 %	7.994 %	92.006 %

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	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	4484.899	4143.159	341.740	1308.586	895.482	413.104
B_ DIAPH_	9384.795	8714.300	670.495	2104.749	922.082	1182.667
C_ DIAPH_	14638.165	13659.624	978.541	3002.265	1574.896	1427.369
D_ DIAPH_	19851.921	18579.444	1272.477	3577.143	1522.608	2054.535
E_ DIAPH_	25293.115	23758.768	1534.347	4134.310	1913.741	2220.569
F_ DIAPH_	25545.404	17661.000	7884.404	2802.689	364.512	2438.177

Valeur en pourcentage :

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

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100 %	92.380 %	7.620 %	100 %	68.431 %	31.569 %
B_ DIAPH_	100 %	92.856 %	7.144 %	100 %	43.810 %	56.190 %
C_ DIAPH_	100 %	93.315 %	6.685 %	100 %	52.457 %	47.543 %
D_ DIAPH_	100 %	93.590 %	6.410 %	100 %	42.565 %	57.435 %
E_ DIAPH_	100 %	93.934 %	6.066 %	100 %	46.289 %	53.711 %
F_ DIAPH_	100 %	69.136 %	30.864 %	100 %	13.006 %	86.994 %

D'après les résultats obtenus, on constate que les portique 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)
0.2	2.205	2.205	5	1	1.05	31411.95	3047.58	2909.06

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	3047.58	2439.08	2438.06	OUI
y	2909.06	2327.35	2327.24	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 plancher dans chaque niveau

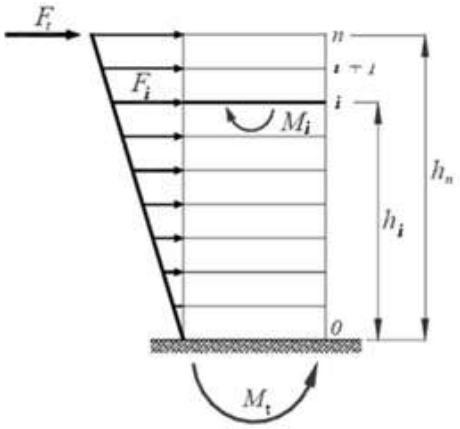


Figure IV.8 les forces agissent sur la stabilité au renversement

- ➢ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.5]

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

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

On a :

T = 0.4 s

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

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

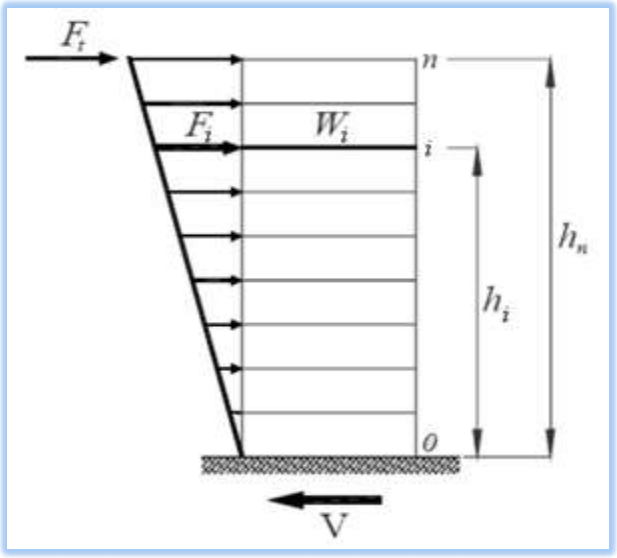


Figure IV.9 distribution des forces sismiques

Moment de renversement :

Suivant x : Edx= 2439.08 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)
15.30	4048.75	61945.87	0.300	731.72	11195.31
12.24	4659.77	57035.58	0.276	673.18	8239.72
9.18	4718.29	43313.9	0.210	512.2	4701.99
6.12	4759.58	29128.62	0.141	343.91	2104.72
3.06	4805.79	14705.71	0.071	173.17	529.9
SOMME Mrx		206129.68	1	2439.08	26771.64

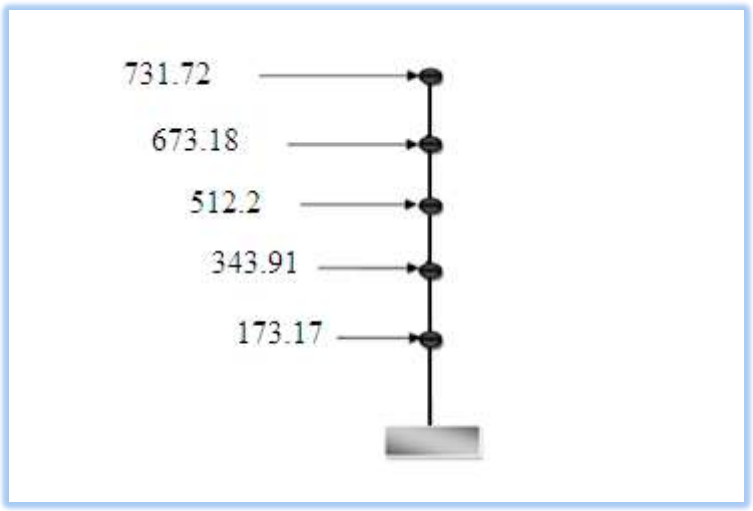


Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x

Suivant y : Edy = 2327.35 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)
15.30	4048.75	61945.87	0.300	698.20	10682.46
12.24	4659.77	57035.58	0.276	642.34	7862.24
9.18	4718.29	43313.9	0.210	488.74	4486.63
6.12	4759.58	29128.62	0.141	328.15	2008.27
3.06	4805.79	14705.71	0.071	165.24	505.63
SOMME Mry		206129.68	1	2322.67	25545.23

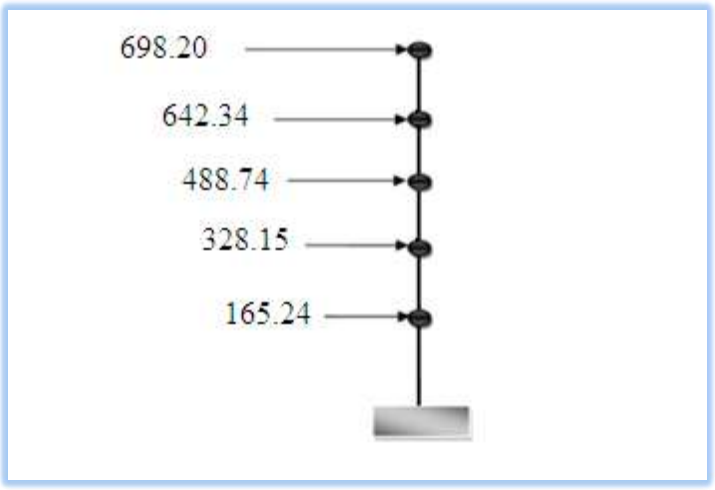


Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y

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)
15.30	4048.75	12.90	9.58	52228.87	38787.02
12.24	4659.77	12.95	9.51	60344.02	44314.41
9.18	4718.29	12.95	9.51	61101.85	44870.93
6.12	4759.58	12.95	9.51	61636.56	45263.60
3.06	4805.79	12.94	9.51	62186.92	45703.06
0.00	5922.22	12.95	9.55	76692.95	56557.20
SOMME Msx , Msx				374191.17	275496.22

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	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$
374191.17	275496.22	26771.64	25545.23	13.97	10.78	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 : $\delta_{adm} = \frac{h}{250} = \frac{15.30}{250} = 6.12$ cm

Suivant x :

$\delta_{x\ réel} = \delta_{théorique}$ x R = 1x5 = 5 cm

Suivant y :

$\delta_{y\ réel} = \delta_{théorique}$ x R =1.04 x 5 = 5.2 cm

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

Calcul de joint [Art 5.8]

$d_x = \delta_{x\ réel} + 15\ mm + \delta_{x\ réel} \Rightarrow d_x = 5 + 1.5 + 5 = 11.5\ cm$
on adopt : $d_x = 12\ cm$
$d_y = \delta_{y\ réel} + 15\ mm + \delta_{y\ réel} \Rightarrow d_y = 5.2 + 1.5 + 5.2 = 11.90\ cm$
on adopt : $d_y = 12\ cm$

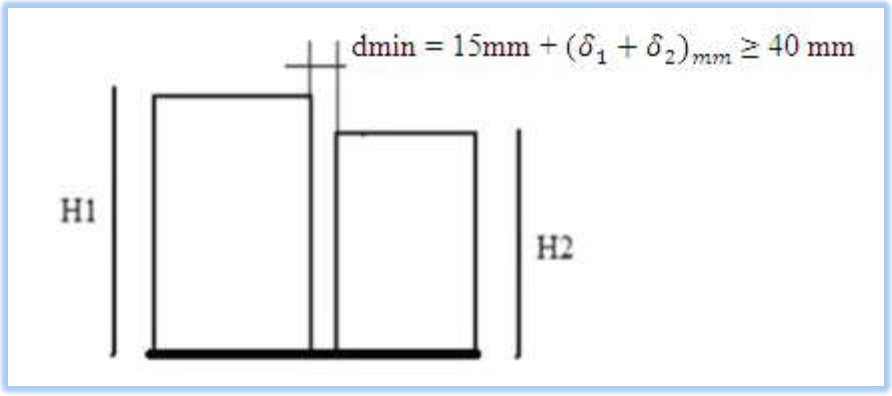


Figure IV.12 largeur minimum du joint

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:

$$\Delta\ k\ limite = 0.01 * he$$

- 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
15.30	1	**5**			
			1	3.06	**oui**
12.24	0.80	4			
			1.15	3.06	**oui**
9.18	0.57	2.85			
			1.15	3.06	**oui**
6.12	0.34	1.7			
			1.05	3.06	**oui**
3.06	0.13	0.65			
			0.65	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
15.30	1.04	**5.2**			
			1	3.06	oui
12.24	0.84	**4.2**			
			1.15	3.06	oui
9.18	0.61	**3.05**			
			1.2	3.06	oui
6.12	0.37	**1.85**			
			1.15	3.06	oui
3.06	0.14	**0.7**			
			0.7	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 : (45x30)**

T_{max}= 133.64 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{133.64*10^3}{300*425}$ = 1.04 MPa

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

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

2. **poutres secondaires : (30x25)**

T_{max}= 35.32 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{35.32*10^3}{250*275}$ = 0.27 MPa

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \text{Min}[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] = 3.26 MPa

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

3. **Longrine : (30x25)**

T_{max}= 5.58 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{5.58*10^3}{250*275}$ = 0.08 MPa

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

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

4. **poteaux :**

poteau 50X50 : suivant x : T_{max}= 19.04 KN **suivant y :** T_{max}= 29.66 KN

T_{max}= 29.66 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{29.66*10^3}{500*475}$ = 0.12 MPa

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

$\lambda = \frac{306}{50} * 3.46 = 21.17 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

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

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

poteau 45X45 : suivant x : T_{max}= 70.58 KN **suivant y :**T_{max}= 163.92 KN

T_{max}= 163.92 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{163.92*10^3}{450*425}$ = 0.85 MPa

