REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment en(RDC+6 étages) à usage multiple (Habitation + Commerce)

Présenté par **:**

ZIGADI Oumaima

Proposé et Dirigé par

Mr. KHELLADI Mohamed

Promotion 2022



REMERCIMENT

Tout d'abord je veux remercier ALLAH pour me guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour me donner du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Avec une chaleureuse considération, je veux aussi à remercier mes très chers parents pour tout le soutien, moral et financier qu'ils nous apporté tout au long de notre parcours.

***Je** veux remercier très sincèrement mon promoteur, Ms KHALADI Mohamed pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience ; son dévouement et ses conseils.*

***M**es gratitudes à tous les membres de jury pour avoir accepté de juger mon travail.*

***Mes** sincères remerciements au bureau d'études dans lequel j'ai formé ;Ms MOSSAB Aiache ; Ms YAHIAOUI Sofiane et surtout Mm HANBLI NAWAL pour son accueil et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.*

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

***E**nfin je remercie tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

ZIGADI Oumaima



DIDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde :

***A Mes chers parents** :*

Pour leur tendresse, leurs sacrifices et leurs précieux conseils. Pour les soutenir dans les moments difficiles grâce à vous, je suis ou je suis. que dieu les gardes et préserve.

***A** ma chère sœur ABLA et ses filles ;*

***A** mes chers frères. HICHAM. HAMZA. BILAL et ses enfants ;*

***A** mes chers frères YOUCEF. FIRES ET ABDRAOUF ;*

Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré. Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.

***À** mes amies intimes : OUISSAM. CHOUROUK. IKRAM ;*

***A** Tous mes collègues de la M2 génie civile ;*

***À** ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment ;*

***Je** dédie ce modeste travail.*

Oumaima

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكاني و تجاري مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية البليدة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا .(III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول 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.«ROBOT 2014»

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

الكلمات المفتاحية :الدراسة الزلزالي ,الاساس ,الخرسانة المسلحة , التسليح , الهياكل.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (RDC+6) qui sera implanté à BLIDA, cette région est classée dans la zone III.

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 (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT 2014 ».

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

Mot clés : structures ; ferraillage ;béton armé ;fondation ;étude sismique.

Abstract :

This project is a study of a building for office purpose (ground+6 stories), will be implanted at BLIDA city; this region is classified in the zone of high seismicity III

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 (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT 2014 ».

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

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

SOMMAIRE:

Résumé……..

Remerciement……...

Dédicace……

Liste des tableaux……...…….…….

Liste des figures……

Notations ……

Introduction générale …….

Chapitre I : GENERALITES

I.1. Présentation de l'ouvrage …… 02

I.2 Description de l'ouvrage ……....02

I.3.Caractéristiques dimensionnelles ……03

I.3.1.Dimensions en plan du bâtiment 03

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment ……03

I .4.Conception structurelle.....04

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux ……04

I.5.1.Béton ……04

I.5.2.L'acier……..08

Conclusion ……10

Chapitre II : PREDIMENSTONEMENT

II.1. Introduction……11

II.2. Prédimensionnement des planchers…….....11

II.2.1. Plancher à corps creux……11
II.2.2. Dalle pleine…….....12
II.3. Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitation……13
II.3.1. Maçonnerie…….....13
II.3.2. Plancher terrasse…….....14
II.3.3. Plancher courant…….....15
II.4 Prédimensionnement des poutres……...17
II.5. Prédimensionnement des poteaux…….....19
II.6. Prédimensionnement des voiles.....…….....24

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

III .1. L'acrotère 26
III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation……..26
III.1.3. Calcul de ferraillage……26
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant…….28
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……..28
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme……..29
III.2. Planchers à corp creux……29
III. 2.1. La dalle de compression ……30:
III.2.2. Les poutrelles.....31
III.2.1.2. Ferraillage de la dalle de compression 51
III.3. Dalles Pleins 51
III.5.4. Dalle pleine triangulaire encastrée sur les 3 cotés**……**..52
III.5.4.1. Calcul du ferraillage……..54
III.5.4.1. Vérification de l'effort tranchant……55
III.3. les escaliers ……56
III.3.1. Introduction ……..56
III.3.3. Escalier à deux volées étage couront …….57
III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :…….57
III.3.3.4 Ferraillage des escaliers……60

III.4. Escalier à deux volées RDC:……..63

III.4.1 Pré dimensionnement :……63

III.3.4.1Evaluation des charges et surcharges :……64

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :……..66

III.5.- Calcul de la poutre palière :…….68

III.5.1.Evaluation des charges :……69

III.5.2.Ferraillage

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 72

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure 72

IV.2.1 Centre de masse 72

IV.2.2. Calcul de Centre de rigidité 73

IV.3. Voiles 77

IV.4 Calcul dynamique du bâtiment:……80

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale 80

IV.5. Les poteaux……95

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

INTRODUCTION……99

V.1. Calcul des poutres 99

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires ……100

V.2. Calcul des poteaux 105

V.2.1. Introduction.....106

V.2.3. Détermination des sections d'acier 108

V.2.4. Vérification à l'Etat Limite Service 108

V.2.5. Justification des poteaux vis-à-vis de l’effort tranchant.....109

V.2.6. Armatures transversales 110

V.3. Calcul des voiles 113
C.1. Les armatures transversales 115
C.2. Les armatures horizontales 118
..

Chapitre VI : ETUDE INFRA STRUCTURE

VI.1. Introduction 121
VI.2. Semelle filante sous deux poteaux et un voile 124
VI.2.2. Dimensionnement 124
VI.2.3. Calcul du ferraillage 125
VI.3.3.1. Dimensionnement de la Poutre de libage 127
VI.3.3.2. Ferraillage de la poutre de libage 129
VI.5. Les longrines 134
VI.5.1. Prédimensionnement 134
VI.5.2. Sollicitations 135
VI.5..3. Ferraillage 135

Conclusion……
Références bibliographiques…….
Annexe …….....

Liste des figures

Chapitre I : GENERALITES

Fig I.1. vue en plans architecture……..…03

Fig I.2. vue en plans de la coupe……...03

Fig I.3 : diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé……..…08

Fig I.4 : Diagramme de déformation-contrainte……...10

Chapitre II : PREDIMENSTONEMENT

Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux……12

Figure II-2: plancher en corps creux et dalle pleine ……..13

Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie……..13

Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse…….14

FigureII-5 : composants d'un plancher courant……..15

Figure II-6 : composants de la dalle de terrasse……..16

Figure II-7: composants de la dalle d'étage……17

FigureII-8: Dimensionnement de la poutre…….18

FigureII-9 : le poteau plus sollicité……..19

FigureII-10: Section réduite du poteau…….21

Figure II-11 :les poutres principal……24

Figure II-12: les poutres secondaires……..24

Figure II- 13 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…….25

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Fig. III-1: l'acrotère……..…26

Fig. III-12: Ferraillage de l'acrotère…….29

Figure III -3 : disposition constructive des armatures de la table de compression……..31

Fig. III.4. Dimensionnement de la poutrelle……...31

Fig. III.5. Poutrelle avant coulage…….….32

Figure III. 6: Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELU du plancher RDC...37

Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELS du plancher RDC…38

Figure III .8 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELU du plancher EC….39

Figure III.9: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELS du plancher terrasse……..….40

Figure III. 10. Détail de ferraillage de poutrelle pour RDC ……50

Figure III. 11 Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages d'habitations et terrasse

Fig.III.12. Schéma de la Table de compression……51

Figure III. 13. Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine…….……...52

Figure III -14 : ferraillage de la dalle triangulaire……..….56

Figure III.15: Dimensions de l'escalier…….…….57

Figure III.16: Schéma statique à l'E.L.U……..……...…59

Figure III.17: Schéma statique à l'E.L.S……..…60

Figure III.18: Dimensions de l'escalier……63

Figure III.19: Schéma statique à l'E.L.U……...…65

Figure III.20: Schéma statique à l'E.L.S…….66

Figure III.21: Ferraillage de l'escalier ……..71

.

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV -1 : dimension des voiles et poteaux…….74

Figure IV. 2. 1ére disposition des voiles……...77

Figure IV. 3. 2éme disposition des voiles…….……78

Figure IV. 4. 3éme disposition voiles…….…..79

igure IV. .5. 4éme disposition des voiles (disposition finale)…….…..80

Figure IV. 6. Spectre de réponse X et Y……..81

Figure IV – 7 : Le comportement des trois premiers modes ……..…..84

Figure IV. 8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……....87

Figure IV. 9: Distribution des forces sismiques……...…88

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

FIG V.1 :Ferraillage des poutres principales en RDC et EC……..105

FIG V.2:Ferraillage des poutres secondaires en RDC et EC…….105
..
FigureV.3 :.Définition de la zone nodale dans les poteaux……..…..107

FigureV.4.Disposition des armatures pour les poteaux ……112

FigureV.5.Ferraillage du poteau 35x35……...…..112

FigureV.6.Ferraillage du poteau 40x40…….….112

FigureV.7.Ferraillage du poteau 45x45……..113

Figure V.8. Disposition des voiles…….115

Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles……....117

Figure V.10. La zone de recouvrement des voiles……..…117

Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 20 cm …….119

Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 20 cm……..119

Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 20 cm……..……120

Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 20 cm……..…120

Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_5 d'épaisseur 20 cm…….….120

Chapitre VI : ETUDE INFRA STRUCTURE

Figure VI.1 **:**Schéma des Semelles isolées sous poteau……..123

Figure VI.2 : schémas d'une semelle filante sous voile et poteaux……124

Fig.VI.3**:** Ferraillage de la poutre de libage 01 en travée et en appuis……...132

*Fig.*VI.4: Ferraillage de la poutre de libage 02 en travée et en appuis.....133

*Fig.*VI.5: Ferraillage de la poutre de libage 03 en travée et en appuis.....133

*Fig.*VI.6: Ferraillage de la poutre de libage 05 en travée et en appuis……..…..133

*Fig.*VI.7 : Ferraillage de la poutre de libage 04 en travée et en appuis……..….134

*Fig.*VI.8: Ferraillage de la poutre de libage 06 en travée et en appuis…….134

*Fig.*VI.9: Ferraillage de la poutre de libage 07 en travée et en appuis………..134

*Fig.*VI.10: Ferraillage de la poutre de libage 08 en travée et en appuis……134

*Fig.*VI.11: Ferraillage de longrines……...136

*Fig.*VI.12 : vue en plans du fondation……137

*Fig.*VI.13: ferraillage des semelles filantes…….……137

Liste des tableaux

Chapitre I : GENERALITES

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….09.

Chapitre II : PREDIMENSTONEMENT

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison…….13

Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison…….....13

Tableau II-3: Charge permanente du plancher terrasse……..…...14

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant……....15

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse ……..…….16

Tableau II- 6: Charge permanente de la dalle d'étage…….....17

Tableau Ⅱ-7 : pré dimensionnement des poteaux…….....20

Tableau II.8.calcule de $\overline{N_u}$……..21

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations ……..…22

Tableau II.10. Détermination des charges permanentes……..23

Tableau Ⅱ-11 : vérifications de coffrage des poteaux……23

Tableau Ⅱ-12. vérification aux zones nodale……24

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Tableau III -1: Tableau des effort …….…….26.

Tableau III -2 : Les données…….…27

Tableau III -3 : les charges de la poutrelle avant collage…….…32

Tableau III -4 : Détermination le nombre des étaiements…….…..33

Le tableau III. 5:donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS……..33

Tableau.III.6: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU…..…37

Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS…….37

Tableau.III.8: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la EC à l'ELU…..…38

Tableau.III.9: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS…..…..39

Tableau.III.10 : Résultat final des poutrelles……...40

Tableau.III.11 : calcul ferraillage à l'ELU de RDC……..…….40

Tableau.III.12: calcul ferraillage à l'ELU de EC…….…...41

Tableau.III.13 : calcul ferraillage à l'ELU de RDC…….…..41

Tableau.III.14 : calcul ferraillage à l'ELU de EC…….……..42

Tableau.III.15: Tableau des données…….….42

Tableau.III.16 : Tableau des donées……..….44

Tableau III.17: Vérification à l'E.L.S aux appuis…….…47

Tableau III.18: Vérification à l'E.L.S aux appuis……48

Tableau III.19: Récapitulation des résultats de la flèche……..49

Tableau III.20: Récapitulation des résultats de la flèche…….……..50

Tableau III.21 : 34 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine……..…52

Tableau III. 22 :Vérification des contraintes à L'ELS……...…….55

Tableau III.23: Poids propre du palier de repos de l'escalier…….….58

Tableau III.24: Poids propre de la paillasse de l'escalier…….……58

Tableau III.25: Combinaison des charges de l'escalier……58

Tableau III.26 : les données…….60

Tableau III.27: Calcul des sections d'acier de l'escalier……...60

Tableau III.28: Les armatures de répartition……61

Tableau III.29: Vérification de l'espacement……61

Tableau III.30 : Vérification à l'E.L.S…….…….62

Tableau III.31.Vérification de la flèche de l'escalier……63

Tableau III.32: Poids propre du palier de repos de l'escalier……...……64

Tableau III.33-: Poids propre de la paillasse de l'escalier……..……..64

Tableau III.34: Combinaison des charges de l'escalier……..…..65

Tableau III.:35 : les données……..…...…..66

Tableau II.36: Calcul des sections d'acier de l'escalier……66

Tableau III.37: Les armatures de répartition……..…..67

Tableau III.38: Vérification de l'espacement……67

Tableau III.39: Vérification à l'E.L.S……..…68

Tableau III.40: les données……..……69

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV -1: Calcule de centre de masse……..73

Tableau IV -2: Calcule de centre de torsion……...….75

Tableau IV -3 : Calcule d'excentricité……..…76

Tableau IV**.** 4: Calcule d'excentricité…….…....76

Tableau IV -5 : Calcule d'excentricité totale……..77

Tableau IV. 6. Coefficient de comportement R……...82
….

Tableau IV. 7 : détermination du facteur de qualité Q de la structure…….…....82

Tableau IV – 8 : Le comportement des trois premiers modes……...…84

Tableau IV -9: Coefficient de participation……...…84

tableau **IV** -10 : vérification des période……...….85

Tableau IV. 11 Calcul de la force sismique totale……...……86

Tableau IV. 12 : Calcul de la force sismique …….86

Tableau IV. 13: Vérification de la résultante des forces sismiques……...…87

Tableau IV. 14 : Forces sismiques selon la hauteur suivantX ……...89

Tableau IV. 14: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…..89

Tableau IV. 15: calcul du moment de renversement ……..…90

Tableau IV. 16: calcul du moment stabilisant……..…….…..90

Tableau IV. 17: Vérification de stabilisation……..….90

Tableau IV. 18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X……92

Tableau IV. 19: Vérification des déplacements inter-étage sens Y……..……...92

Tableau IV. 20: Vérification l'effet P-Δ sens X…….93

Tableau IV. 21 : Vérification l'effet P-Δ sens Y…….…..94

Tableau IV. 22. vérifications des sollicitations normales ……...95

Tableau IV. 23: vérification de cisaillement des poutres…….95

Tableau IV. 24. Vérification de cisaillement des poteaux……....96

Tableau IV. 25. Vécation de cisaillement des voiles sens X…….…96

Tableau IV. 26. Vérification de cisaillement des voile Y ……...96

Tableau IV. 27. Vérification de cisaillement des voiles sens X……97

Tableau IV. 28. Vérification de cisaillement des voiles sens X…….…97

.

Tableau IV. 29. Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y……...97

Tableau IV.30 . Vérification de l'effort normal réduit à la base……..98

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V. 1. Les données du calcul…….99

Tableau V. 2. Ferraillage longitudinal des poutres principales……101

Tableau V. 3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires…….101

Tableau .V.4 : Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal)…….102

Tableau . V.5 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres secondaire)……..102

Tableau .V.6:Vérification des contraintes de cisaillement……..103

Tableau .V.7 : section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires .104

Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres……105

Tableau .V.9 : les Armatures longitudinaux dans les poteaux……..108

Tableau .V.10 : Vérification des contraintes à L'E.L.S……..……..……..109

Tableau .V-11 :contraintes limites de cisaillement……...……..…...110

TableauV.12.Les armatures transversales et leurs espacements…….……..…111

TableauV.13.Vérification de la quantité d'armatures transversales……..112

Tableau V.14. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)…….118

Tableau V.15. Détermination des armatures horizontales…….....119

Chapitre VI : ETUDE INFRA STRUCTURE

Tableau VI.1: Dimensions des semelles filantes sous voiles……..…125

TableauVI.2: armatures principales des semelles filantes…….….126

TableauVI.3: Longueur de semelle…….127

TableauVI.4: Dimensionnement de la poutre de libage……..…128

Tableau VI.5: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..…….128

TableauVI.6: Détermination des moments de la poutre de libage……..….129

Tableau VI.7: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……...131

Tableau VI.8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.131

Tableau VI.9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….……132

Liste des notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin : Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
Aver : Section d'armatures verticales.
Ah : Section d' d'armatures horizontales.
Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
AD : Section d'armatures diagonales.
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.

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.
W : poids

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
bo : 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.
Lf : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv : Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
Minuscules grecques :
α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.0
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

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

INTRODUCTION GENERALE

L'étude caractéristique et distinctive des structures est une étape significative et une voie obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse d'un bloc situé à wilaya Blida, à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 6 étages.

. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les

  Poutrelles et les dalles pleines).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***ROBOT 2014.***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux et voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***

INTRODUCTION GENERALE

L'étude caractéristique et distinctive des structures est une étape significative et une voie obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse d'un bloc situé à wilaya Blida, à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 6 étages.

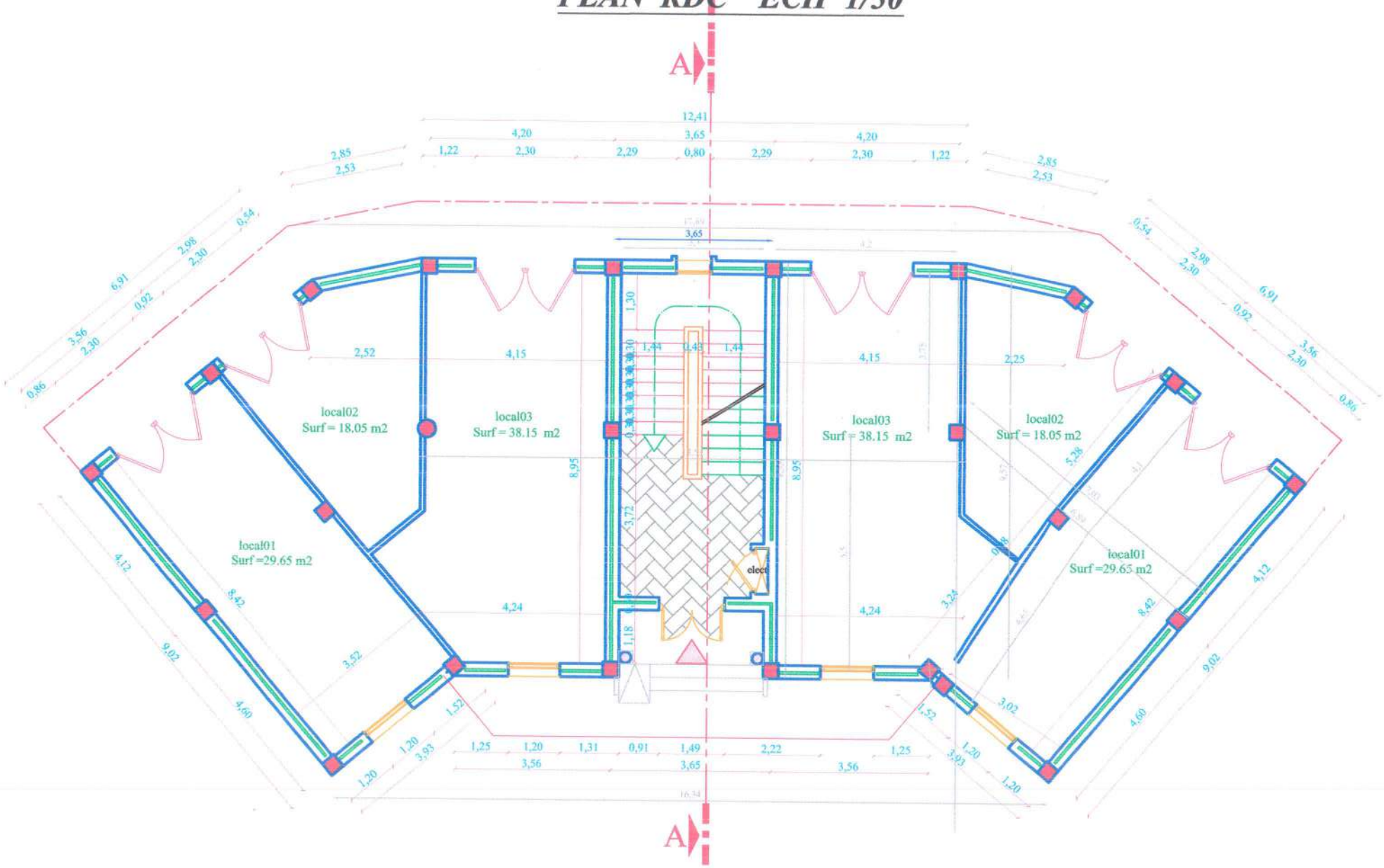
. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les

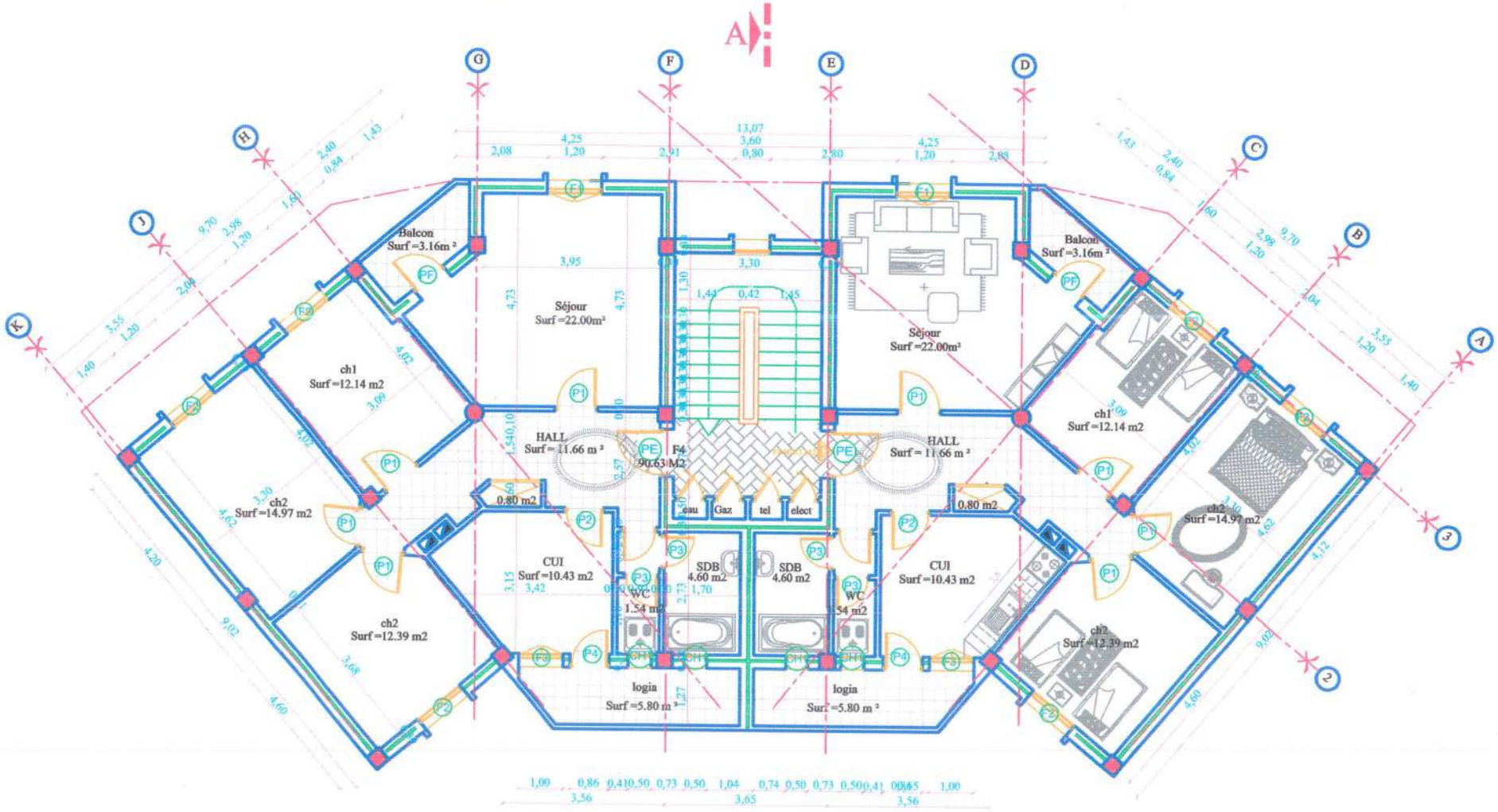
  Poutrelles et les dalles pleines).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***ROBOT 2014.***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux et voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***