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

$\lambda = \frac{76}{45} * 3.46 = 5.84 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87\ MPa$
$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

poteau 40X40 : suivant x : T_{max}= 46.89 KN **suivant y :** T_{max}= 108.63 KN

T_{max}= 108.63 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)
$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{108.63 * 10^3}{400*375}$ = 0.72 MPa
Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$
$\lambda = \frac{306}{40} * 3.46 = 26.47 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$
$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

poteau 35X35 : suivant x : T_{max}= 37.4 KN **suivant y :** T_{max}= 66.27 KN

T_{max}= 66.27 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)
$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{66.27 * 10^3}{350*275}$ = 0.68 MPa
Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$
$\lambda = \frac{306}{35} * 3.46 = 30.25 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$
$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

poteau 25X25 : suivant x : T_{max}= 8.17 KN **suivant y** T_{max}= 12.30 KN
T_{max}= 12.30 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)
$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{12.30 * 10^3}{250*225}$ = 0.22 MPa
Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$
$\lambda = \frac{306}{25} * 3.46 = 42.35 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$
$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

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

Poteaux (45x45)
Suivant x :
N_{dx}= 1764.97 KN selon combinaison G+Q+Edx

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1764.97*10^3}{(430)^2*25} = 0.38 > 0.3$$ condition non vérifié

Suivant y :

N_{dy}= 1764.97 KN selon combinaison G+Q+Edy

$$\upsilon_x = \frac{Ndy}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1432.25*10^3}{(430)^2*25} = 0.31 > 0.3$$ condition non vérifié

Risque de rupture fragile ⇒ redimensionner la section des poteaux dans les deux directions
D'après la condition précédente on adopte une section de 50x50

Poteaux (50x50)
Suivant x :
N_{dx}= 1652.56 KN selon combinaison G+Q+Edx

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1652.56*10^3}{530*480*25} = 0.25 < 0.3$$ condition vérifié

Suivant y :
N_{dy}= 1440.34 KN selon combinaison G+Q+Edy

$$\upsilon_x = \frac{Ndy}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1440.34*10^3}{530*480*25} = 0.22 < 0.3$$ 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 $0.10<\theta\leq0.20$, 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 $\theta>0.20$, 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
15.30	4048.75	731.72	1	0.003	oui
12.24	4659.77	673.18	1.15	0.006	oui
9.18	4718.29	512.20	1.15	0.011	oui
6.12	4759.58	343.91	1.05	0.023	oui
3.06	4805.79	173.17	0.65	0.058	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
15.30	4048.75	698.20	1	0.003	oui
12.24	4659.77	642.34	1.15	0.006	oui
9.18	4718.29	488.74	1.2	0.012	oui
6.12	4759.58	328.15	1.15	0.027	oui
3.06	4805.79	165.24	0.7	0.066	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 : $50 * 50\ cm^2$
- Poteaux RDC : $45 * 45\ cm^2$
- Poteaux 1^{ER}, 2^{eme} : $40 * 40\ cm^2$
- Poteaux 3eme, 4eme : $35 * 35\ cm^2$

-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.

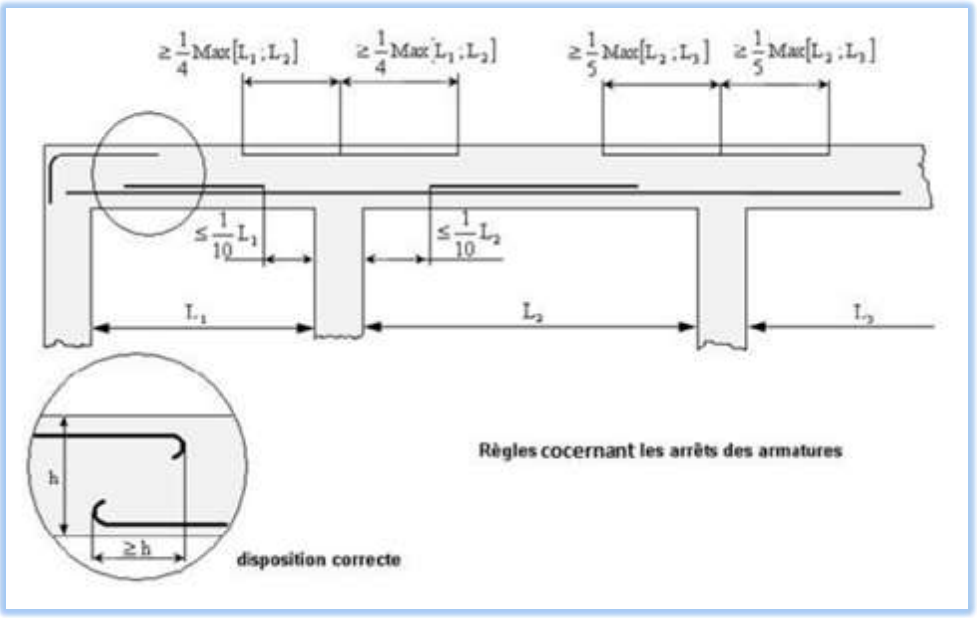


Figure V.1.1 disposition des armatures pour les poutres

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)
I	Terrasse	Travée	48.79	1.35G+1.5Q	0	3.41	3HA14=4.62
		Appui	-64.80	1.35G+1.5Q	0	4.59	3HA14=4.62
	Etages	Travée	56.80	1.35G+1.5Q	0	3.99	3HA14=4.62
		Appui	-93.07	G+Q+Edy	0	5.75	3HA16 =6.03
	RDC	Travée	62.91	1.35G+1.5Q	0	4.43	3HA14=4.62
		Appui	-87.29	1.35G+1.5Q	0	6.29	5HA14=7.70
R	Terrasse	Travée	20.85	G+Q+Edy	0	1.39	3HA12=3.39
		Appui	-39.49	G+Q+Edy	0	2.37	3HA12=3.39
	Etages	Travée	45.16	G+Q+Edy	0	2.72	3HA12=3.39
		Appui	64.12	G+Q+Edy	0	3.90	3HA14=4.62
	RDC	Travée	23.67	1.35G+1.5Q	0	1.65	3HA12=3.39
		Appui	-47.97	1.35G+1.5Q	0	3.35	3HA12=3.39

Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (25*30)

	Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
I	Terrasse	Travée	7.02	G+Q+Edy	0	0.8	3HA12=3.39
		Appui	-15.30	G+Q+Edy	0	1.42	3HA12=3.39
	Etages	Travée	10.03	1.35G+1.5Q	0	0.93	3HA12=3.39
		Appui	-18.73	G+Q+Edx	0	1.75	3HA12=3.39
	RDC	Travée	11.16	1.35G+1.5Q	0	1.19	3HA12=3.39
		Appui	-12.86	1.35G+1.5Q	0	1.38	3HA12=3.39
R	Terrasse	Travée	12.88	G+Q+Edx	0	1.19	**3HA12=3.39**
		Appui	-25.10	G+Q+Edx	0	2.37	**3HA12=3.39**
	Etages	Travée	14.56	G+Q+Edx	0	1.35	**3HA12=3.39**
		Appui	-34.82	G+Q+Edx	0	3.34	**3HA12=3.39**
	RDC	Travée	11.06	1.35G+1.5Q	0	1.02	**3HA12=3.39**
		Appui	-12.99	1.35G+1.5Q	0	1.20	**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
I	Terrasse	Travée	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	6.03	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	RDC	Travée	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	7.70	OUI	OUI	5HA14 = 7.70
R	Terrasse	Travée	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	4.62	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
	RDC	Travée	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	3.39	OUI	NON	3HA14+2HA12=6.88

Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 0.75 cm^2	A_{minRPA} = 3.75 cm^2	Correction
I	Terrasse					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**
	Etages					
		Appui	3.39	OUI	OUI	**3HA14=4.62**
	RDC					
		Appui	3.39	**NON**	**NON**	3HA14=4.62
R	Terrasse					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**
	Etages					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**
	RDC					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**

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]**
I	Terrasse	Travée	35.67	G+Q	6.88	1.2	52.6	OUI	---
		Appui	-47.43	G+Q	6.88	1.6	69.9	OUI	---
	Etages	Travée	41.45	G+Q	6.88	1.4	61.2	OUI	---
		Appui	-57.11	G+Q	6.88	2	84.2	OUI	---
	RDC	Travée	45.12	G+Q	6.88	1.4	59.2	OUI	---
		Appui	-62.70	G+Q	7.70	1.9	82.3	OUI	---
R	Terrasse	Travée	13.25	G+Q	6.88	1	13.7	OUI	OUI
		Appui	-19.03	G+Q	6.88	1.5	19.7	OUI	OUI
	Etages	Travée	18.29	G+Q	6.88	1.4	18.9	OUI	OUI
		Appui	-26.80	G+Q	6.88	0.9	39.5	OUI	OUI
	RDC	Travée	17.07	G+Q	6.88	1.3	17.7	OUI	OUI
		Appui	-34.59	G+Q	6.88	1.2	51	OUI	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]
I	Terrasse								
		Appui	-6.72	G+Q	3.39	1.5	18.4	OUI	---
	Etages								
		Appui	-10	G+Q	3.39	0.6	30.5	OUI	---
	RDC								
		Appui	-9.36	G+Q	3.39	0.6	28.6	OUI	---
R	Terrasse								
		Appui	-6.13	G+Q	3.39	1.4	16.8	OUI	OUI
	Etages								
		Appui	-11.88	G+Q	3.39	0.7	36.3	OUI	OUI
	RDC								
		Appui	-9.45	G+Q	3.39	0.6	28.9	OUI	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

	Niveau	**T_u (KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	**$\overline{\tau_u}$ (Mpa)**	**τu≤ $\overline{\tau_u}$**
I	Terrasse	91.77	1.35G+1.5Q	0.71	4.34	OUI
	Etages	112.92	1.35G+1.5Q	0.88	4.34	OUI
	RDC	133.64	1.35G+1.5Q	1.04	4.34	OUI
R	Terrasse	44.58	1.35G+1.5Q	0.34	3.26	OUI
	Etages	62.65	1.35G+1.5Q	0.49	3.26	OUI
	RDC	75.02	1.35G+1.5Q	0.58	3.26	OUI

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

	Niveau	**T_u (KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	**$\overline{\tau_u}$ (Mpa)**	**τu≤ $\overline{\tau_u}$**
I	Terrasse	15.87	1.35G+1.5Q	0.16	4.34	OUI
	Etages	30.53	1.35G+1.5Q	0.32	4.34	OUI
	RDC	32.46	1.35G+1.5Q	0.34	4.34	OUI
R	Terrasse	21.80	G+Q+Edx	0.23	3.26	OUI
	Etages	37.32	G+Q+Edx	0.39	3.26	OUI
	RDC	32.51	1.35G+1.5Q	0.34	3.26	OUI

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

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

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	0.88	35	2	5	20	1.8	5	20	2 = 4T8
25X30 PS	0.39	20	2	5	10	0.75	5	10	2 = 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 ≤ K ≤ 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	0.088	0.06	OUI	0.088	0.075	OUI	0.005	0.01	OUI
P.S	0.086	0.06	OUI	0.086	0.075	OUI	0.006	0.01	OUI

- **schémas des armatures des poutres**

Poutres principales : (30x45)
Terrasse :