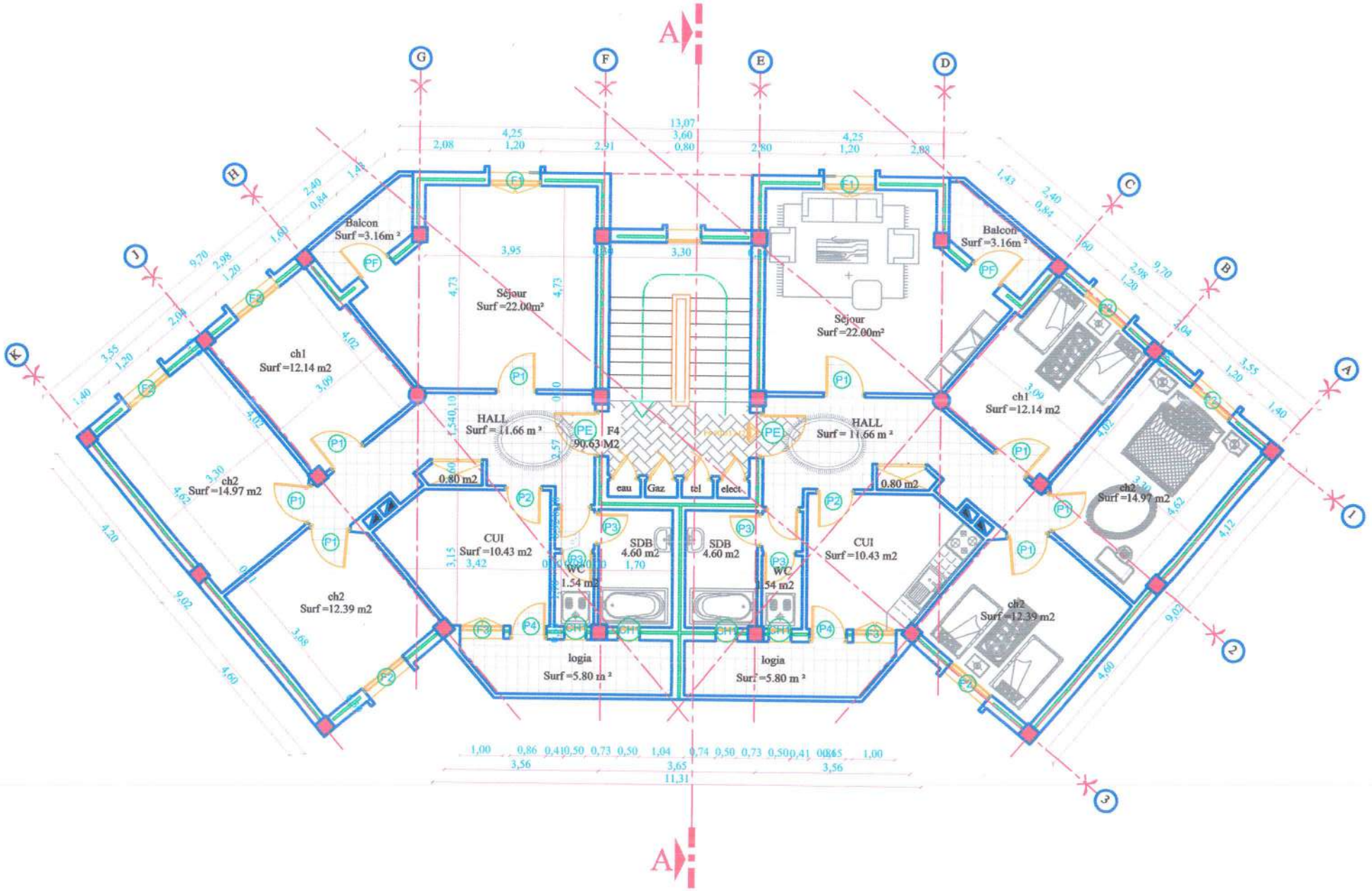
PLAN RDC ECH 1/50



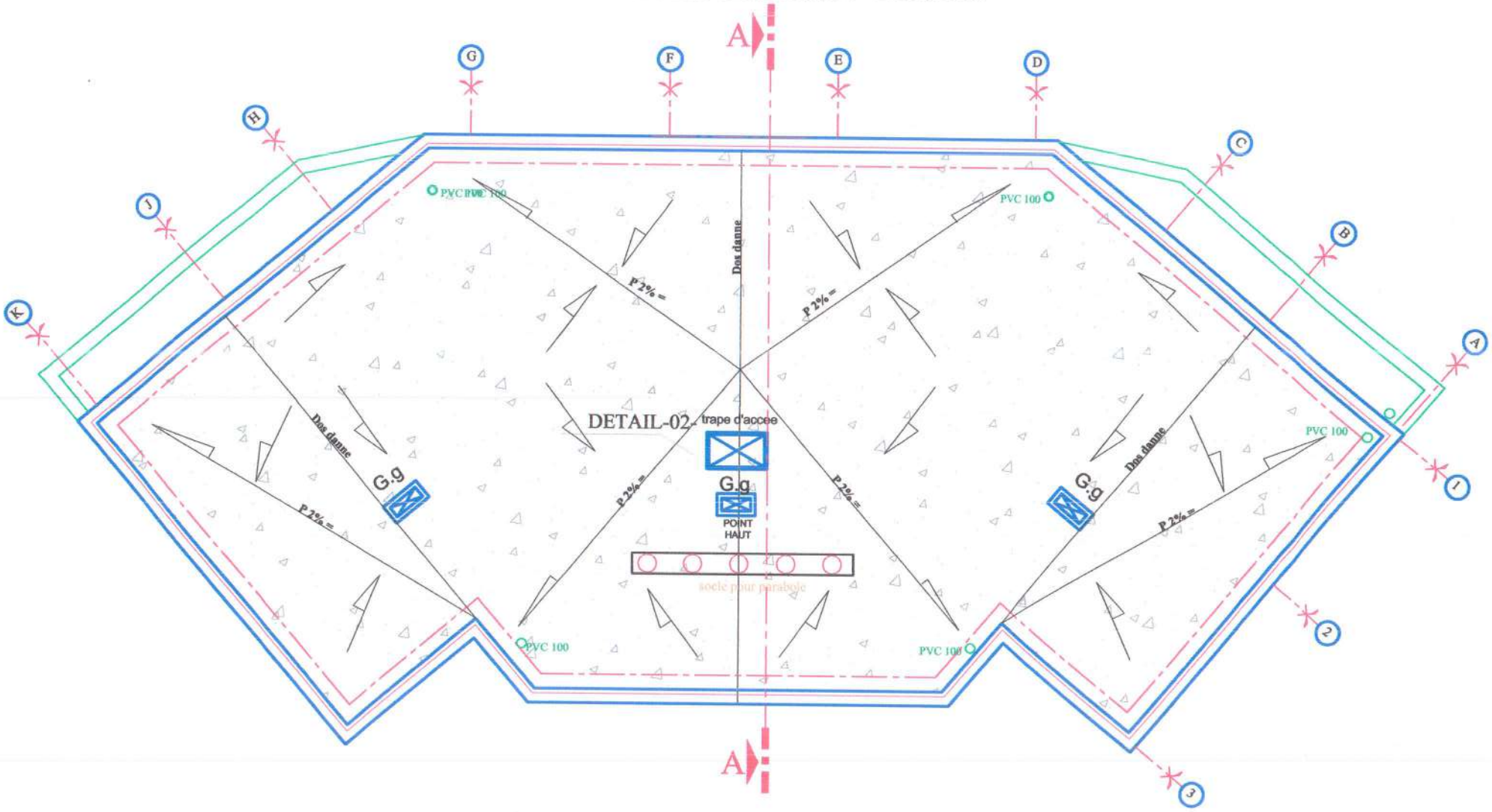
PLAN 1.2.3.4eme ETAGE ECH 1/50

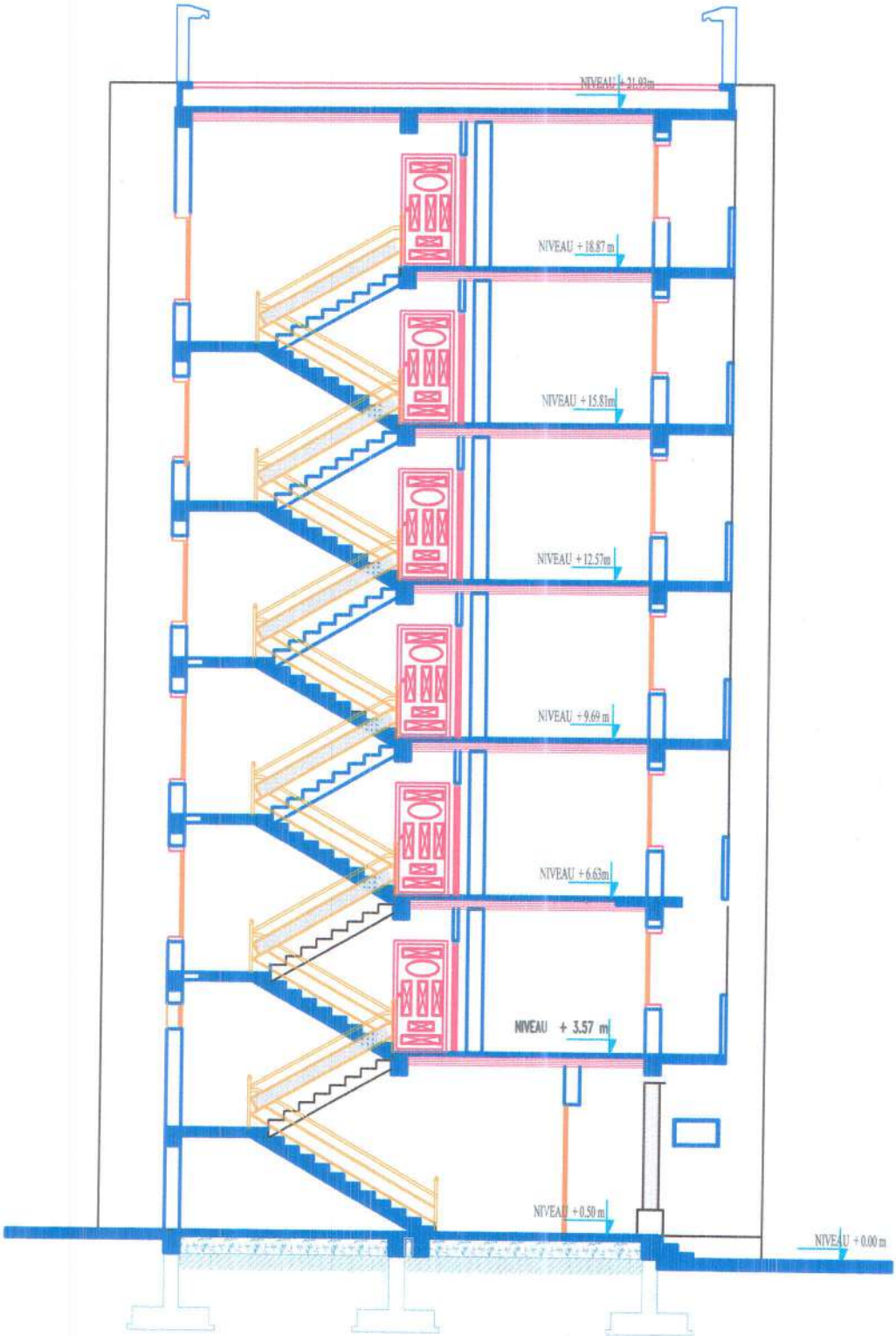


PLAN 5et 6eme ETAGE ECH 1/50



PLAN DE TERRASSE ECH:1/50




NIVEAU + 21.03m
NIVEAU + 18.87 m
NIVEAU + 15.81m
NIVEAU + 12.57m
NIVEAU + 9.69 m
NIVEAU + 6.63m
NIVEAU + 3.57 m
NIVEAU + 0.50 m
NIVEAU + 0.00 m

CHAPITRE I :
GENERALITES

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet présente une irrégularité en plan symétrique dans un sens mais pas dans l'autre. Il sera implanté à BLIDA (Wilaya de BLIDA).

C'est un site classé dans la zone (**III**) de forte sismicité, selon le règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA 93"
- DTR.C.2.2
- règlement parasismique "RPA99 version 2003"

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier, Les plancher sont constitués des dalles en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2 Description de l'ouvrage :

La bâtisse est composée d'un RDC est de (07) étages identiques a multi- usage (habitation et commerce).

- **Planchers :**

-Le type de plancher a adopter pour tous les niveaux est :

- planchers a corps creux.
- Plancher dalle pleine.

-La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien.

- **Escaliers :**

-Les escaliers sont a 2 volées comprenant un palier de repos.(voire la vue en plans)

- **Revêtement :**

✓ Plancher :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

✓ Murs :

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

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

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

✓ Murs extérieurs : ils sont constitues en deux rangées :

-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

-L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.

-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

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

- **Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur .Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

- **Infrastructure :**

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

I.3.Caractéristiques dimensionnelles :

I.3.1.Dimensions en plan du bâtiment :

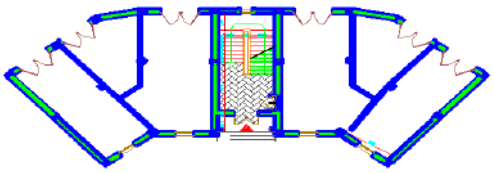


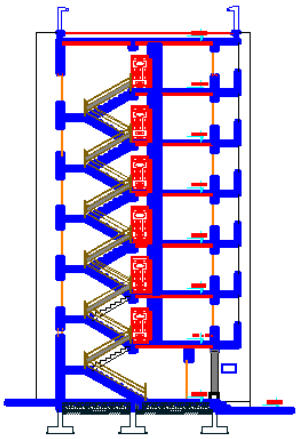
Fig I.1. vue en plans architacture

-Longueur totale du bâtiment : 27.94 m.

-Largeur totale du bâtiment : 11.87 m.

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

Fig I.2. vue en plans de la coupe



-Hauteur du RDC : h=3.57 m.

-Hauteur de l'étage courant : h=3.06 m.

-Hauteur totale du bâtiment :ht= 2.93m et 0.60 m de l'acrotère.

I.4.Conception structurelle*:*

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003.D'après les condition de l'article 3.4.A pour les structures en béton arme , les hauteurs des bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23m en zone I , 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

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

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

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

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1.Béton :

a)Définition :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage selon le type d'ouvrage à réaliser

Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction.

C'est donc la compression qui va définir sa résistance, définie comme la contrainte maximale en compression du béton, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendues pour avoir un béton arme résistant a la compression et à la traction.

b) composition du béton :

- ***Ciment :***

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait 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

- ***Granulat :***

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

- ***Eau de gâchage :***

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

- ***Adjuvant :***

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage inférieur ou égale à 5% en masse du poids du ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci.

c*)Préparation du béton :*

L'appel au laboratoire est obligatoire afin de prendre des échantillons de chaque matériau disponible sur chantier.

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométrique des agrégats existant sur chantier.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :
  - 350Kg/m³ de ciment CEM II /42.5
  - 400L de sable Dg ≤ 5 mm.
  - 800L de gravillon Dg ≤ 25 mm.
  - 210L d'eau.

Pourquoi les CEM* II *42.5 ?

Le ciment CEM II / 42.5 est destiné aux travaux de bâtiment et de Génie Civil nécessitant de fortes résistances à court terme.

Le ciment portland est composé de :

- 80% a 94% de clinker.
- 6% a 20% de calcaire.
- 0% a 5% de constituants secondaires.

La présence d'une faible quantité de sulfate, de calcium assure la régularité de la prise.

On a choisi les CEM II /42.5 parce que :

- Ils conviennent pour les travaux de toute nature en béton armé.
- Ils sont bien adoptés pour les travaux massifs exigeant une élévation de température modérée.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

⇒ ***La masse volumique*** **:** La masse volumique du béton est comprise entre 2200 et 2400Kg/m³.Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la maitrise de vibration.

⇒ ***Le retrait*** **:** Le retrait est un phénomène physique présent au sein d toutes les matières poreuses. Le retrait du béton correspond a des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton.

⇒ ***La dilatation*** **:** Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évaluer a 10^{-5}, pour une variation de $\pm 20°C$ on obtient : $\Delta L = \pm(2/1000)X$ longueur.

⇒ ***Le fluage*** **:** Est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'une chargement à une pièce en béton.

⇒ ***La résistance*** **.**

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'égale de 28 jours dite valeur caractéristique requise, noté f_{c28}.

Selon les règles D.T.R B.C.2.2 la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi **:** $\mathbf{0.685 fc28.\log(j+1)}$**.**

Si j≥ 28 $\rightarrow \boldsymbol{fcj = fc_{28}}$

La résistance caractéristique du béton à adopter et qui peut être vérifiée dans suivant sinon elle sera comme suit: $\boldsymbol{fc_{28}}$**=25MPa**

2-Résistance du béton à la traction *:*

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} "est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$\boldsymbol{ftj = 0.6 + 0.6\, fc28}$ **Pour** $\boldsymbol{fc28 \leq 40MPa.}$

$\boldsymbol{fc^{28} = 25MPa \rightarrow ft^{28} = 2.1MPa}$

⇒ ***Module de déformation longitudinale du béton :***

- Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

Ei=11000(fcj)⅓

Ei=3216.2 MPa…….C.B.A.93

- Le module de déformation différée est donné par :

.Ei=3700(fc)⅓

Ei=10721.398 MPa……..C.B.A.93

- La valeur du module d'élasticité transversale est donné par **:**

G=E/(2(1+υ)

υ : coefficient de poisson.

E : déformation relative transversale au longitudinal.

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

υ = 0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

υ = 0.00 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

e)Caractéristique limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression *:*

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

Avec : $\mathbf{f_{bu}}$ **:** contrainte limite ultime de compression.

$\boldsymbol{\gamma_b}$: Coefficient de sécurité.

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

⇒ $\mathbf{f_{bu} = 18.47MPa.}$

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

⇒ $\boldsymbol{f_{bu} = 14.2MPa.}$

2*) Contrainte ultime du béton au cisaillement *:

$\overline{\tau_u}$**=min(0.2f$_{cj}/\gamma_b$; 5 MPa) ;**si la fissuration non préjudiciable.

$\overline{\tau_u}$**=min(0.15f$_{cj}/\gamma_b$; 4 MPa) ;** si la fissuration préjudiciable.

3) Contrainte de service du béton en compression :

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

***4)* Diagramme de contrainte de déformation :**

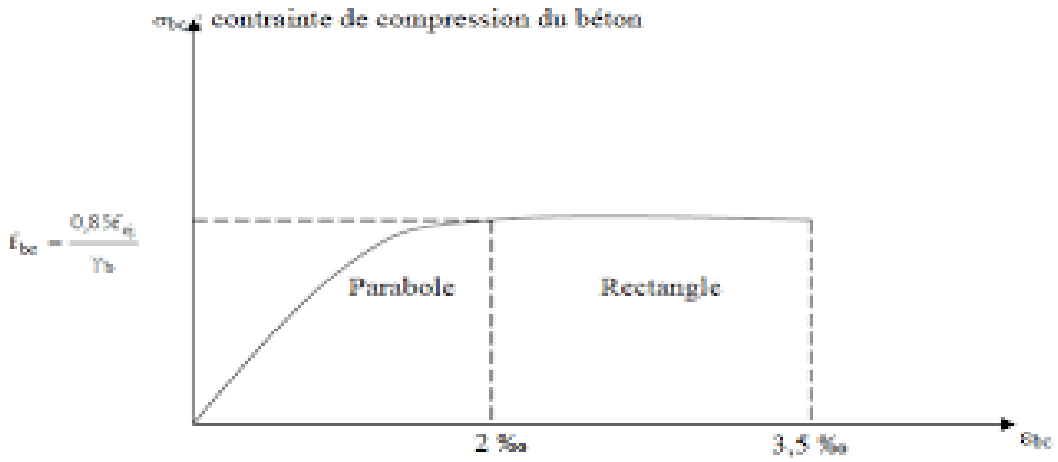


Fig. . I.3 : diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé.

I.5.2.L'acier :

***a*)Définition :**

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone c'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier .Ils existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fontes et les ferroalliages.

***b)* Type d'acier :**

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 215 FeE235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400 FeE500	$HA \geq 8$

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 Type 1, Fe=400MPa.

c)Contraintes limites :

1. contrainte limite à l'ELU :

$\overline{\sigma s} = \text{fe}/\gamma\text{s}$ …….. Aciers naturels (résiste à 24000 Kg/cm²)

$\overline{\sigma s} = 101fe/\gamma s$ ……. Aciers écrouis (résiste à 2800 Kg/cm²)

Avec γs : coefficient de sécurité dépond de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15 & en\ situation\ courante \quad \sigma s = 348MPa \\ \gamma s = 1 & en\ situation\ accidentelle \quad \sigma s = 400MPa \end{cases}$$

2. contrainte limite de service :

Fissuration peu nuisible de la contrainte …… aucune vérification à effectuer.

Fissuration préjudiciable ……. $\overline{\sigma s} = Min(2fe/3\,;110\sqrt{f_{tj}\eta})\ MPa$

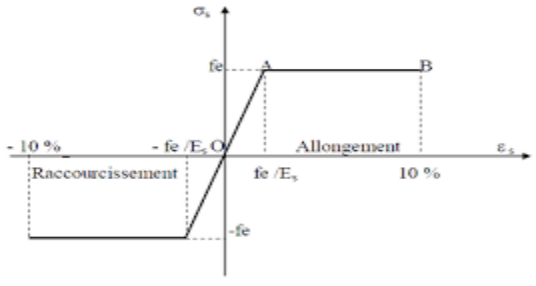
Fissuration très préjudiciable …….. $\overline{\sigma s} = Min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{f_{tj}\eta}\right) MPa$

η : Coefficient de sécurité dépond de l'adhérence.

η =1 pour les acier(RL).

η =1.6 pour les acier(HA).

3. Diagramme de déformation-contrainte :



Fig_I..4 : Diagramme de déformation-contrainte.

Conclusion :

En adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

$f_{c28} = 25MP$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32146.2MPa$

$E_{v28} = 10721.398MPa$

$\sigma_{bc} \begin{cases} = 18.48\ MPa & situation\ accidentelle \\ = 14.20\ MPa & situation\ durable \end{cases}$

$\overline{\tau_u} \begin{cases} = 3.33\ MPa & fissuration\ peu\ nuisible \\ = 2.5\ MPa & fissuration\ préjudiciable \end{cases}$

FeE400, Fe= 400 MPa : Pour les armatures longitudinales.

FeE235 , Fe= 235 MPa : Pour les armatures transversales.

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

CHAPITRE II:

PREDIMENTIONEMENTS

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, pour estimer approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles du C.B.A93 et le RPA99version 2003.
Les résultats obtenus sont ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus.

II.2Prédimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$
- ➢ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus .
  Dans notre cas : L=3.85 m

  - ➢ $385/20 \leq ht \leq 385/25 \Rightarrow 19.25\ cm \leq ht \leq 15.4\ cm.$
  - ➢ $ht \leq 385/22.5 \Rightarrow ht \geq 17.11\ cm.$

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4)cm

$\Rightarrow$ ht =20 cm

Dont : h=16 cm (la dimension de notre poutrelle).
e=4 cm (comme table de compression).

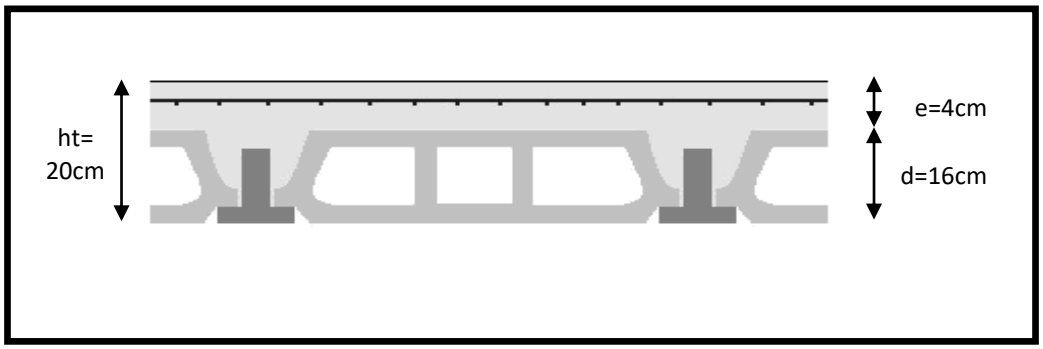


Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [1]

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

- 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.

Sécurité contre l'incendie :

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

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

condition d'isolation acoustique [1]**:** ep ≥ 15 cm.

⇒ Critère de résistance $548/50 \leq e_p \leq 548/40$ $10.96 \leq e_p \leq 13.70$
⇒ La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
⇒ Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

- **Conclusion :**

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

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

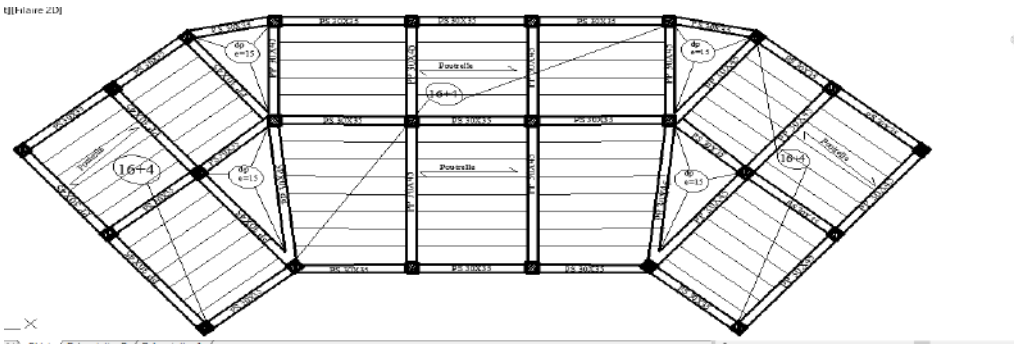


Figure II-2: plancher en corps creux et dalle pleine

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

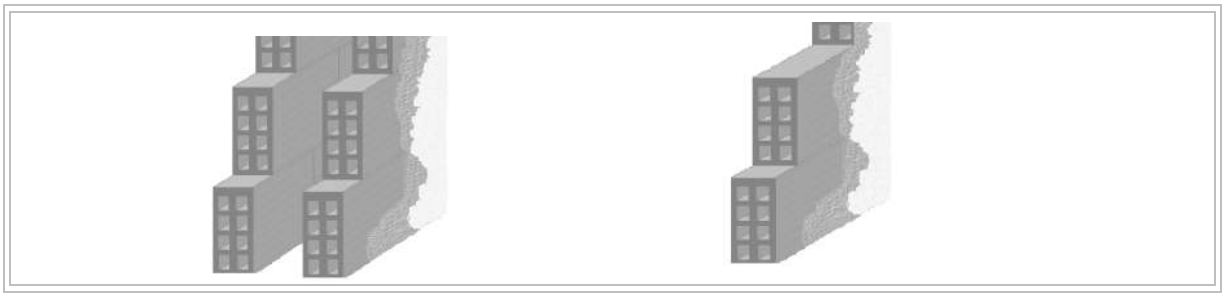


Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.Plancher corps creux :

II.3.2.1.a. Charges permanentes :

Tableau II-3: Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liège	0.03	0
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.41**

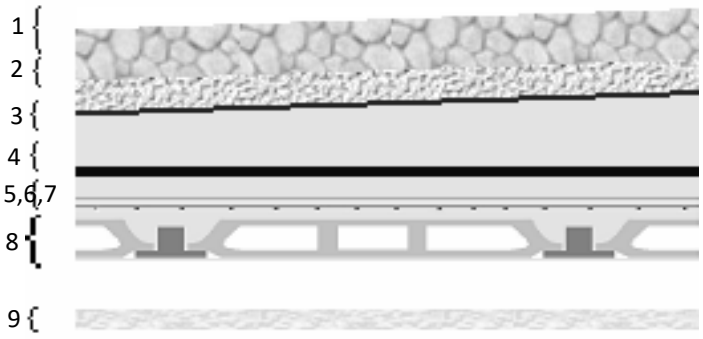


Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

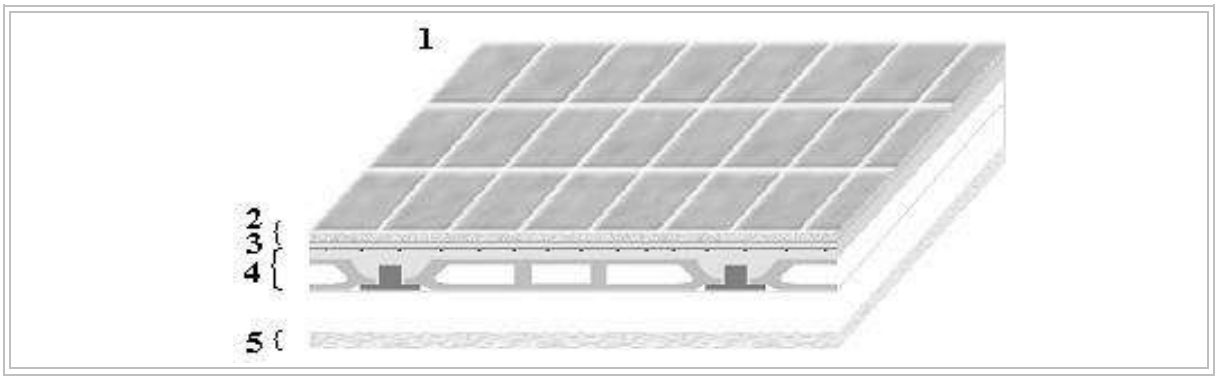
Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. 1. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**5.96**



FigureII-5: composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2.

Le R.D.C à usage commercial : Q = 5KN/m^2.

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Plancher Terrasse :

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	2.2
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	0.20
		G	**7.35**

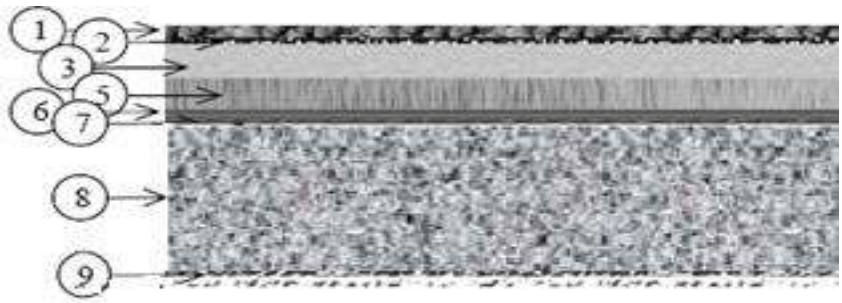


Figure II-6 : composants de la dalle de terrasse

II.3.4.b. Etage courant :

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Cloison légére	0.01	1.62
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.20
		G	**6.91**

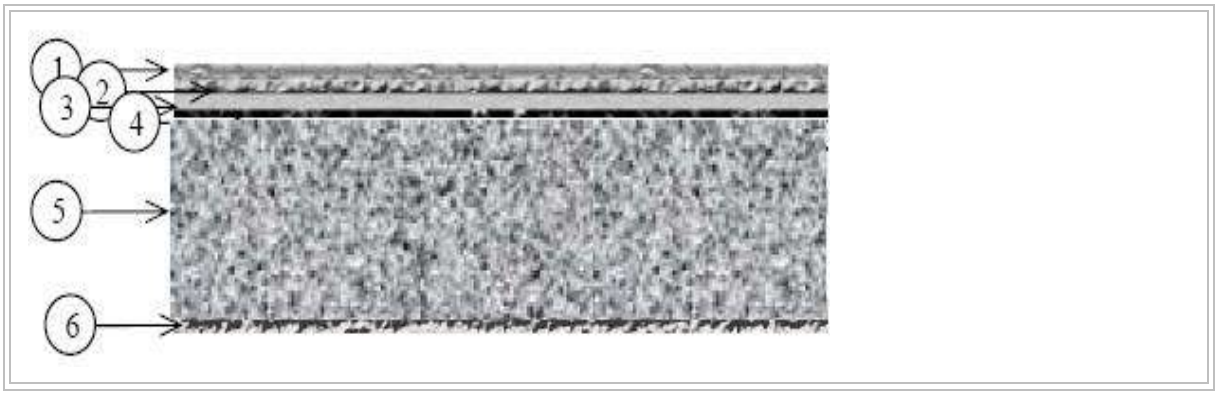
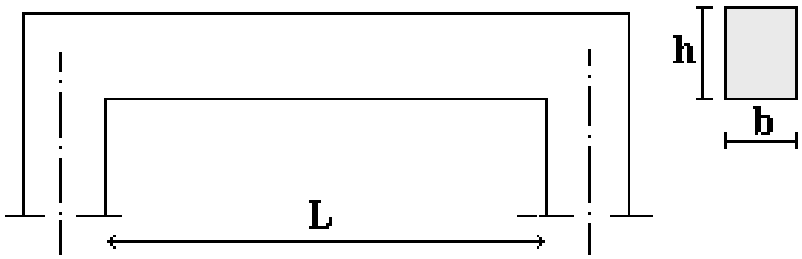


Figure II-7 : composants de la dalle d'étage

II.3Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les [Ouvrage en BA], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).
règles (CBA 93).



FigureII-8: Dimensionnement de la poutre

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

❖ **Selon C.B.A93**

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :(article 7.5.1) :**

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \dfrac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

II.3.1) Les poutres principale :

L=$L_{max} = 5.25\ m$

❖ C.B.A93 :

$$\begin{cases} \dfrac{L}{15} \leq h \leq \dfrac{L}{10} & 35 \leq h \leq 52.5 & on\ prend: h = 45cm \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h & 13.50 \leq b \leq 31.5 & on\ prend: b = 35\ cm \end{cases}$$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :(article 7.5.1) :**

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ h = 45cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ \dfrac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \end{cases}$$

⇒ Donc on opte pour une poutre de section **(45x35)**

II.3.2) Les poutres secondaires:

L=$L_{max} = 3.85\ m$

❖ C.B.A93 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} & 25.67 \leq h \leq 38.50 \quad on\ prend: h = 35cm \\ 0.3 \leq b \leq 0.7h & 10.50 \leq b \leq 24.50 \quad on\ prend: b = 30\ cm \end{cases}$$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :(article 7.5.1) :**

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ h = 35cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \end{cases}$$

⇒ **Donc on opte pour une poutre de section (35x30).**

Vérification de la flèche : [2] ► Art [B.6.5] ◄:

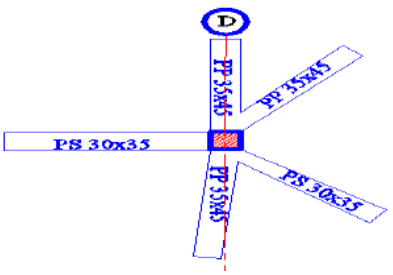
$L = 5.12\text{m} > 5m$ $\quad F_{limit} = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.012\text{cm}$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

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

Vérification selon le RPA 99

II.4.A.1. Choix du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est (voir plans)



FigureII-9: le poteau plus solicité

II.4.A.2. Dimensions des poteaux :

Tableau II-7 : pré dimensionnement des poteaux

Nivaeu d'étage	6^{eme}	5^{eme}	4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{er}	RDC
Dimension du poteau	30x30	30x30	35x35	35x35	35x35	40x40	40x40

. La surface reprise par le poteau :

- La surface pour le RDC et le 1ier étage :

S= (1,875x1,640)+ (2.51x1,530)+(1,265x1,825)+$\frac{1}{3}(3.859)$ +$\frac{1}{3}(4.965)$

S=12.165 m².

- La surface pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage:

S= (1,90x1,665)+ (2.535x1,555)+(1,29x1,85)+$\frac{1}{3}(4.145)$ +$\frac{1}{3}(5.295)$

S=12,638 m².

- La surface pour le 5ème, et 6ème étage :

S= (1,925x1,69)+ (2.56x1,58)+(1,315x1,875)+$\frac{1}{3}(5.464)$ +$\frac{1}{3}(4.377)$

S=13,012 m².

II.4.1-Etapes de prédimensionnement :

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

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

Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad [1]$$

avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

$L_f = 0.7\ L_0$ **:** C'est la longueur de flambement.