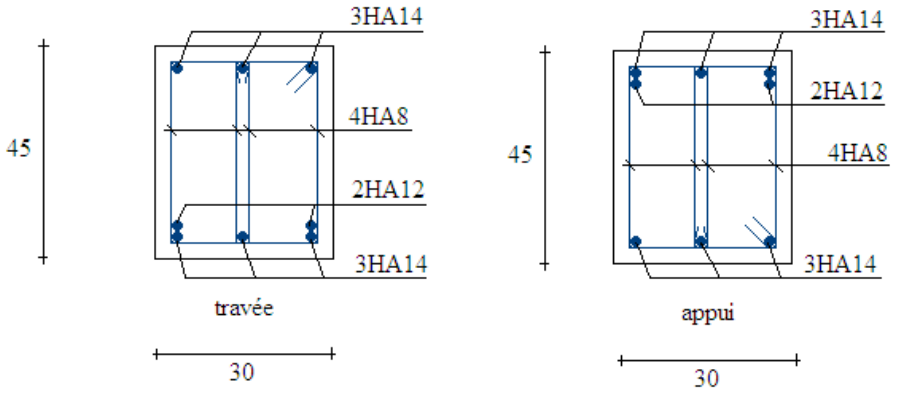


Figure V.2.1 Disposition des armatures des poutres principales rives et intermédiaire

étages courants :

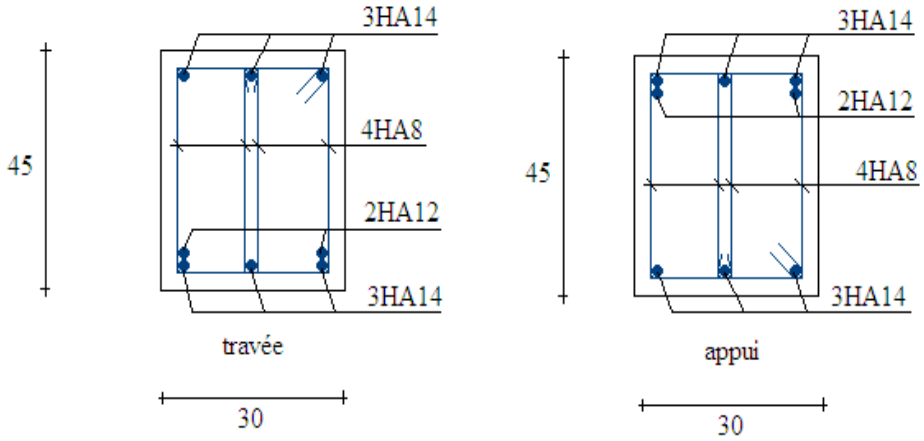


Figure V.2.2 Disposition des armatures des poutres principales rives et intermédiaire

RDC :

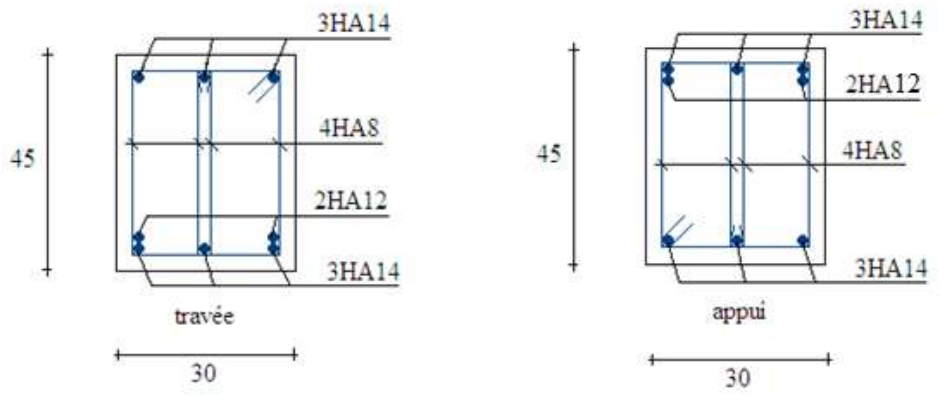


Figure V.2.3 Disposition des armatures des poutres principales rives

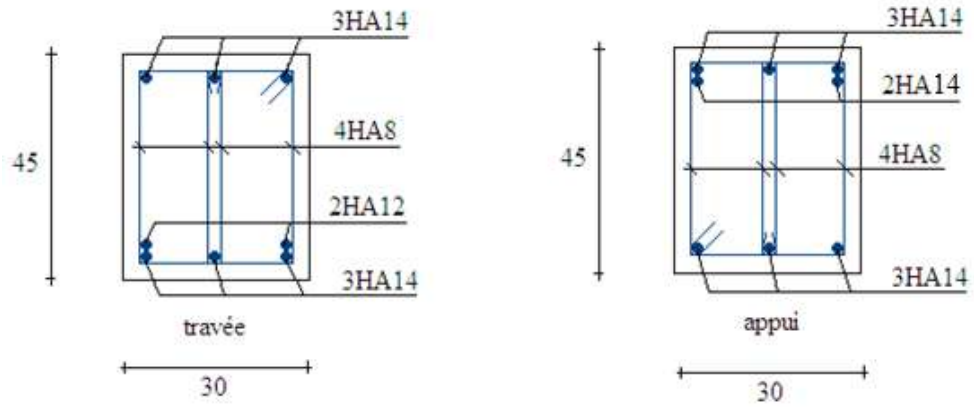


Figure 5.2. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaire

Poutres secondaires : (25x30)

Terrasse

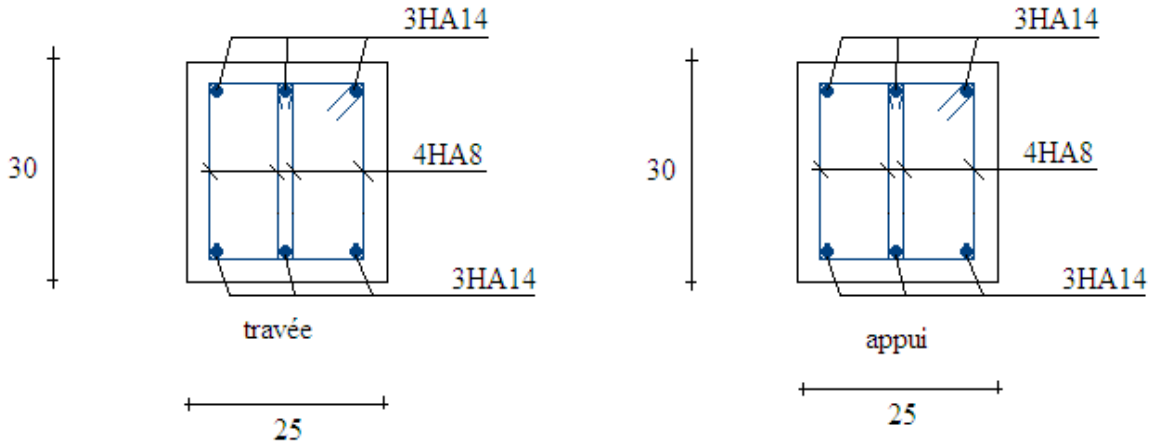


Figure V.2.4 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire

étages courants :

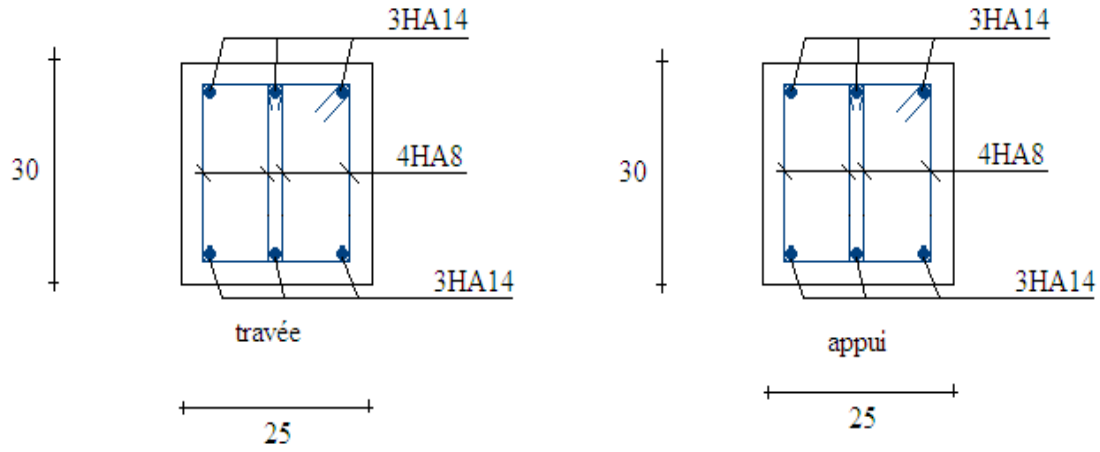


Figure V.2.5 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire

RDC

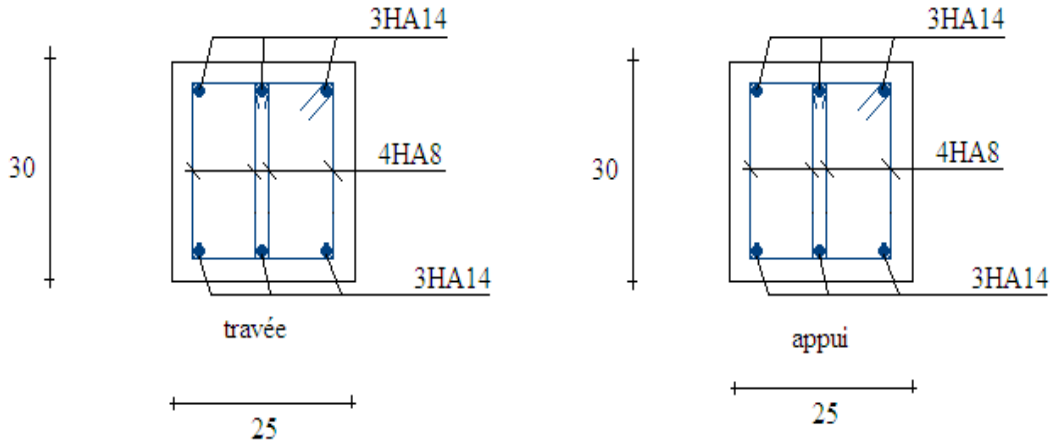


Figure V.2.6 Disposition des armatures des poutres secondaire rives et intermédiaire

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

	cas	N KN	My KN.m	Mx KN.m	Comb	A_{cal}	Amin (CBA) B/1000	Amin (RPA) 0.009*b*h	Ax,y choisi (cm^2)
I 35 4 EME	N_{max} M_{corr}	-226.24	7.13	0.25	1.35G+1.5Q	**2.8**	**1.22**	11.02	8HA14= 12.32
	M_{max} N_{corr}	-140.48	95.32	20.11	G+Q+Edy	**6.09**			
	N_{min} M_{corr}	-35.49	55.99	10.08	0.8G+Edx	**4.06**			
R 35 4 EME	N_{max} M_{corr}	-176.65	27.81	2.6	1.35G+1.5Q	2.8	**1.22**	11.02	8HA14 = 12.32
	M_{max} N_{corr}	-111.37	54.29	9.56	G+Q+Edy	2.98			
	N_{min} M_{corr}	74.63	-2.34	0.12	0.8G+Edx	2.8			
I 35 3EME	N_{max} M_{corr}	-479.27	11.65	4.58	1.35G+1.5Q	2.8	**1.22**	11.02	8HA14 = 12.32
	M_{max} N_{corr}	68.81	102.27	39.44	G+Q+Edy	7.55			
	N_{min} M_{corr}	-3.52	69.67	12.67	0.8G+Edy	5.60			
R 35 3 EME	N_{max} M_{corr}	-403.85	21.94	1.71	1.35G+1.5Q	2.8	**1.22**	11.02	8HA14 = 12.32
	M_{max} N_{corr}	-193.96	51.78	8.69	G+Q+Edy	2.8			
	N_{min} M_{corr}	210.78	-1.88	0.13	0.8G+Edx	2.8			
I 40 2 EME	N_{max} M_{corr}	-769.88	16.42	8.15	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	14.4	8HA16 = 16.08
	M_{max} N_{corr}	-25.98	167.85	42.12	G+Q+Edy	11.58			
	N_{min} M_{corr}	25.98	167.85	33.48	G+Q+Edy	11.58			
R 40 2EME	N_{max} M_{corr}	-633.22	30.37	1.67	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	14.4	8HA16 = 16.08
	M_{max} N_{corr}	-276.22	72.95	22.71	G+Q+Edy	3.20			
	N_{min} M_{corr}	276.22	72.95	18.92	G+Q+Edy	3.20			
I 40 1ER	N_{max} M_{corr}	-1060.46	14.38	7.12	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	14.4	8HA16 = 16.08
	M_{max} N_{corr}	51.22	149.84	51.40	G+Q+Edy	9.96			
	N_{min} M_{corr}	214.01	125.31	55.32	0.8G+Edy	6.23			
R 40 1ER	N_{max} M_{corr}	-1028.41	27.79	27.08	1.35G+1.5Q	3.20	1.6	14.4	8HA16 = 16.08
	M_{max} N_{corr}	353.32	76.46	27.87	G+Q+Edy	3.20			
	N_{min} M_{corr}	722.66	-2.93	1.11	0.8G+Edx	3.20			
I 45 RDC	N_{max} M_{corr}	-1369.35	13.05	6.54	1.35G+1.5Q	3.6	2.02	18.22	12HA14 = 18.47
	M_{max} N_{corr}	120.77	145.43	40.43	G+Q+Edy	7.47			
	N_{min} M_{corr}	343.90	129.24	33.50	0.8G+Edy	3.78			
R 45 RDC	N_{max} M_{corr}	-1663.88	33.46	81.92	1.35G+1.5Q	3.6	2.02	18.22	12HA14 = 18.47
	M_{max} N_{corr}	636.15	-104.94	39.90	0.8G+Edy	3.6			
	N_{min} M_{corr}	1193.12	-5.66	1.22	0.8G+Edx	3.6			
I 50 S/SOL	N_{max} M_{corr}	-1797.25	4.12	2.49	1.35G+1.5Q	4	2.5	22.5	12HA16 = 24.13
	M_{max} N_{corr}	-1633.93	-39.59	5.89	G+Q+Edy	4			
	N_{min} M_{corr}	135.30	6.97	2.90	0.8G+Edy	4			
R 50 S/SOL	N_{max} M_{corr}	-905.96	15.84	4.65	1.35G+1.5Q	4	2.5	22.5	12HA16 = 24.13
	M_{max} N_{corr}	23.31	61.67	12.40	G+Q+Edy	4			
	N_{min} M_{corr}	529.87	17.90	23.70	0.8G+Edy	4			

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

Tableau V.3.2 vérification à l'E.L.S

[σb]=15MPa
[σs]=202 MPa

Section	Nser (kn)	My (kn.m)	Mx (kn.m)	situation	A (cm^2)	Fissur	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [$\bar{\sigma}$b]	σs ≤ [$\bar{\sigma}s$]
Rive 35x35	294.90	16.7	1.23	G+Q	12.32	Préju	2	29.2	oui	oui
Inter 35x35	350.25	8.46	3.29	G+Q	12.32	Peu nui	3.1	-	oui	-
Rive 40x40	628.16	17.34	0.26	G+Q	16.08	Préju	4.2	60.7	oui	oui
Inter 40x40	773.97	10.46	5.11	G+Q	16.08	Peu nui	4.4	-	oui	-
Rive 45x45	795.84	24.42	0.32	G+Q	18.47	Préju	4.3	62	oui	oui
Inter 45x45	999.53	9.41	4.68	G+Q	18.47	Peu nui	4.5	-	oui	-
Rive 50x50	345.73	11.91	0.14	G+Q	24.13	Préju	1.5	21.6	oui	oui
Inter 50x50	1307.38	2.94	1.78	G+Q	24.13	Peu nui	4.2	-	oui	-

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	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	
RDC	45 X 45	zone nodale	10	0.49	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.21	
S/SOL	50 X 50	zone nodale	10	0.43	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.17	

❖ **schémas des poteaux :**

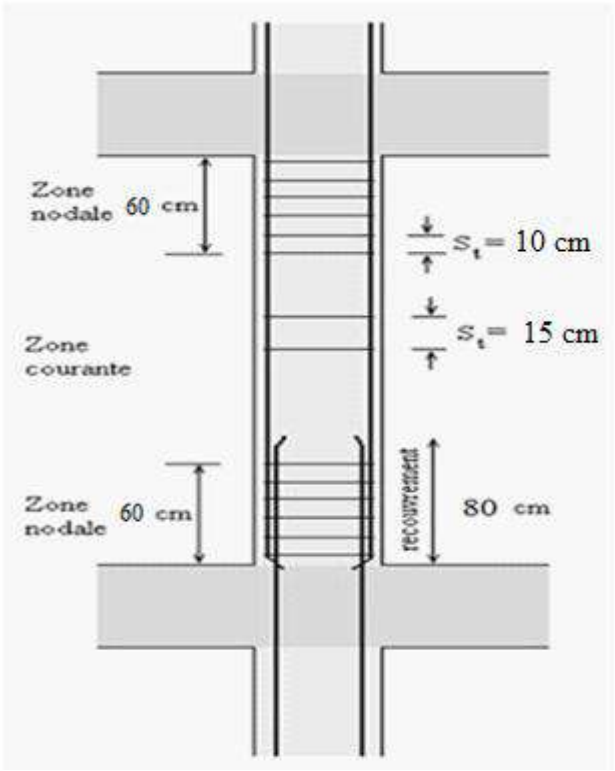


Figure V.3.1 Disposition des armatures pour les poteaux

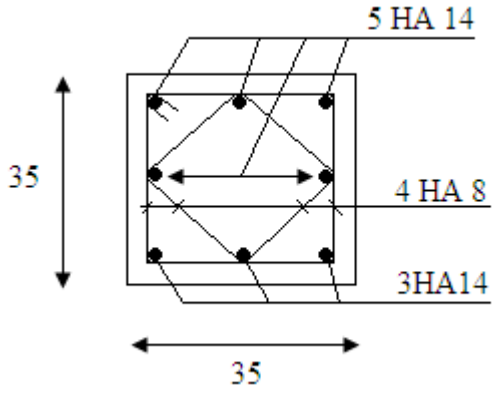


Figure V.3.2 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3, 4

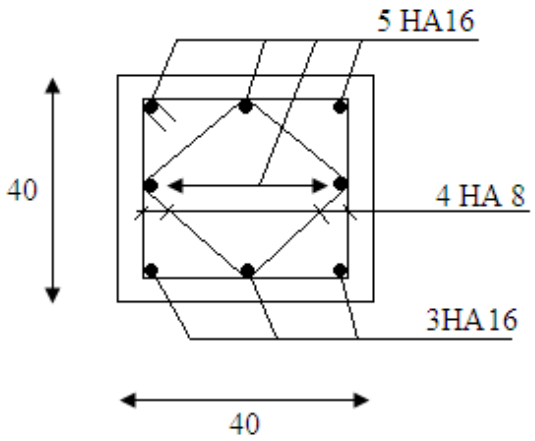


Figure V.3.3 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 1.2

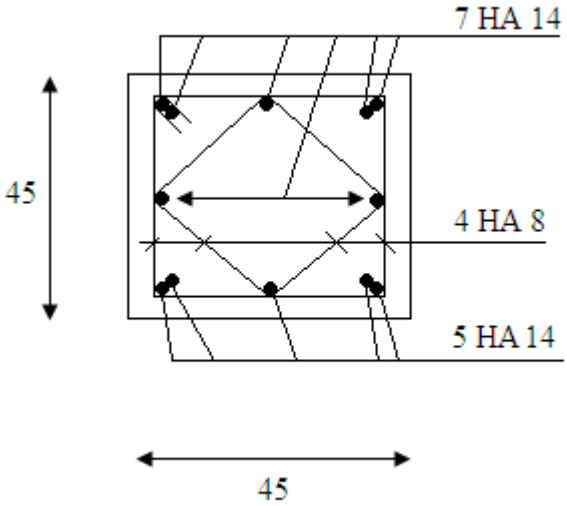


Figure V.3.4 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire RDC

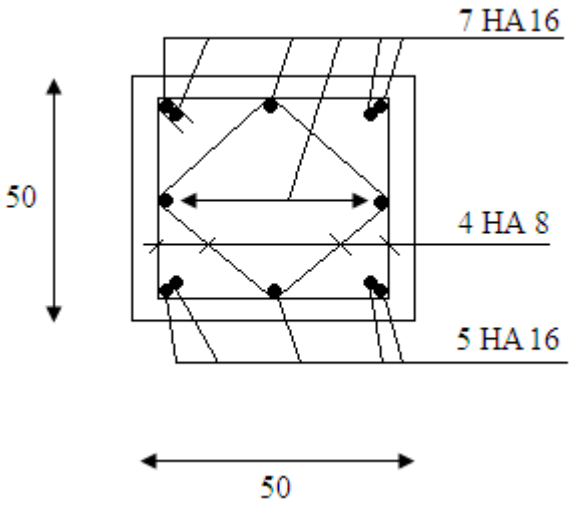


Figure V.3.5 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire sous sol

V.4 Ferraillage des voiles :