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

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12}$$

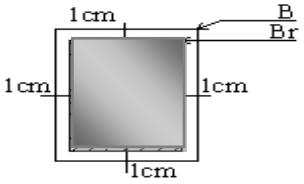


Figure II.10 : Section réduite du poteau

5.3. Calcul de l'effort $\overline{N_u}$:

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte

Tableau II.8.calcule de $\overline{N_u}$

	Dimension	Br(mm²)	λ	α	As(mm²)	$\overline{N_u}$(KN)
6^{eme}	30x30	78400	24.73	0.7728	90	1146.18
5^{eme}	30x30	78400	24.73	0.7728	90	1146.18
4^{eme}	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
3^{eme}	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
2^{eme}	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
1^{er}	40x40	144400	18.55	0.8047	160	2196.61
RDC	40x40	144400	21.65	0.7895	160	2155.12

5. La surface reprise par le poteau :

5.5. Descente des charges :

5.5.a. 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 à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
6eme étage	1	Q0	13,01		13,01
5eme étage	1.5	Q1	19,515	1	32,525
4eme étage	1.5	Q2	18,9585	0.95	50,535575
3eme étage	1.5	Q3	18,9585	0.9	67,59765
2eme étage	1.5	Q4	18,9585	0.85	83,7113
1ier étage	1.5	Q5	18,2475	0.8	98,3086
RDC	5	Q6	60,825	0.75	143,92675

5.5. b. Charges permanentes et Nu :

Tableau II.10. Détermination des charges permanentes

	élément	**G(KN)**	**G totale**	**G cimulée**	**NU(KN)**	**1.1NU**	$\overline{N_U}$	**1.1Nu≤** $\overline{N_U}$
6eme	Poutre P	20.97	124.74	124.74	178.914	196.805	1146.18	**CV**
	Poutre S	9.92						
	Poteau	6.88						
	Plancher	86.97						
5eme	Poutre P	20.97	110.09	234.83	365.808	402.388	1146.18	**CV**
	Poutre S	9.92						
	Poteau	6.88						
		72.32						

	Plancher							
4^{eme}	Poutre P	20.75	110.9	345.73	542.538	596.791	1630.53	**CV**
	Poutre S	9.77						
	Poteau	9.37						
	Plancher	71.01						
3^{eme}	Poutre P	20.75	110.9	465.63	729.996	802.995	1630.53	**CV**
	Poutre S	9.77						
	Poteau	9.37						
	Plancher	71.01						
2^{eme}	Poutre P	20.75	110.9	567.53	891.732	980.905	1630.53	**CV**
	Poutre S	9.77						
	Poteau	9.37						
	Plancher	71.01						
1^{er}	Poutre P	20.53	110.19	677.72	1062.384	1168.224	2196.61	**CV**
	Poutre S	9.63						
	Poteau	12.24						
	Plancher	67.79						
RDC	Poutre P	20.53	112.23	782.95	1272.871	1400.158	2155.18	**CV**
	Poutre S	9.63						
	Poteau	14.28						
	Planche	67.79						

II.4.3-Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes: :

- Min (b_1 , h_1) ≥ 30 cm. En zone III
- Min (b_1 , h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Tableau II-11 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	**Application de condition**	**Vérification**
Min (b, h) ≥30 cm	Min (b, h)=30cm≥30cm	**cv**
Min (b, h) ≥he/20	Min (b, h) =30cm≥ (3.06 - 0.30)/20=13.cm	**cv**

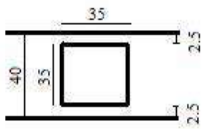
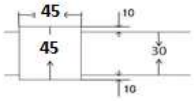
0.25≤ (b/h) ≤4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**cv**

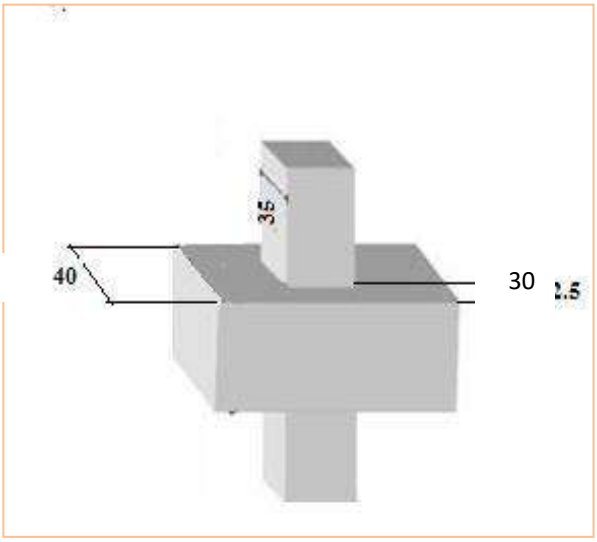
II.5.A.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2$

Tableau Ⅱ-12. vérification aux zones nodale ➢

	b_{max} (cm)	**h_1 (cm)**	**b_1 (cm)**	**$b_{max}\leq 1.5h_1+b_1$**	**d (cm)**	**Max ($b_1/2;h_1/2$)**	**d ≤ Max ($b_1/2;h_1/2$)**
	30	30	30	oui	0	15	oui
	30	40	40	oui	20	20	oui



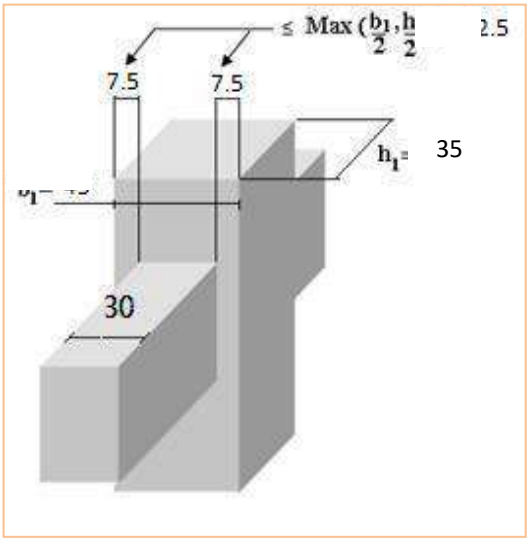


Figure II-11 :les poutres principal

Figure II-12: les poutres secondaires

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Dans notre cas on a :

- he= 3.06-0.2=2.86m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

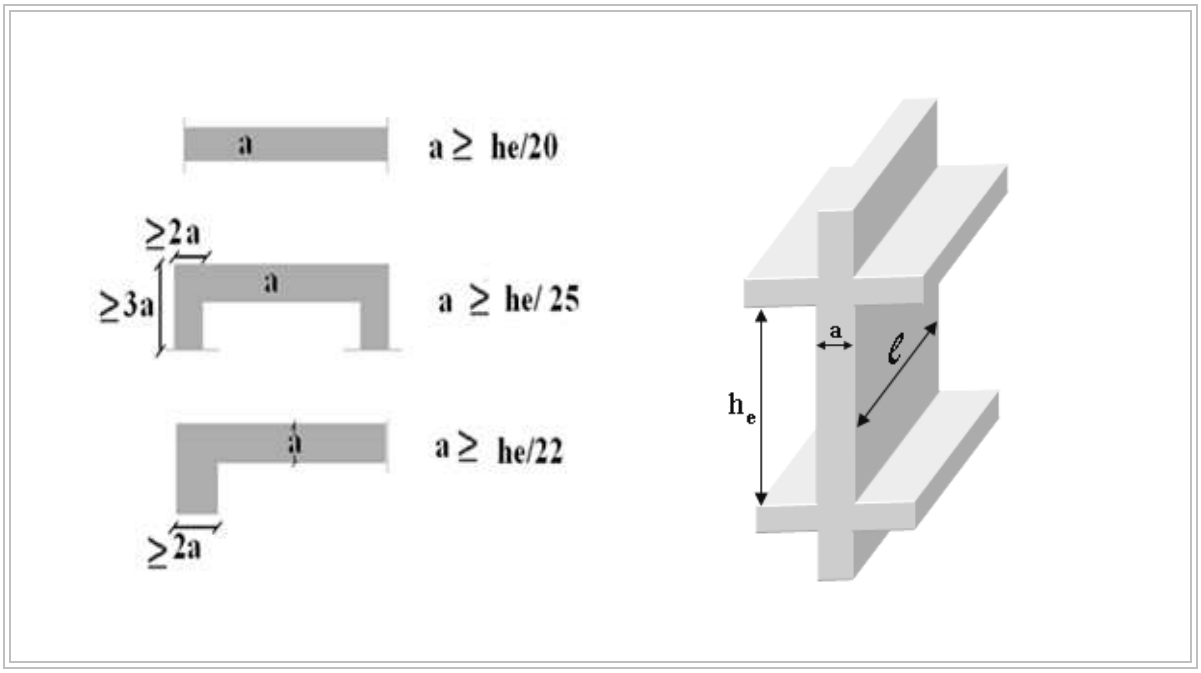


Figure II- 13: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

a ≥MAX(15 cm ; 11.44cm;13cm;14.3 cm)

a ≥15 cm

on adopte : **a =15 cm**

CACHITRE III:

CALCUL DES ELEMENTS SECONDATRES

III .1- L'ACROTÈRE:

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

III- 1-1- Charges et surcharges:

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 1,824 kN/ml

- Main courante **: Q = 1kN/m**

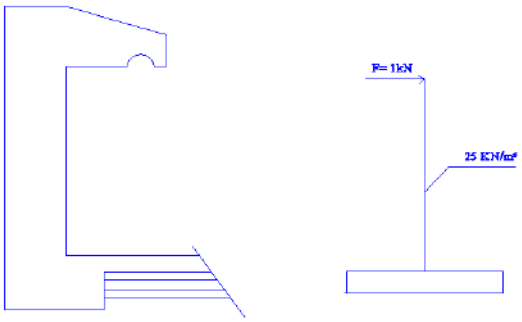


Fig. III-1: l'acrotère.

III- 1-2- Calcul des efforts:

- A l'E.L.U:

Tableau III -1 : Tableau des effort

Effort normal :	Nu = 1,35 x 1,824 = 2,46 kN.
Moment d'encastrement :	Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
Effort tranchant :	Tu = 1,5xQ = 1,5 kN.

III- 1-3- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A l'E.L.U:

Tableau III -2 : Les 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
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Calcul de l'excentricité:

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,46} \Rightarrow$,$e_0 = 36,60cm$

Où l'enrobage est: $c= c_1 = 2,5$ cm

On a e_0=36.60 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

Calcul du moment de flexion :

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ **e** = 0,391 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,962 kN.m

Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = 0,371\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30\ cm^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.30\ cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2 > A = 0.30\ cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A_1 = 5$ HA 8 = 2.31 cm².

Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4$ HA 6 = 1.13 cm²

Espacement:

$$S_t = 20\ cm \le S_{min} = \min[3h = 36\ cm ; 33\ cm] = 33\ cm$$

$$S_{tr} = 15\ cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 48\ cm ; 45\ cm] = 45\ cm .$$

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 à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \le \overline{\tau}$ telles que:.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau} = \min [0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b} ; 4\ Mpa] = 2{,}5\ Mpa$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III- 1-5- Vérification de l'acrotère au séisme : [

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération; **A = 0.25** *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal; $\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément $\mathbf{W_p = 1.824\ kN.}$

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 8 \times 1.824 \Rightarrow \mathbf{F_p = 1.46\ kN < Q = 1.5kN}$**……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

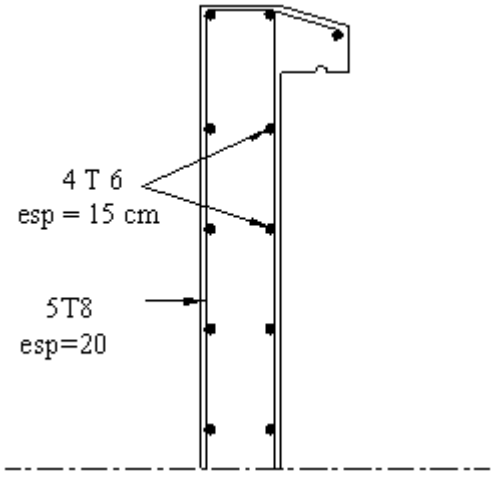


Fig. III-2: Ferraillage de l'acrotère**.**

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, 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 (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

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

III.2.1. La dalle 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.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 16 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE400 (fe=400), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

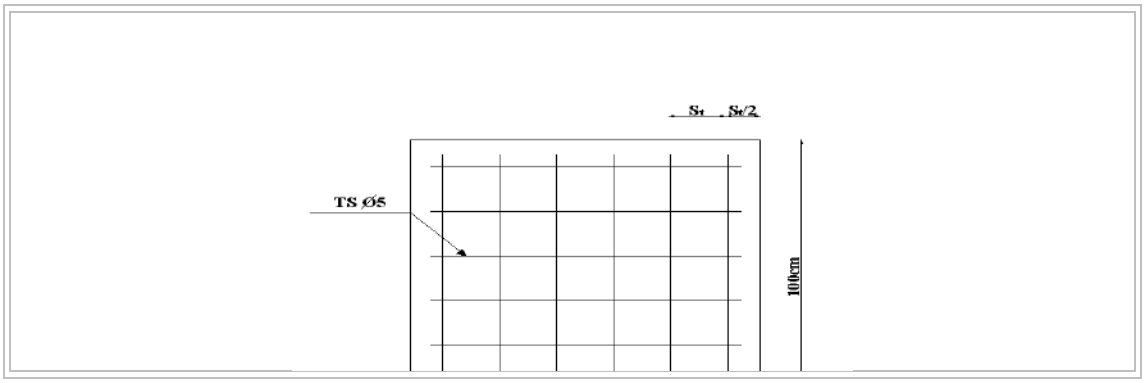


Figure III -3 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2- Dimensionnement des poutrelles :

- $B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

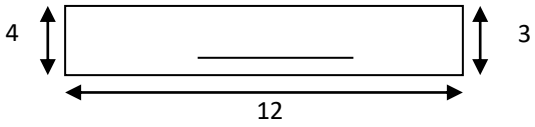


Fig. III.4. Dimensionnement de la poutrelle

III.2.2.1. 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 à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

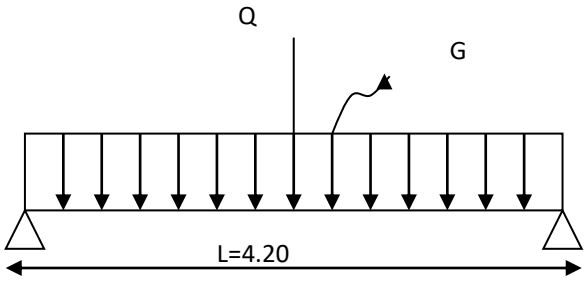


Fig. III.5. Poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III -3 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.20	2.1	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 =	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Mu=1.35MG + 1.5MQ

MG =GL² /8=0.77x(4 .20)² /8=1.697 KN.m

MQ= Q·L²/8= 2.1x(4 .20)² /8 = 4.630 KN.m

Donc : Mu=1.35(1.697)+1.5(4.630)

Mu=9.24 KN.m

$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b*b*d^2} = 6.142 \gg \mu\, max = 0.392$

Donc **: A´≠ 0**

<u>Vérification de la flèche :</u>

- G = poids du plancher (20+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue

- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau III -4 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiemennt	**L(m)**	**Q(KN)**	**G(KN.m)**	**E(Mpa)**	**I(m)**	**f(m)**	**$\bar{f}$(m)**	**vérification**
1	4.20	1.82	0.65	**32164.2**	**$64x10^{-2}$**	**$2.76x10^{-4}$**	**0.84**	**CV**

On place 1 étaiements à une distance L=4.20 m. pour les poutrelles.