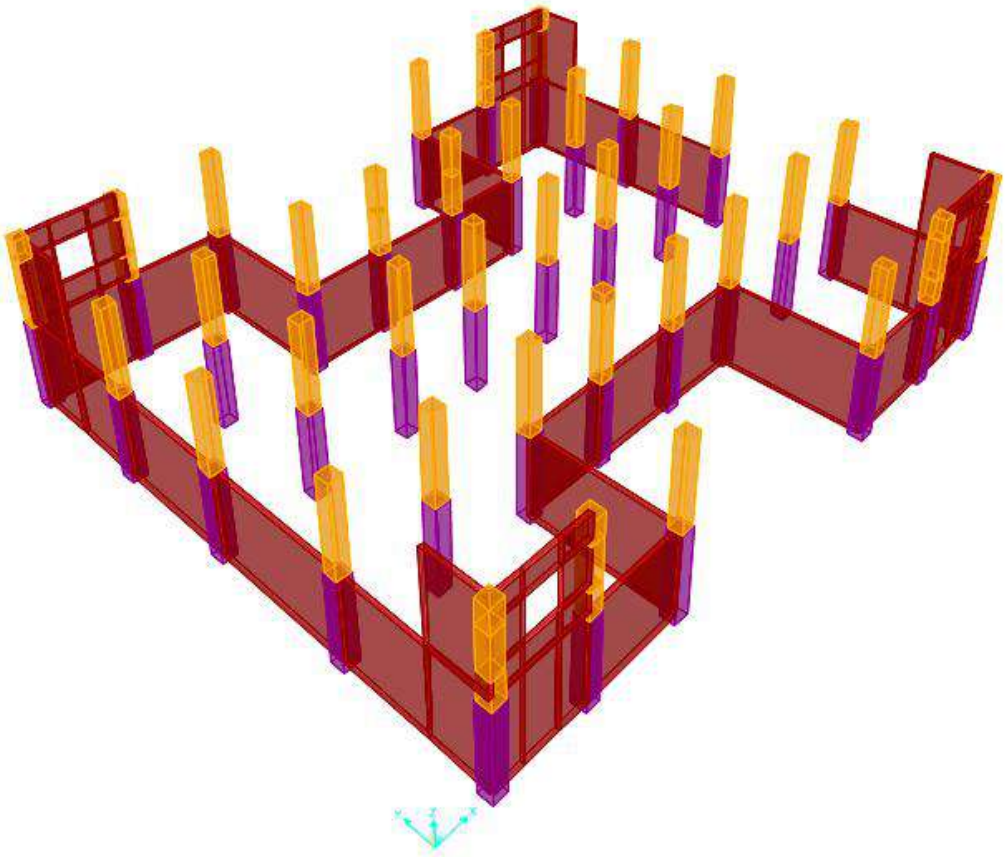


Figure V.4.1 Disposition des voiles

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
Sous-sol	X	$V_{1.2.3.4}$	15x315	664.42	151.54	536.66	ACC	SEC	13.2	7.08	4.72	20	10	2x(16HA12 = 18.1)
		$V_{1.2.3.4}$	15x345	1163.81	39.48	246.38	ACC	SEC	14.4	7.76	5.17	20	10	2x(18HA12 = 20.36)
		$V_{1.2.3.4}$	15x295	604.63	1.52	103.76	ACC	SEC	12.4	6.63	4.42	20	10	2x(15HA12 = 16.96)
		$V_{1.2}$	15x330	612.63	2.92	115.58	ACC	SEC	13.8	7.42	4.95	20	10	2x(17HA12 = 19.23)
	Y	$V_{1.2.3.4}$	15x510	1590.04	663.9	383.37	ACC	SEC	21	11.47	7.65	20	10	2x(33HA12 = 37.32)
		V_1	15x495	1075.85	1.66	-175.29	ACC	SEC	20.4	11.13	7.42	20	10	2x(33HA12 = 37.32)
		$V_{1.2}$	15x430	1005.65	1.47	-152.48	ACC	SEC	17.8	9.67	6.45	20	10	2x(28HA12 = 31.67)
		$V_{1.2.3.4}$	15x470	1200.50	230.78	337.63	ACC	SEC	19.4	10.57	7.05	20	10	2x(32HA12= 36.19)
RDC		$V_{1.2.3.4}$	15x200	1062.45	1267.5	431.01	ACC	SPT	8.6	4.5	3	20	10	2x(13HA12= 14.70)
1ere		$V_{1.2.3.4}$	15x200	548.28	941.50	477.79	ACC	SPT	8.6	4.5	3	20	10	2x(13HA12= 14.70)
2eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	374.94	574.96	346.74	ACC	SPT	8.6	4.5	3	20	10	2x(13HA12= 14.70)
3eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	326.42	451.45	277.51	ACC	SPT	8.6	4.5	3	20	10	2x(13HA12= 14.70)
4eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	218.10	202.96	63.41	ACC	SEC	8.6	4.5	3	20	10	2x(13HA12= 14.70)

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
Sous-sol	X	$V_{1.2.3.4}$	15x 315	461.25	1.36	18.1	0.9	13.2	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x345	393.47	1.74	20.3	0.7	10.3	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x295	663.13	1.39	16.96	1.3	20.2	oui	oui
		$V_{1.2}$	15x330	712.29	2.49	19.23	1.3	19.4	oui	oui
	Y	$V_{1.2.3.4}$	15x 510	797.26	0.62	29.41	0.9	14	oui	oui
		V_1	15x495	750.39	1.60	28.27	0.9	13.6	oui	oui
		$V_{1.2}$	15x430	861.28	1.47	24.88	1.2	18	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x470	582.85	0.47	27.1	0.7	11.1	oui	oui
RDC		$V_{1.2.3.4}$	15x200	397.15	7.39	11.31	1.2	18.7	oui	oui
1ere		$V_{1.2.3.4}$	15x200	347.87	78.40	11.31	1.6	24.3	oui	oui
2eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	276.43	81	11.31	1.4	21.4	oui	oui
3eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	194.64	89.28	11.31	1.3	18.6	oui	oui
4eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	110.92	109.83	11.31	1.2	17.1	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 $\bar{V} = 1.4V_{calcul\ é}$

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 = 20 cm . On an 16 barres horizontales

Donc ; A_t = 12.56 cm^2 = 16HA10

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
s.sol	X	$V_{1.2.3.4}$	15	306	536.66	1.81	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	15	306	246.38	0.83	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	15	306	103.76	0.35	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2}$	15	306	115.58	0.39	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
	Y	$V_{1.2.3.4}$	15	306	383.37	1.29	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.}$	15	306	175.29	0.59	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2}$	15	306	152.48	0.51	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	15	306	337.63	1.14	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
RDC		$V_{1.2.3.4}$	15	306	431.01	1.46	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
1ere		$V_{1.2.3.4}$	15	306	477.79	1.61	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
2eme		$V_{1.2.3.4}$	15	306	346.74	1.17	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
3eme		$V_{1.2.3.4}$	15	306	277.51	0.94	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
4eme		$V_{1.2.3.4}$	15x150	306	63.41	0.21	5	oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57

- **Armatures transversales**

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

Tableau V.4.1.2.2 : diamètre des armateurs transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
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.

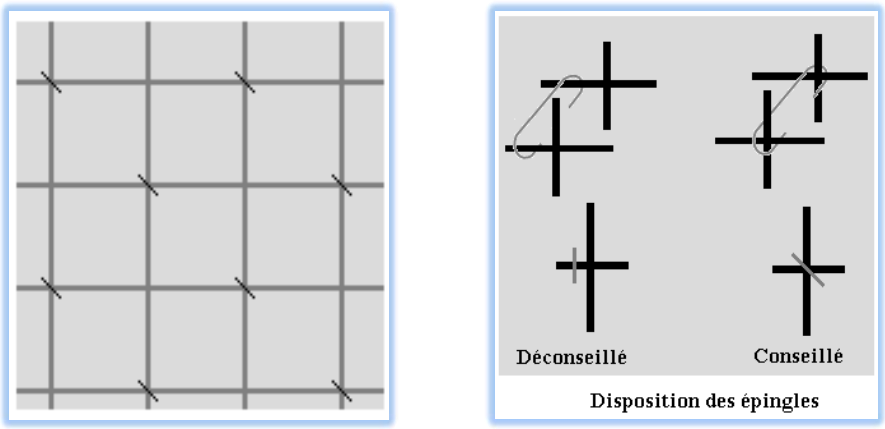


Figure V.4.2 disposition des armateurs transversaux (épingles)

❖ **Schémas des voiles pleins :**

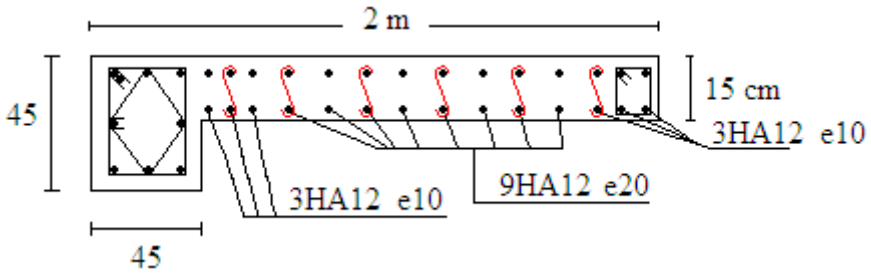


Figure V.4.3 Disposition des armatures dans les voiles 15x200

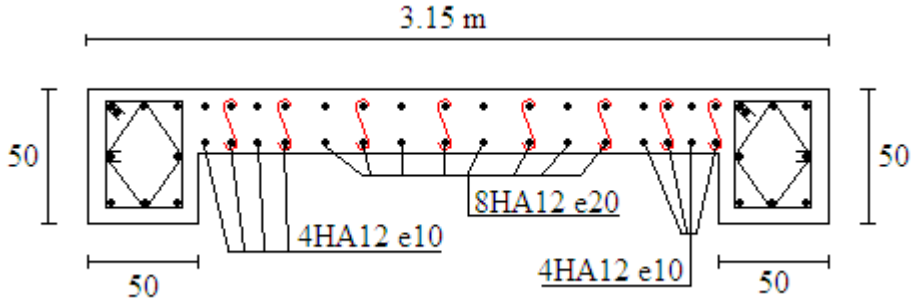


Figure V.4.4 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x315

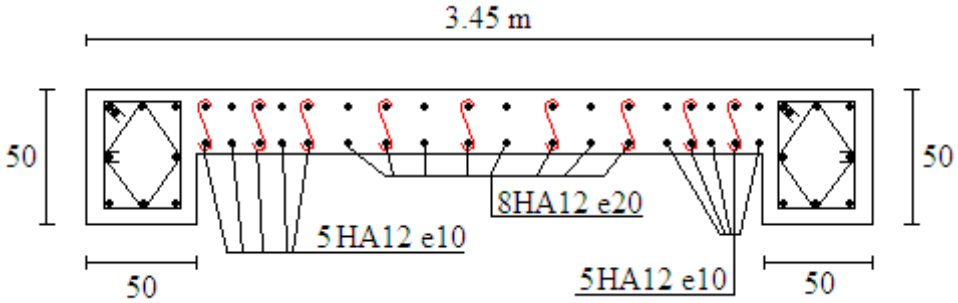


Figure V.4.5 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x345

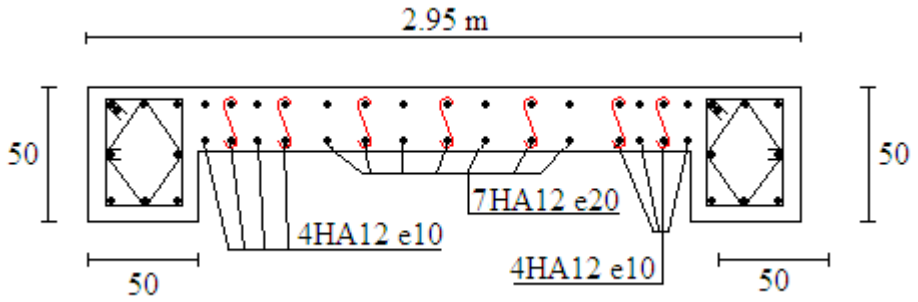


Figure V.4.6 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x295

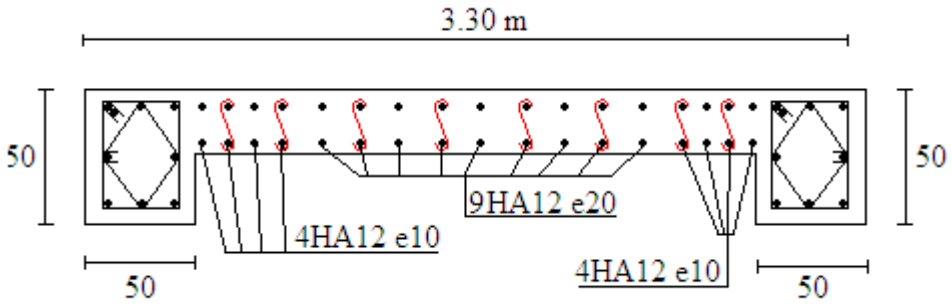


Figure V.4.7 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x330

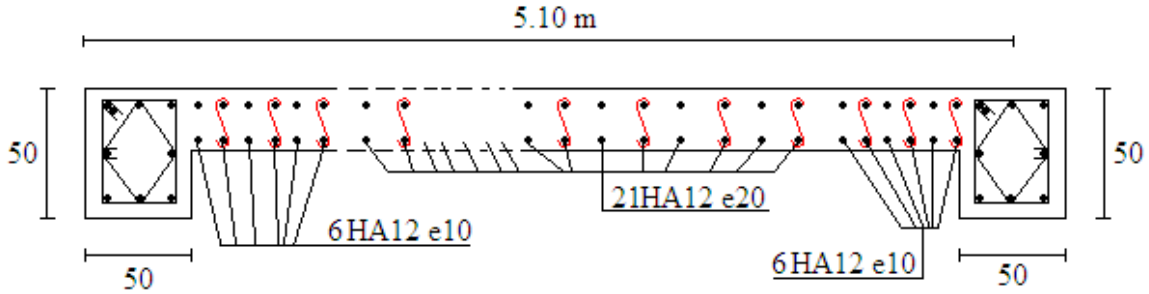


Figure V.4.8 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x510

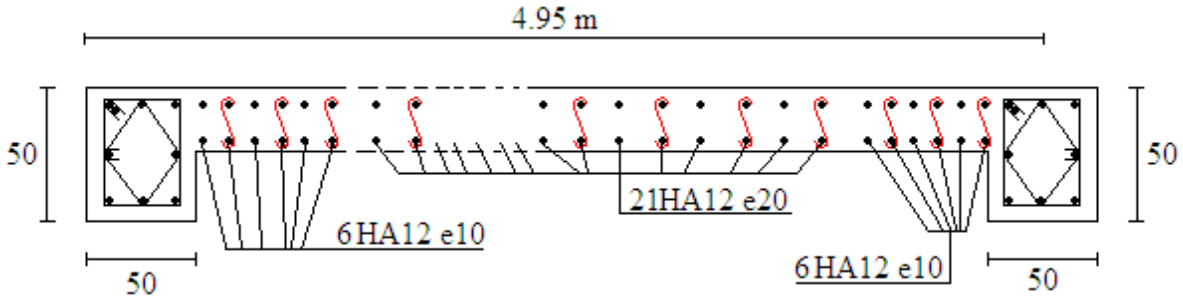


Figure V.4.9 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x495

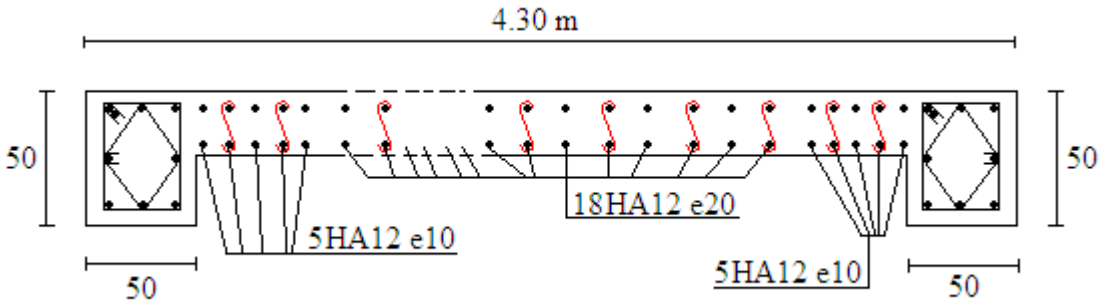


Figure V.4.10 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x430

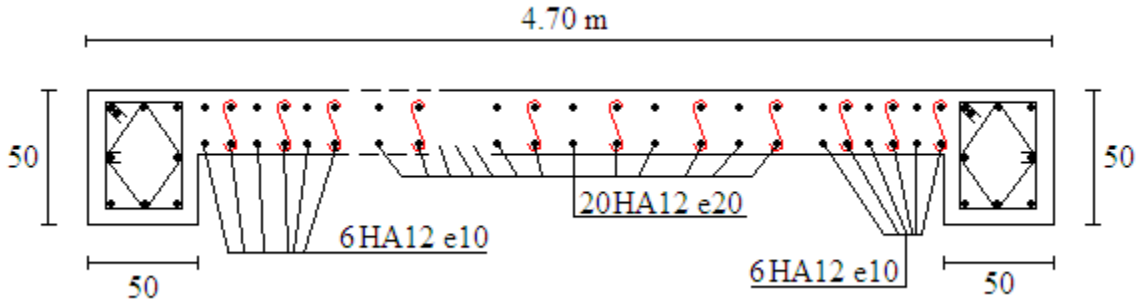


Figure V.4.11 Disposition des armatures dans les voiles sous sol 15x470

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.4.2.a.1 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	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	873.25	289.30	371.43	ACC	SEC	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	674.11	262.88	352.66	ACC	SEC	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	405.68	203.42	277.58	ACC	SEC	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	224.92	164.90	229.26	ACC	SEC	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	77.20	92.11	135.07	ACC	SPT	4.5	2.92	4.72	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	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	236.50	14.80	7.92	1.8	27	oui	oui
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	199.02	21.15	7.92	1.8	26.4	oui	oui
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	148.33	-25.58	7.92	1.6	23.7	oui	oui
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	104.69	-25.20	7.92	1.4	19.7	oui	oui
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	49.67	-28.36	7.92	1.1	16.2	oui	oui

- **Las armateurs horizontaux**

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

- ou : $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0 d}$ avec $\overline{V} = 1.4V_{calcul\ é}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile = 0.9h
- h : hauteur totale de la section brute
- $\phi t \leq \dfrac{1}{10}.a$ ϕt =1 cm
- $S_h \leq \dfrac{A*h}{0.003}$
- $S_h \leq \min(1.5a\ ;\ 30)$ ►► [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 = 20 cm . On an 16 barres horizontales
- Donc ; A_t = 12.56 cm^2 = 16HA10

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	306	371.43	1.35	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15	306	352.66	1.29	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	277.58	1.01	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	229.26	0.83	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	135.07	0.49	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57

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: $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 * d}$ avec $\bar{V}_u = 1.4 V_u$

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:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

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]

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

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:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

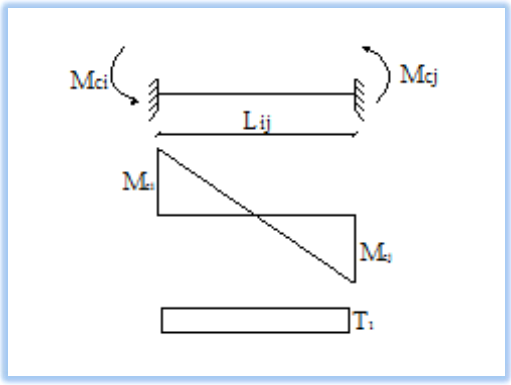


Figure V.4.12 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

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:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad [3]$$

$V = V_u$ (sans majoration)

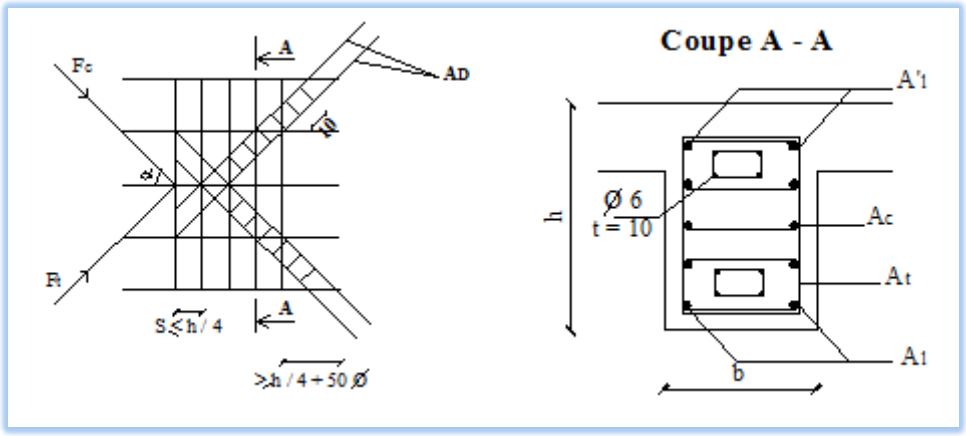


Figure V.4.13 Armatures du linteau selon le RPA 99

- **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 (cm²)		A_{choisi} cm²
									A_{CAL}	A_{min}	
RDC / 1ere	166	15	120	721.96	4.51	Traction / compression	76.34	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
1 ere / 2 eme	166	15	120	619.67	3.87	Traction / compression	120.77	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
2 eme / 3 eme	166	15	120	435.41	2.72	Traction / compression	146.96	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
3 eme / 4 eme	166	15	120	252.15	1.58	Traction / compression	174.54	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05

- **Les armateurs diagonales**

Tableau V.4.2.b.2 Calcul les armatures diagonales

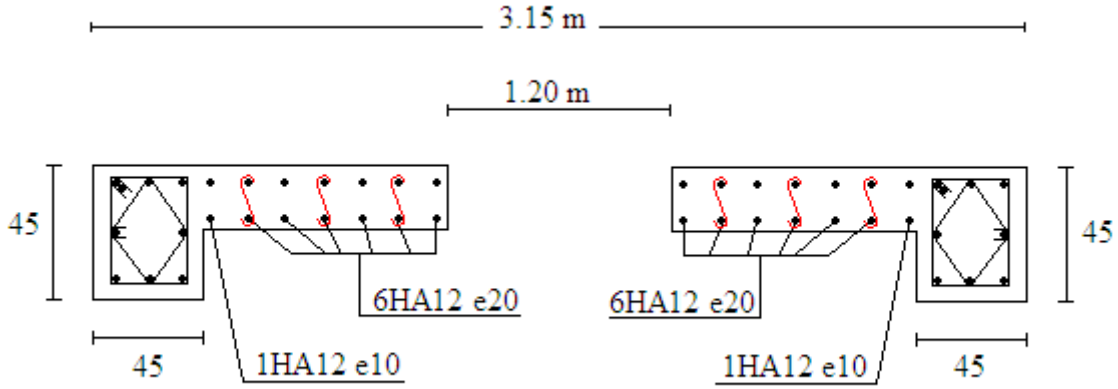
	A_D cm²		A_{choisi} cm²	A_t cm²	S_t cm
	A_{CAL}	A_{min}			
RDC / 1ere	11.14	3.73	8HA14=12.32	1Ø6	10
1 ere / 2 eme	9.56	3.73	8HA14=12.32	1Ø6	10
2 eme / 3 eme	6.72	3.73	8HA12=9.05	1Ø6	10
3 eme / 4 eme	3.89	3.73	8HA10=6.28	1Ø6	10