III.2.2.1. : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Le tableau III. 5 :donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,41*0,65 = 4.16	1*0,65 = 0,65	6,59	4.81
Plancher courant	5.96*0,65 =3.87	1,5*0,65=0.98	6.69	4.85
Plancher de RDC	5.96*0,65 = 3.87	5*0,65 = 3.25	10.01	7.12

Notre structure comporte trois (03) types de poutrelles :

- Poutrelle à 1seul travée.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.

- **Méthodes de calcul :**

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 k N/m².

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

- La fissuration est peu nuisible.

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- **Exposé de la méthode forfaitaire :**

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédia ires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

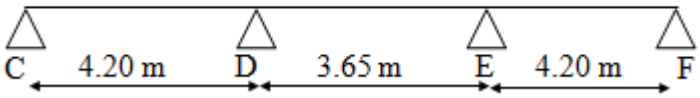
T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.2.2Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Commentaire1 : on à choisie le type le plus défavorable

- **1er Type : Poutrelles à trois travées :**



1)Plancher RDC :

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

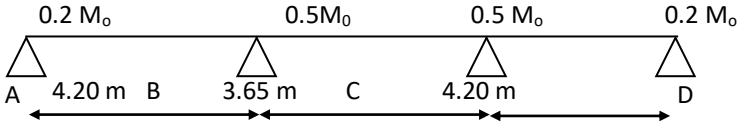
- $Q = 5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 11.92 \quad kN/m^2 \\ 5000 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.15 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant



ELS

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU

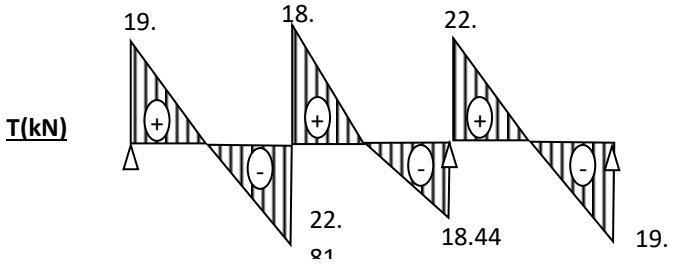
G [kN/m²]		g [kN/m]	q [kN/m]	p ELU [kN/m]		α
5,96	5	3,874	3,25	10,1049		0,45620438

Travée I						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,20	22,28	**4,46**	**11,14**	**17,53**	**19,63**	**-22,81**

Travée II						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
3,65	16,83	**8,41**	**8,41**	**10,72**	**18,44**	**-18,44**

Travée III						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	22,28	**11,14**	**4,46**	**17,53**	**22,81**	**-19,63**

Représentation des sollicitations



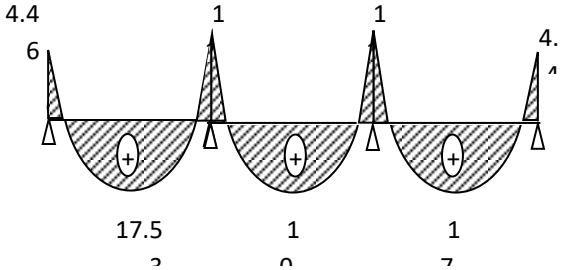


Figure III. 6: Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELU du plancher RDC

2-ELS

Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à RDC à l'ELS

G [kN/m²]	Q [kN/m²]	G [kN/m]	Q [kN/m]	p ELS [kN/m]		α
5,96	5	3,874	3,25	7,124		0,45620438

Travée I						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	15,70842	**3,14**	**7,85**	**12,36**	**13,84**	**-16,08**

Travée II						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
3,65	11,86368625	**5,93**	**5,93**	**7,56**	**13,00**	**-13,00**

Travée III						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	15,70842	**7,85**	**3,14**	**12,36**	**16,08**	**-13,84**

Représentation des sollicitations

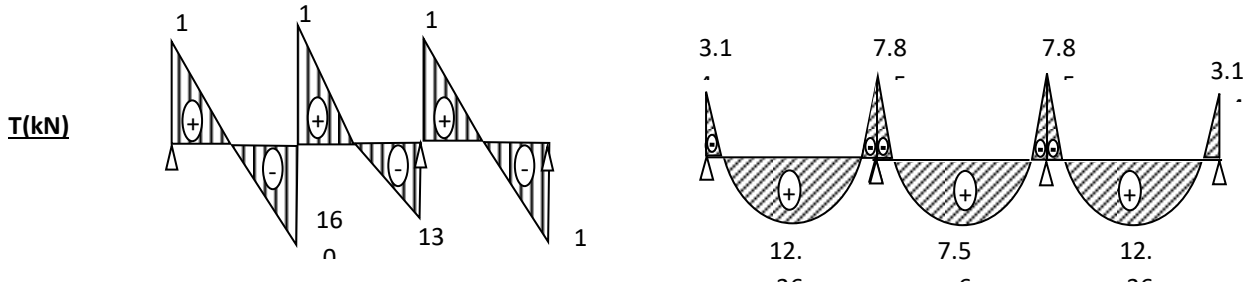


Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELS du plancher RDC

1)Plancher EC :

1- ELU

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la EC à l'ELU

G [kN/m²]	Q [kN/m²]	g [kN/m]	q [kN/m]	p ELU [kN/m]
5,96	1,5	3,874	0,975	6,6924

α
0,20107239

Travée I						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,20	14,76	**2,95**	**7,38**	**10,48**	**13,00**	**-15,11**

Travée II						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
3,65	11,14	**5,57**	**5,57**	**6,24**	**12,21**	**-12,21**

Travée III						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	14,76	**7,38**	**2,95**	**10,48**	**15,11**	**-13,00**

Représentation des sollicitations

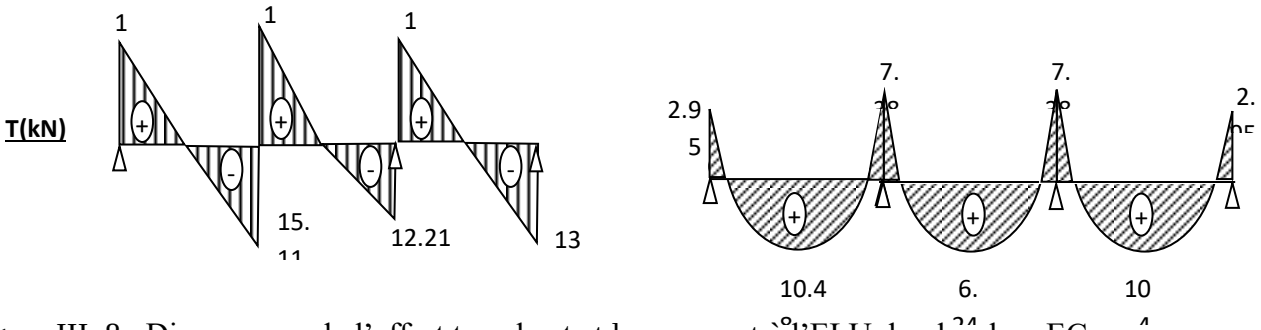


Figure III .8 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELU du plancher EC

ELS

Tableau.III.9: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

G [kN/m²]	Q [kN/m²]	G [kN/m]	Q [kN/m]	p ELS [kN/m]
5,96	1,5	3,874	0,975	4,849

α
0,20107239

Travée I						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	10,692045	**2,14**	**5,35**	**7,59**	**9,42**	**-10,95**

Travée II						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
3,65	8,075100313	**4,04**	**4,04**	**4,52**	**8,85**	**-8,85**

Travée III						
L	M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te
4,2	10,692045	**5,35**	**2,14**	**7,59**	**10,95**	**-9,42**

Représentation des sollicitation

T(kN)

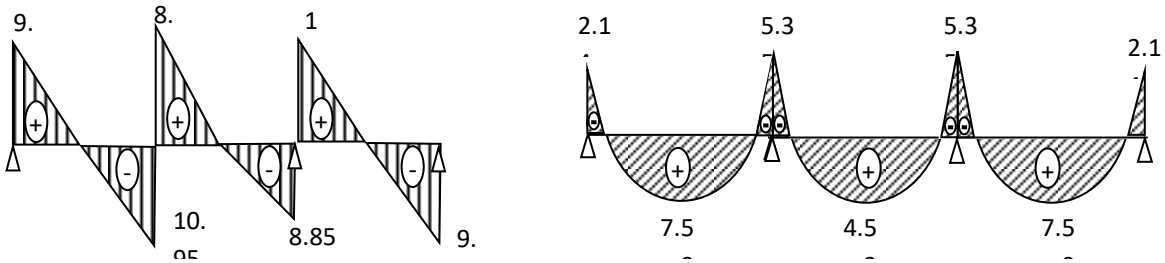


Figure III.9: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELS du plancher terrasse

III.2.2.2.C. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

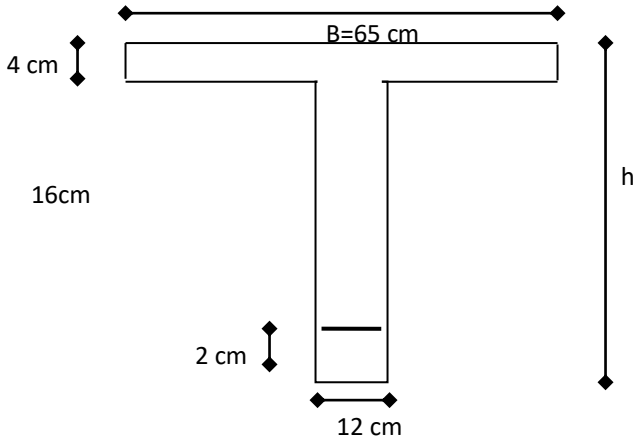
Résultat final :

Tableau.III.10 : Résultat final des poutrelles.

Etage	ELU			ELS	
	Ma(Max)	Mt(Max)	Tu(Max)	Ma(Max)	Mt(Max)
RDC	11.14	17.53	22.81	7.85	12.36
Etage courant	7.38	10.48	15.11	5.35	7.59

Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le 1er type des poutrelles :



c'est le cas le plus défavorable

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

a) Calcul ferraillage à l'ELU :

RDC :

Tableau.III.11 : calcul ferraillage à l'ELU de RDC

Position	M(KN.m)	μ	μ1	β	A(cm²)	A(choisi) (cm²)
Travée	17.53	0.058	0.392	0.970	2.88	2HA14=3.08

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 3.08$ cm² $> A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30$ cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =3.08 cm².

ETAGE COURANT :

Tableau.III.12 : calcul ferraillage à l'ELU de EC

Position	M(KN.m)	μ	μ1	β	A(cm²)	A(choisi) (cm²)
Travée	10.48	0.036	0.392	0.982	1.70	2HA12=2.26

Conditions de non fragilité : (CBA93)

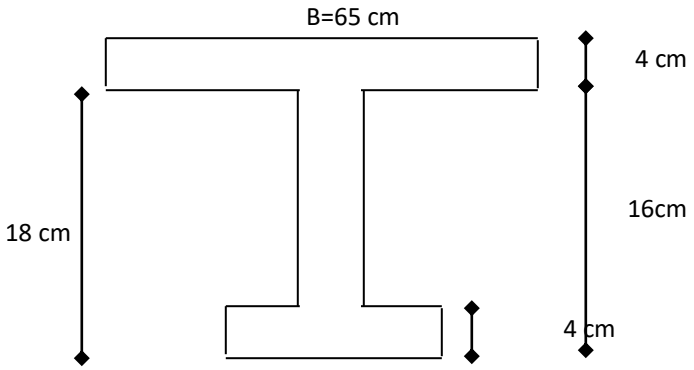
$A = 2.26\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =2.26 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²



RDC :

Tableau.III.13 : calcul ferraillage à l'ELU de RDC

Position	M(KN.m)	μ	μ1	β	A(cm²)	A(choisi) (cm²)
Travée	11.48	0.208	0.392	0.882	2.07	2HA12=2.26

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 2.26\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =2.26 cm².

ETAGE COURANT :

Tableau.III.14 : calcul ferraillage à l'ELU de EC

Position	M(KN.m)	μ	μ1	β	A(cm²)	A(choisi) (cm²)
Travée	7.38	0.134	0.392	0.928	1.26	2HA10=1.57

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =1.57 cm².

Armatures transversales :

RDC :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Tableau.III.15: Tableau des données

Tmax kN	b0 mm	d mm	fc28	8b
22.81	120	180	25	1,5

$\tau_U = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \times D} = \frac{22.81 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.05 MPa$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =1.05 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7; 16; 12\}(\text{mm})$$

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

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

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

A_t=2T6

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

ETAGE COURANT :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Tableau.III.16 : Tableau des donées

Tmax kN	b0 mm	d mm	fc28	8b
15.11	120	180	25	1,5

$\tau_U = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \times D} = \frac{15.11 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.69 MPa$

La fissuration est peu nuisible :

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33$ MPa **Donc** : τ_u = 0.69 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;16;12\}(\text{mm})$$

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

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

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

A_t=2T6

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150} = 1.24\ \text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0\cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

RDC :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60kN \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 51.33\ kN \Rightarrow V_u = 51.33\ kN < 129.60\ kN \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u + (M_u/0.9d) = -45.95 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy} = V_u/ab \leq \overline{\sigma} = 1.3 f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 41.09kN$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy} = 13.16MPa < \overline{\sigma} = 21.67\ MPa$ **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

ETAGE COURANT :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60kN \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 37.67kN \Rightarrow V_u = 37.67\ kN < 129.60\ kN \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)= - 30.44<0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 41.09kN$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy}=2.11$ MPa$< \overline{\sigma}=21.67$ MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/Vérification à l'ELS :

- **RDC :**
  - **En travée :**

$M_{ser}=12.36$ kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=3.08 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3.08 \cdot (18 - 4) = -126.8 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D=43.03$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E=279.33$$

- **Aux appuis: (ELS)**

Tableau III.17: Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser}(kN.m)	D	E	I($cm^{4)}$	y_1	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma}_b$(MPa)	Observation
10.96	40.98	243.03	8611.95	5.25	6 .14	15.00	**(CV)**

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

- **ETAGE COURANT** :

- **<u>En travée :</u>**

M_{ser}=7.59 kN.m

<u>Position de l'axe neutre :</u>

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=2.26 cm^2.