- **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		A_{choisi}
										Atcal	At_{min} RPA	A_{CAL}	A_{min}	
RDC / 1ere	0.72	linteau court	721.96	240.85	240.85	401.42	1443.92	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
1 ere / 2 eme	0.72	linteau court	619.67	240.85	240.85	401.42	1239.34	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
2 eme / 3 eme	0.72	linteau court	435.41	240.85	240.85	401.42	870.82	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
3 eme / 4 eme	0.72	linteau court	252.15	240.85	240.85	401.42	504.3	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92

❖ **Schéma des voiles avec ouverture**



VI.1 Etude du sol

VI.1.1 Introduction

Le sol constitue un support indispensable a 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 Situation du projet

Le projet est situé dans la wilaya de Ain Defla (ville)
Le projet est un bâtiment en (R+4 + sous sol)

VI.1.3 Compagne d'investigation

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectues :
Réalisation des essais in situ :
- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'a 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.1.4 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} = 1.50 bar
- ❖ La masse volumique humide $\gamma_{sol} = 18Kn/m^3$

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 a 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 :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

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 : $A = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.50 bars

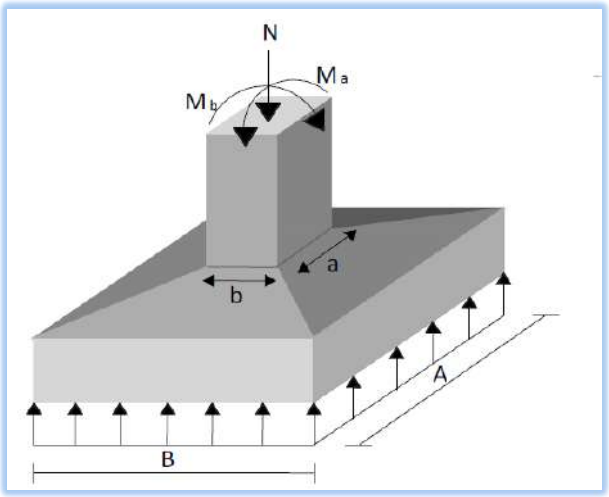


Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux

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 :

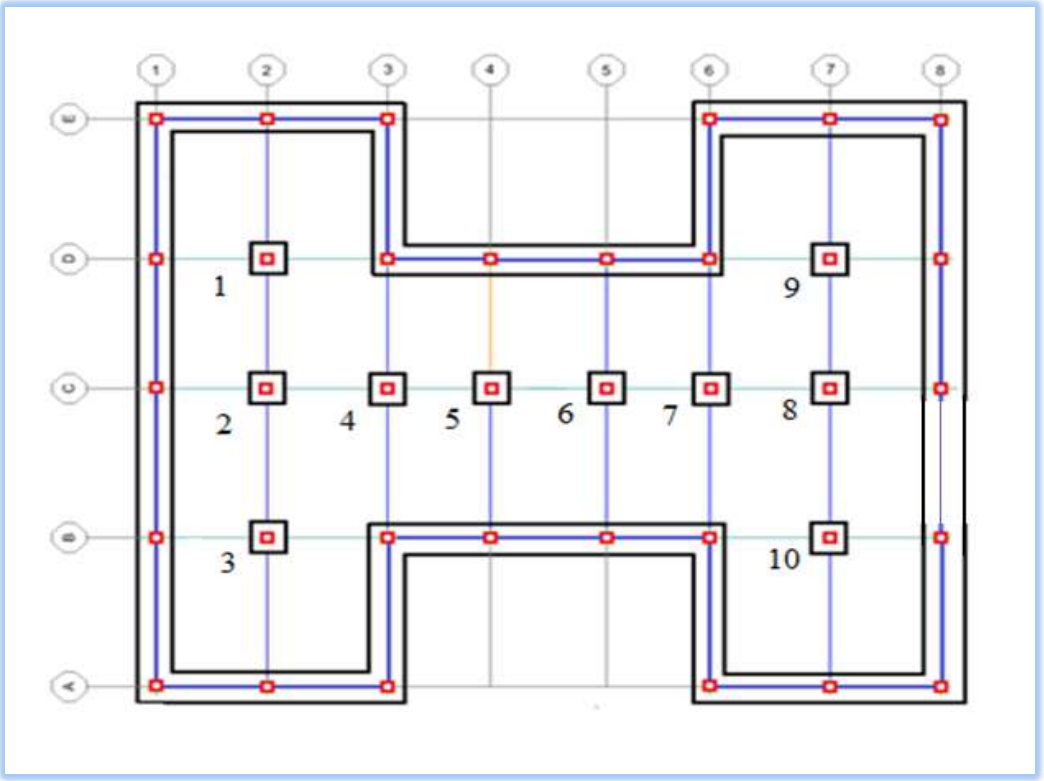


Figure VI.2 Représentation initiale des semelles

VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées

N =1307.50KN
Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$
A= $\sqrt{S}$ = 2.95 m

d≥ $\frac{B-b}{4} = \frac{295-50}{4}$ = 61.25 cm on adopte d = 65 cm
c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 65 + 3 + 1.2/2 = 68.6 cm on adopte h =70 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}= 1307.50 KN

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ = 2.95^2 * 0.7 * 25 = 152.29 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.5 ^{2} * (2-(0.3+0.7)) * 25 = 6.25 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 2.95^2 * (2-0.7)* 18 = 203.64 KN

$\sigma = \frac{(1307.50 + 152.29 + 6.25 + 203.64) * 10^{-3}}{2.95^2}$ = 0.19 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition non verifier**

Alors on augmente la section de semelle
On chois A= 3.5m

d $\geq \frac{B-b}{4} = \frac{350-50}{4}$ = 75 cm on adopte d = 76 cm
c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 76 + 3 + 1.2/2 = 79.6 cm on adopte h =80 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 1307.50 KN

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ = 3.50^2 * 0.8 * 25 = 245 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = (0.5) ^{2} * (2-(0.3+0.8)) * 25 = 5.62 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = (3.50)^2 * (2-0.8)* 18 = 264.6 KN

$\sigma = \frac{1307.50 + 245 + 5.62 + 264.6}{3.50^2}$ = 0.14 MPa < σ_s = 0.15 MPa **condition vérifier**

La section choisi est 3.5*3.5 m^2

VI.3.1.3 Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$

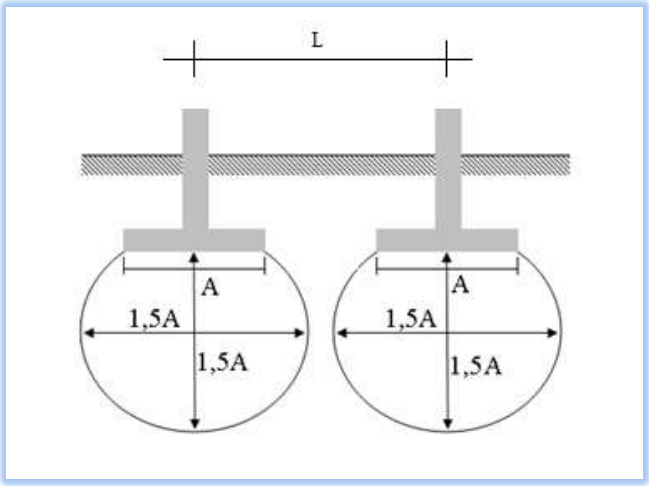


Figure VI.3 Les bulles de pression

Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

L (m)	A (m)	À (m)	$\frac{1.5(A+À)}{2}$	$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$
3.45	3.50	3.50	5.25	non
2.95	3.50	3.50	5.25	non
3.30	3.50	3.50	5.25	non

Tableau VI.2 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

L (m)	A (m)	À (m)	$\frac{1.5(A+À)}{2}$	$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$
4.95	3.50	3.50	5.25	non
4.30	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. SF2
- Semelles filantes sous voiles. SF1 ; SF3