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -45.4 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D=40.98$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E=243.03$$

- **Aux appuis: (ELS)**

Tableau III.18: Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser}(kN.m)	D	E	I(cm^4)	y_1	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma}_b$(MPa)	Observation
7.46	39.25	211.98	6498.91	4.81	5.52	15.00	**(CV)**

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

3°/ Etat limite de déformation :

- **RDC :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 < 0.0625 & \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.1573 \langle 0.0473 & \text{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.014 \leq 0.02 & \text{(C.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a une condition, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

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

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 8.4$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 0.74$ mm $< f_{Limite} = 8.4$ mm

Commentaire2 : Selon le RPA99 la plus petite épaisseur de pré dimensionnement du plancher à corps creux est **e=16+4cm**

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.19: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**P**	**ß$_1$**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
12.36	3.08	4.41	0.014	0.993	224.51	0.73	5.75	2.30
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
22944.02	4855.87	9420.83	4.20	1.39	2.13	0.74	8.4	**C.V**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{20}{420} = 0.0476 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.138 \langle 0.0473 & \textbf{(C.V)} \\ \dfrac{A}{b_0 \cdot d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.014 \leq 0.02 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a une condition, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

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

Avec: $F_{limite} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{420}{500} = 8.4$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 4.59$ mm $< f_{Limite} = 8.4$ mm

Commentaire3 : Selon le RPA99 la plus petite épaisseur de pré dimensionnement du plancher à corps creux est **e=16+4cm**

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.20: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.59	2.26	7.06	0.01	0.995	187.51	0.38	4.11	1.64
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
18634.15	8001.23	12627.87	4.20	5.20	9.79	4.59	8.4	**C.V**

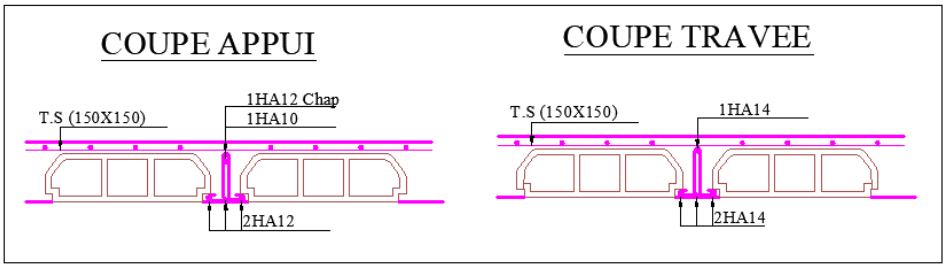


Figure III. 10. Détail de ferraillage de poutrelle pour RDC

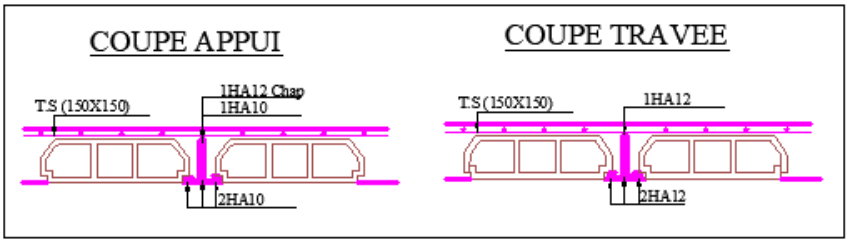


Figure III. 11. Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages d'habitations et terrasse

III.3.5. 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 an 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**) **cm^2**

Armatures:

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

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

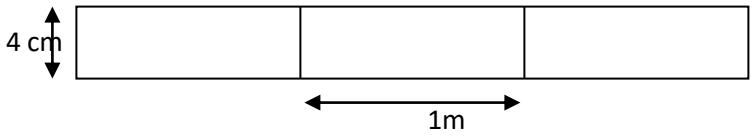


Fig.III.12. Schéma de la Table de compression

III.4 . DALLE PLEINE;

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à 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. Méthode de calcul:

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.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto plastique.

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.5.4. Dalle pleine triangulaire encastrée sur les 3 cotés

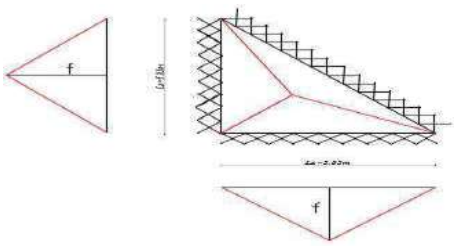


Figure III. 13. Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

III.5.4.1. Calcul de la charge totale

G = 6.91 KN/m² P_u= 11.58 KN/m²

Q = 1.5 KN/m² P_{ser}= 8.41 KN/m²

III.5.4.2. Calcul des moments

- **A l'ELU :**

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, (travail externe), et à évaluerle travail provoqué par les moments internes, (travail

interne). Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre et la somme des travaux égale à zéro.

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Textavec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times \bar{f} \end{cases}$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{T}int = \sum \boldsymbol{T}e\boldsymbol{x}t$

On obtient :

$$\Longrightarrow Mu = 0.26Pu = 3.01 \text{ KN. m}$$

- **A l'ELS**

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si ρ = Lx/Ly ≥ 0.4 et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments Mx suivant Lx et My suivant Ly

Dans le sens de la petite portée Lx : Mx = μx P Lx

Dans le sens de la grande portée Ly : My = μy

Les valeurs des coefficients μx et μy sont données en fonction du rapport ρ = Lx/Ly et du coefficient de poisson v.

$\Longrightarrow$ Mser x = μx P Lx^2 = 0.0441 × 8.41 ×4.57^2 = 7.74KN. m

$\Longrightarrow$ Mser y = μy Mx = 1 ×7.74 = 7.74KN. m

III.5.4.1. Calcul du ferraillage

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire :

Mtx = Mty = 0.75 × Mu = 2.26KN. m.....Le moment en travée.

Max = May = −0.5 × Mu = −1.50KN. m.....Le moment aux appuis.

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm

d'épaisseur.

Tableau III. 21. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine

	M_U (kN. m)	M	μ	β	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	2.26	1.940	0.003	0.998	1.00	0.24	3HA10=2.35
appuis	-1.50	1.16	0.002	0.999	1.00	0.15	3HA8=1.5

III.5.4.1. Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle de rive :

Mtx = Mty = 0.75 × Mser = 5.80KN. m → Le moment en travée .

Max = May = −0.5 × Mser = −3.87KN. m → Le moment aux appuis .

Tableau III. 22.Vérification des contraintes à L'ELS

	A (cm²)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\,adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$
En Travée	2.35	5.80	3.54	15	CV
Eux Appuis	1.5	-3.87	1.35	15	CV

III.5.4.1. Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoind'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

Vérification de l'effort tranchant :

$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$ = **16.16 KN** ; $V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly}$ =**15.82KN**;

$\Rightarrow \frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.688MPa$ **[1]** $\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_{b=1.67MPa}$ ➔ $\boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III .5.4.2.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. 23 : vérifications préliminaires de la flèche des dalles

1ere condition	2eme condition	3eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$	$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35}$
h/ L = 0.3/ 3.00 = 0.1 Mt/(10 Mo)= 1.420/(10*1.420)=0.1	ρ=A/(bo*d)=2 .35/(100*23)=0.001 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01	h/L = 0.3 / 3.00 = 0.1 $\frac{1}{27} à \frac{1}{35}$ = 0,028à0,037.
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

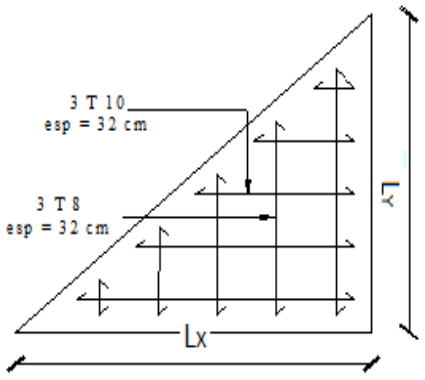


Figure III -14 : ferraillage de la dalle triangulaire

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.3. Escalier à deux volées étage couront :

III.3.3.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques d'escalier sont :

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

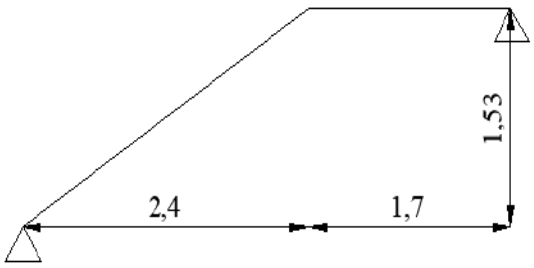


Figure III.15: Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL** :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (CV)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L =1.53/2.40= 0.637

donc : α =32.51°

$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = 2.846$

l =1.7+2.846 =4.55m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 13 \leq 15.16$ On adopte: e = 15cm

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau III.24: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	5.49

Tableau III.25: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
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	0.15 / cos α	25	4.44
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.87
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	8.05

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

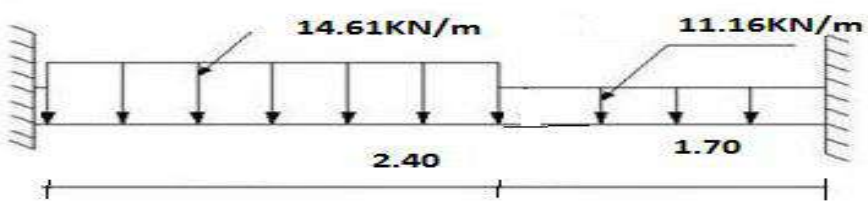
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.26: Combinaison des charges de l'escalier

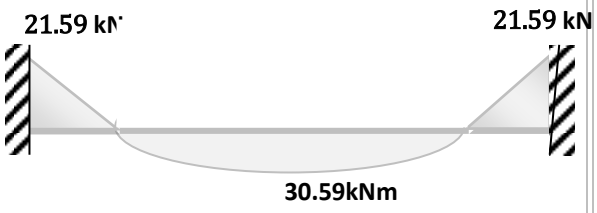
	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7 .99
Paillasse	8.05	2.5	14.61	1O.55

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :



M_{umax} (en travée) = 30.59 KN.m

M_{umax} (en appui) = 21.59 KN.m



V_{umax} =28.43 KN

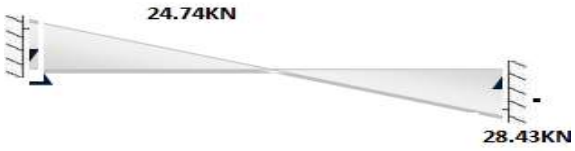


Figure III.16: Schéma statique à l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :

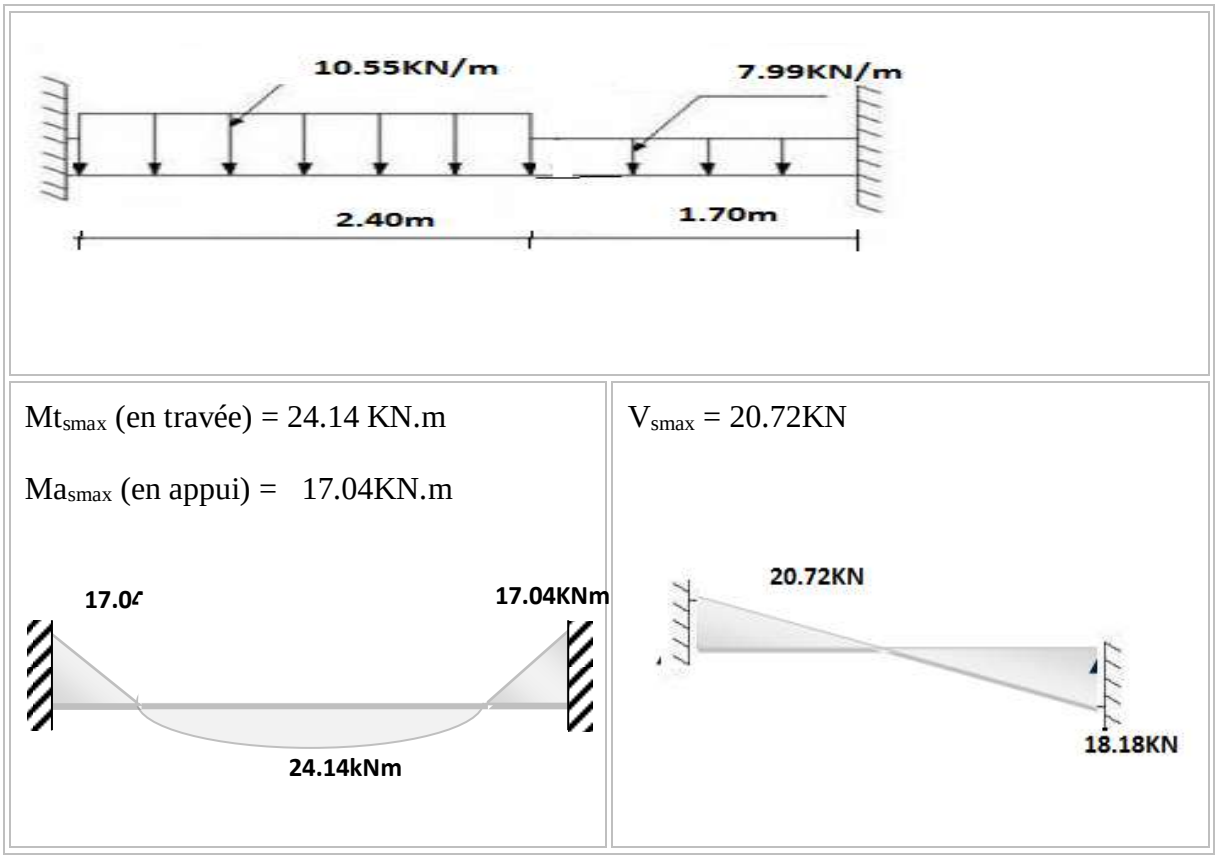


Figure III.17: Schéma statique à l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau III.27: les donnée

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.27: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²) /ml
En travée	30.59	0.095	0.949	6.17	0	6HA12=6.78
En appuis	21.59	0.067	0.965	4.28	0	4HA12=4.52

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ (c.v)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.28: Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$	3 HA 12 = 3.39 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.130$	3 HA 12= 3.39cm^2

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III.29: Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

t

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30.03 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.200\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.200\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau III.30 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.78	4.52
M_{ser} (kN.m)	24.14	17.04
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.84$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.88$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 15701.89$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10330.80$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.95$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 1.48$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{468} = 0.036 \geq \frac{22.54}{20 \times 26.51} = 0.04 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 15} = 0.0051 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- **Détermination de l'axe neutre**:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.44cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 46014.22cm^4$$

Tableau III.31.Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
7.70	24.14	0.0051	270.66	1.43	9.44	46014.22
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
7348.13	14958.15	25.97	30.91	4.94	9.38	Oui

III.4. Escalier à deux volées RDC:

III.4.1 Pré dimensionnement :

Les caractéristiques d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.98m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

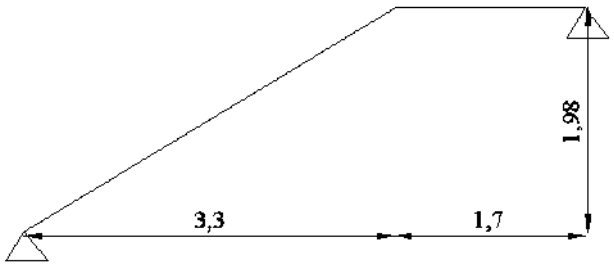


Figure III.18: Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL** :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (CV)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L =1.98/3.30= 0.60

donc : α =30.96°

$L_0 = \sqrt{1.98^2 + 3.30^2} = 3.848$

l =1.7+3.848 =5.55m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 15.8 \leq e \leq 18.5$ On adopte: e = 17cm

III.4.4.2Evaluation des charges et surcharges :

III.4.4.2.A. Charges permanentes :

Tableau III.32: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	5.99

Tableau III.33-: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
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	0.17 / cos α	25	4.98
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	8.49

III.4.4.2.B. Charge d'exploitation

Q = 2.5KN/m2

III.4.4.3. Détermination des efforts :