VI.3.2 Semelles filantes

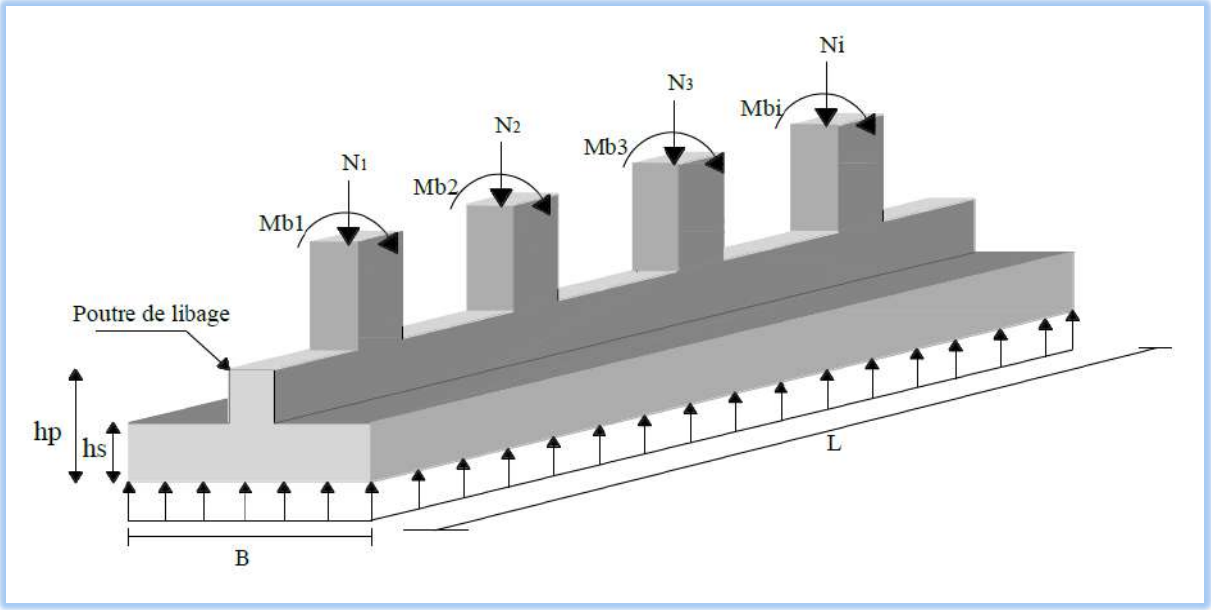


Figure VI.4 schéma semelle filantes

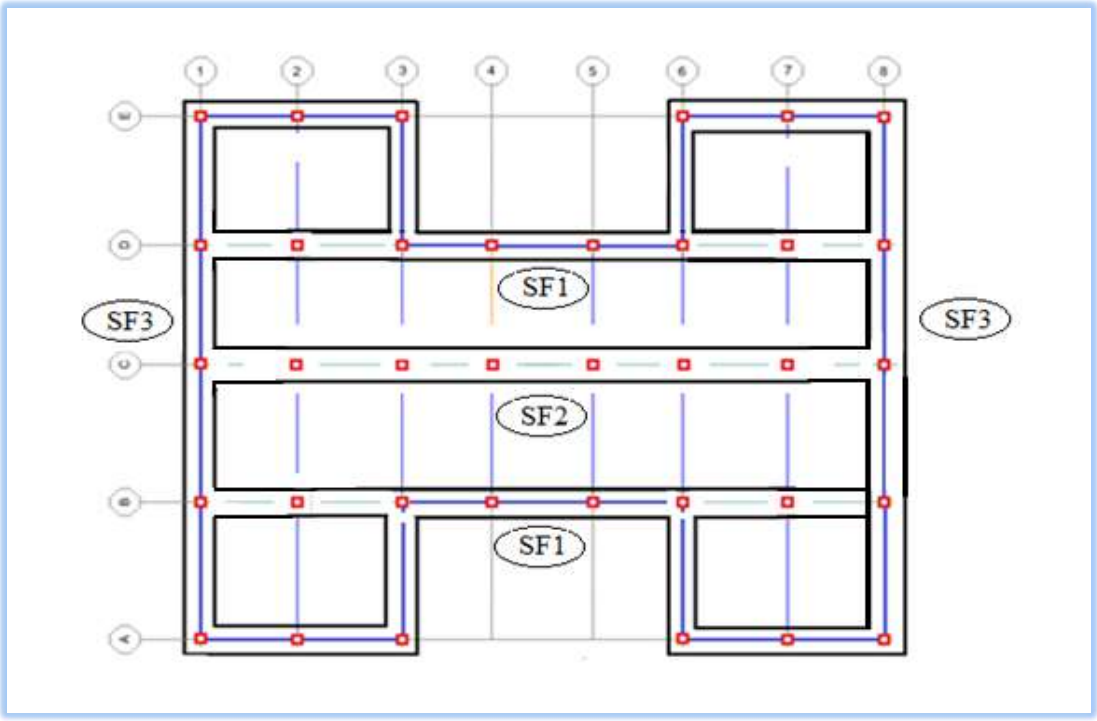


Figure VI.5 Représentation des semelles filante

VI.3.2.1 dimensionnement de semelle 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 ; E= $3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.86 MPa

$I = \frac{b*h^3}{12}$; h : hauteur de poutre de libage

La hauteur de semelle :

h= d+c+ϕ/2

1. $d \geq \frac{B-b}{4}$
2. $C = 3\ cm$
3. ϕ/2= 12/2= 6 mm = 0.6cm

- **Pré dimensionnement de poutre de libage**

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4{}_{max}}{E}}$ tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

TableauVI.3 poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm^3)	hp (m)	b (m)
PL	3.45	4	0.60	0.50

TableauVI.4 données de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF2	23.40	5494.25	50	1.58	2.00	35	45

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N_{ser}= 5494.25 KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} = 24.2*2*0.45*25= 544 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton} = 0.5^2*(2-(0.45+0.3))*25 = 7.81 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 24.2*2*(2-0.45)*18=1350.35 KN

$$\sigma = \frac{(5494.25 + 490 + 7.5*8 + 1215.3)*10^3}{2000*24200} = 0.15 \leq \sigma_s = 0.15 \text{ MPa}$$ **(condition vérifier)**

VI.3.2.2 dimensionnement de semelle sous voiles et poteaux :

TableauVI.5 données de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	33.6	6413.50	50	1.30	2.00	35	45
SF3	20.85	3895.9	50	1.25	2.00	35	45

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

SF1 :

N_{ser}= 6413.50KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =33.6*2*0.45*25 = 756 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton} = 0.5^2*(2-(0.3+0.45))*25 = 7.81 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 33.6*2*(2-0.45)*18 =1874.88 KN

$\sigma = \frac{(6413.50 + 756 + 7.81*10 + 1874.88)*10^3}{2000*33600}$ = 0.13 ≤ σ_s= 0.15 MPa **(condition vérifier)**

SF3 :

N_{ser}= 3895.9KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} = 20.85*2*0.45*25 = 469.1 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton} = 0.5^2*(2-(0.3+0.45))*25 = 7.81 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 20.85*2*(2-0.45)*18 = 1163.4 KN

$\sigma = \frac{(3895.9 + 411 + 7.81*5 + 1019.46)*10^3}{1800*20850}$ = 0.13 ≤ σ_s= 0.15 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-Y (SF1 et SF2)

L (m)	**B (m)**	**$\grave{B}$ (m)**	**$L - \frac{(B + \grave{B})}{2}$ (cm)**	**$L - \frac{(B + \grave{B})}{2}$ >50 cm**
4.30	2.00	2.00	230	oui

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles .

❖ **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 :**

$$A = N(1 + \frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2)*B(m)}{4} \quad ; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

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	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF2	5494.25	1170.33	0.50	2.00	4.15	2.07

ELU

Tableau VI.8 Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF2	5941	28.97	0.50	2.00	3.41	1.70

▪ **Récapitulation:**

Tableau VI.9 le ferraillage finale de filante SF2 sous poteaux

	A_{prin} finale (cm^2)	A_{rep} finale (cm^2)	S_{prin}(cm)	S_{rep} (cm)
SF2	8HA12= 9.05	6HA10 = 4.71	15	20

VI.3.2.3 Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque 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	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF2	5494.25	1170.33	0.21	2.00	0.5	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
SF2	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) ou rectiligne .

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

	$Ni_{(ELU)}$ (KN)	$Ni_{(ELS)}$ (KN)	L(m)	q_u (KN /m)	q_{ser} (KN /m)
PL	5941	5494.25	23.40	352.7	327.08

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	428.9	332.2	380.5	238

VI.3.2.6 Calcul du ferraillage

1. **Armatures longitudinales**

Calcul a l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\emptyset}{2} \quad , \quad \mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} \quad \text{on a } \mu \leq \mu_l = 0.392$$

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 (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL	Travée	332.2	57	18.69	0	11HA16=22.12
	Appui	428.9	57	23.45	0	12HA16=24.13

❖ **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} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL	Travée	22.12	238	8.8	**oui**
	Appui	24.13	380.5	13.7	**oui**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

❖ **Armatures de peau**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm 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 à :

$\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, 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	685.4	2.40	3.3	6HA8=3.02	10	15

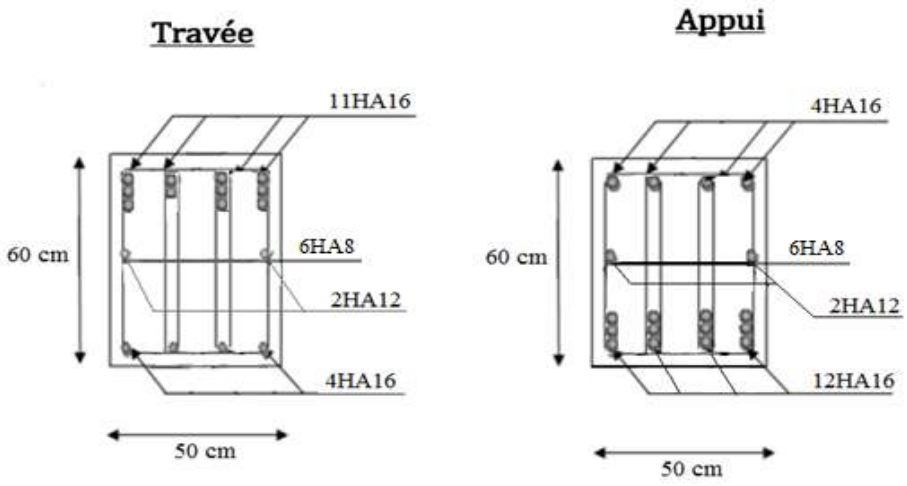


Figure VI.6 disposition du ferraillage de la poutre de libage

❖ **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	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF1	6413.5	4872	0.50	2.00	5.47	2.73
SF3	3895.9	2666	0.50	2.00	5.07	2.53

ELU

Tableau VI.18 Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF1	10117	4353.25	0.50	2.00	6.64	3.32
SF3	4905	2258.92	0.50	2.00	5.33	2.66

- **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)
SF1	8HA12= 9.05	6HA10 = 4.71	15	20
SF3	8HA12= 9.05	6HA10 = 4.71	15	20

VI.3.2.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque 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)	e_0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	10117	4353.25	0.43	2.00	0.5	oui
SF3	4905	2258.92	0.46	2.00	0.5	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	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF1	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF3					

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) ou rectiligne .

VI.4. 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.4.1. 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) = (25 x 30) cm².

VI.4.2. 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.22 de coefficient α

Site	zone		
	I	IIa	**IIb** et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

Les sollicitations de calcul sont

a) **l'E L U :**

N_u = 1797.47 Kn

$$f_u = \frac{1797.47}{10} = 179.74 \text{ Kn}$$

b) **l'E L S :**

N_{ser} = 1307.53 Kn

$$f_{ser} = \frac{1307.53}{10} = 130.75 \text{ Kn}$$

VI.4.3. Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :
à l'état limite ultime
Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{179.74*10^3}{348}$ = 516.5 mm^2 = 5.16 cm^2

A_{choisi} = 6HA12 = 6.79 cm^2

Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}}$$

B= bxh = 25x30 = 750 cm^2 $\leq B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{679*400}{2.1}$ = 129333.33 mm^2 = 1293.33 cm^2

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes a l'etat limite de service

La fissuration est considérée com me préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{130.75*10^3}{679}$ =192.56 MPa

$\bar{\sigma}_s$ = min $\left[\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

Donc $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section minimale donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0.6*b*h}{100}$

$A_{min} = \frac{0.6*25*30}{100}$ = 4.5 cm^2

Alors on adopte : A_{chosi} = 6.79 cm^2

❖ **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)

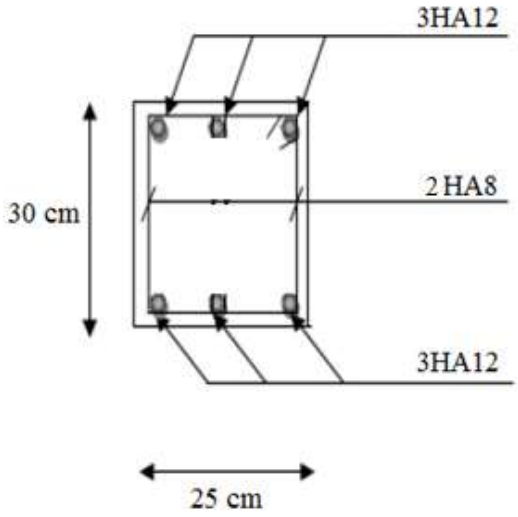
$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3}$ = 4 mm

On adopte φ_t = 8 mm

A_t = 4T8 = 201 mm^2

❖ **Espacement:**

$S_t \leq \min [20 \text{ cm} ; 15 \varphi_l] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}]$
On adopte : $S_t = 15$ cm



s

Conclusion

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d’ingénieur, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être 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 se 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 de l'ingénieur 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 v16
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- Microsof excel