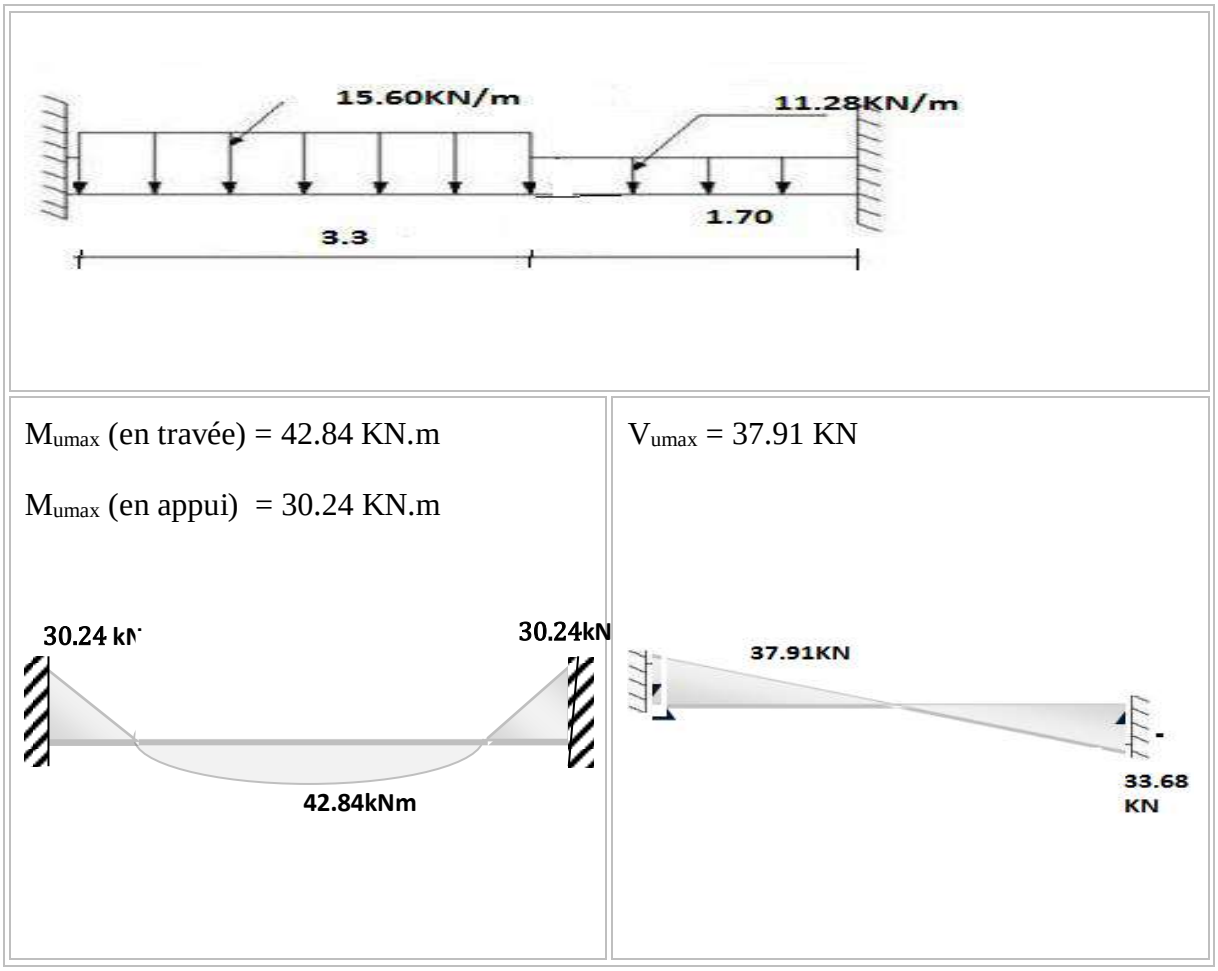
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.34: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.99	2.5	11.83	8.49
Paillasse	8.78	2.5	15.60	11.28

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :



M_{umax} (en travée) = 42.84 KN.m

M_{umax} (en appui) = 30.24 KN.m

V_{umax} = 37.91 KN

Figure III.19: Schéma statique à l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :

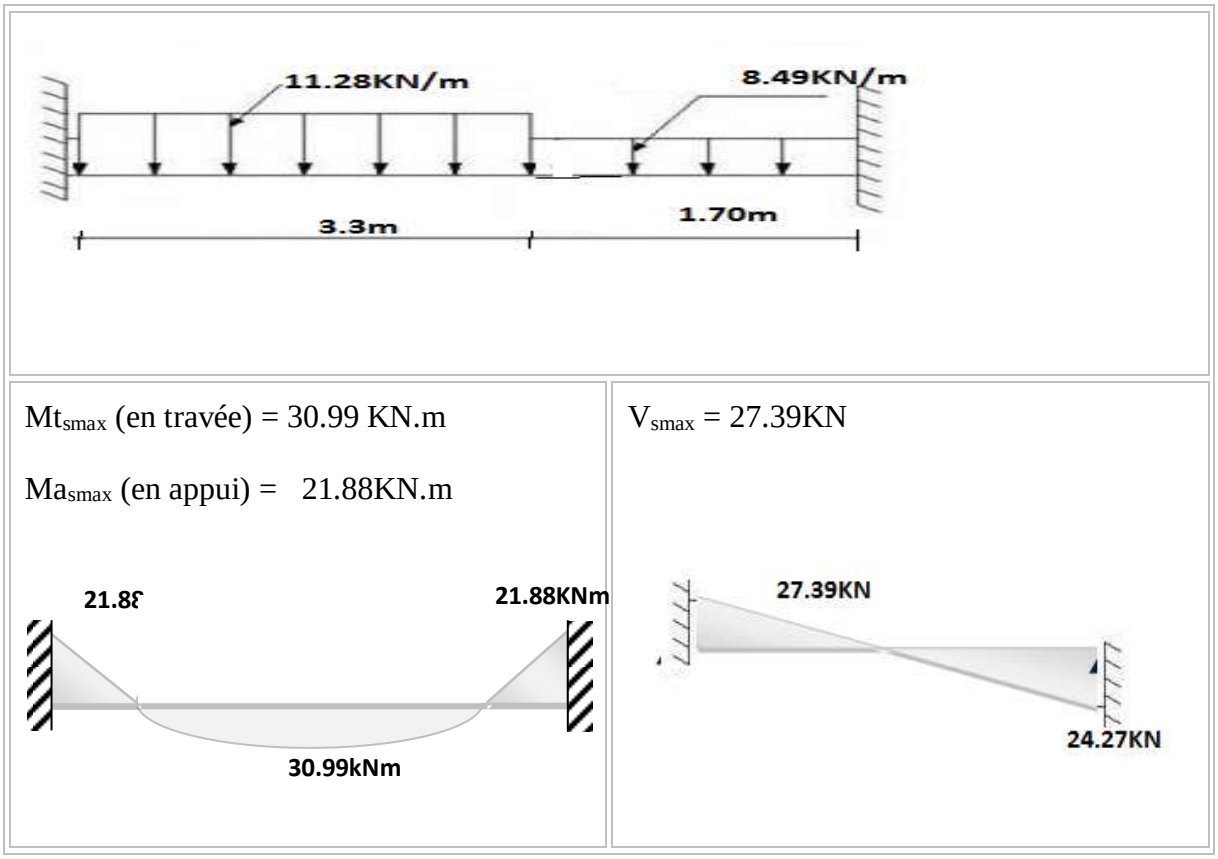


Figure III.20: Schéma statique à l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau III.:35. les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau II.36: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²) /ml
En travée	42.84	0.134	0.928	8.84	0	8HA12=9.05
En appuis	30.24	0.094	0.951	6.09	0	6HA12=6.78

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ (c.v)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.37: Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.262$	3 HA 12 = 3.39 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$	3 HA 12= 3.39cm^2

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III.38: Vérification de l'espacemet

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0.200\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.200\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.39: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	9.05	6 .78
M_{ser} (kN.m)	30.99	21.88
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.87$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.84$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 15701.89$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 15701.89$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 9.61$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.95$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow 0.036 \geq 0.004 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.005 \leq 0.005 \qquad (c.v)$$

C.- Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme simplement appuyée sur les deux voiles elle est de section (b×h).

a) **Pré dimensionnement** :

La poutre palière a une longueur L=3.65m.

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \quad 24.33cm < h < 36.5cm$$

On prend : h=35cm et b=30cm.

b) **Vérification des conditions du RPA99V2003** :

$b \geq 20cm$ ⇨ On : $b = 30cm$ CV

$h \geq 30cm$ ⇨ On : $h = 35cm$ .CV

$\frac{h}{b} \leq 4$ ⇨ On : $\frac{40}{30} = 1.34$ CV.

III.5.1.Evaluation des charges :

ELU : $P_U = 1.35(G_P + R_P)$ ⇨ $P_U = 21.25KN/mL$

- ELS : $P_{ser} = G_P + R_P$ ⇨ $P_{ser} = 15.74KN/mL$

Calcul des moments :

$Mo = \frac{P_u.L^2}{8} = 59.93KN/m$ ⇨ $Mt = 0.85M_o = 50.94KN/m$

⇨ $Ma = 0.6M_o = 35.96KN/m$

$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{8} = 44.39KN/m$ ⇨ $Mt_{ser} = 0.85M_{0u} = 37.73KN.m$

⇨ $Ma_{ser} = 0.6M_{0ser} = 26.63KN.m$

III.5.2.Ferraillage :

- Données :

Tableau III.40: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 40cm	d=23cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **En travée** :

$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}}$ ⇨ $\mu = 0.226$

$\mu = 0.226 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée A'$_s$ = 0.

$\mu = 0.0898 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ⇨ $\begin{cases} \varepsilon_S = 10 \\ \sigma_S = \frac{Fe}{\gamma_S} = 348MPA \end{cases}$

$A_s = \frac{M_F}{B.d.\sigma_S}$ ⇨ $A_S = 8.68cm^2$

- **Sur appuis** :

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.15$$

$\mu = 0.063 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée A'$_s$ = 0. $\begin{cases} \varepsilon_S = 10 \\ \sigma_S = \dfrac{Fe}{\gamma_S} = 348MPA \end{cases}$

$\mu = 0.063 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ⇨

$$A_s = \frac{M_F}{B.d.\sigma_S} \Rightarrow A_S = 6.1cm^2$$

- **<u>Condition de non fragilité</u>** :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{ft_{28}}{Fe} \Rightarrow A_{\min} = 1.36cm^2$$

➢ En travée : $A_S = 8.68cm^2 > A_{\min} = 1.36cm^2$ **CV**

➢ Sur appuis : $A_S = 6.13cm^2 > A_{\min} = 1.36cm^2$ **CV**

- **<u>Choix des armatures</u>** :

⇨ En travée : $A_S = 8.68cm^2$ ⇨ $6HA14$

⇨ Sur appuis : $A_S = 6.13cm^2$ ⇨ $6HA14$

<u>Armatures transversales</u> :

$$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, 10\right\} \Rightarrow \phi \le \min\{13,12,10\} \text{ Soit } \phi = 8mm \text{ Q}$$

⇨ Espacement St :

× $St = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ⇨ $st = 10cm$ Zone nodale.

× $St = \min\{,10\phi, 15cm\}$ ⇨ $st = 15cm$ Zone courante.

<u>III.5.3.Vérification de l'effort tranchant</u> :

- Données : $V = 12.74KN$, $b = 30cm$, $d = 35cm$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.213MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 fc_{28}, 5MPA\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25MPA$$

$\tau_u = 0.213 < \bar{\tau}_u = 3.25$ C V

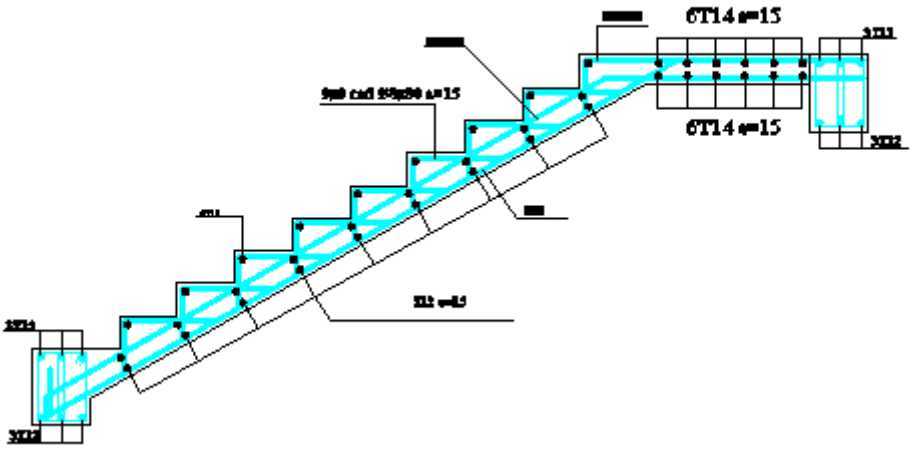


Figure III.21: Ferraillage de l'escalier

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer au préalable à fin d'équilibrer la structure sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion
  Ces deux centres doivent être proches l'un de l'autre afin d'éviter la rotation lorsque la structure est soumise au séisme et cela afin de permettent un libre déplacement dans les deux sens.

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} XG = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \\ YG = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV -1: Calcule de centre de masse

Etage	$\sum W_i$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
6ème	1770.7732	13688.076	21709.767	7.73	12,18
5ème	1876.9749	14565.325	22992.931	7.76	12,21
4ème	1876.9749	14565.325	22992.931	7.76	12,21
3ème	1997.3367	15579.226	24447.392	7.80	12,23
2ème	1997.3367	15579.226	24447.392	7.80	12,23
1er	2131.8588	16713.772	26072.623	7.84	12,23
RDC	2130.4528	16766.663	26055.437	7,87	12,23

IV.2.2. 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 repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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

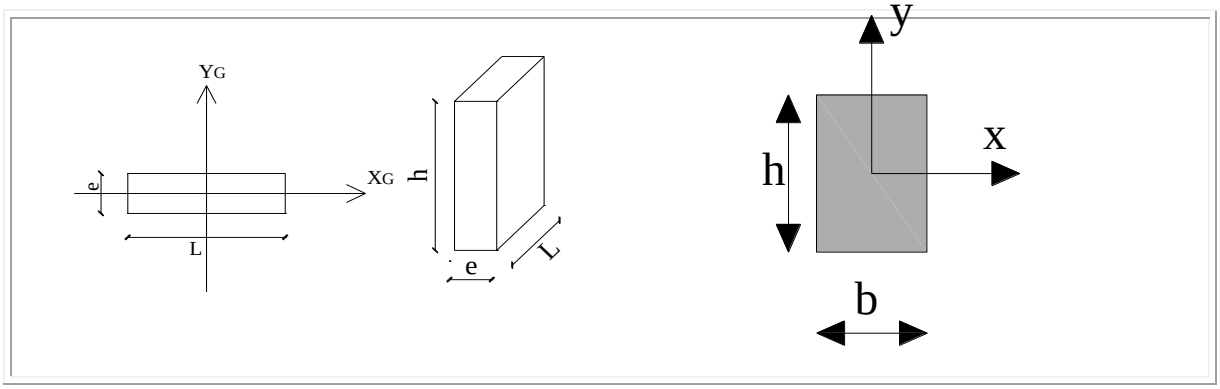


Figure IV -1 : dimension des voiles et poteaux

Tableau IV -2: Calcule de centre de torsion

Etage	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	X_T	Y_T
6ème	578.313	562.735	4470.359	6899.131	7.43	11 .20

5ème	621.256	605.691	4700.162	7419.714	7.44	11.22
4ème	621.256	605.691	4700.162	7419.714	7.44	11.22
3ème	669.972	654.510	5225.781	8011.202	7.46	11.24
2ème	669.972	654.510	5225.781	8011.202	7.46	11.24
1er	724.333	708.931	5678.770	8670.226	7.48	11.27
RDC	724.022	720.473	5698.053	8811.384	7.49	11.27

IV.2. 3. Excentricité :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment:**
  - Longueur du bâtiment =27.94 m
  - Largeur du bâtiment =11.35 m
  - Hauteur de RDC =3.57 m
  - Hauteur d'étage =3.06 m

IV.2. 3.A. 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 :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV -3: Calcule d'excentricité

Etage	X_G	X_I	$E_{x\,Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\,Théo}$ (m)
6ème	7.73	7.43	0.30	12,18	11 .20	0.98
5ème	7.76	7.44	0.32	12,21	11.22	0.99

4ème	7.76	7.44	0.32	12,21	11.22	0.99
3ème	7.80	7.46	0.34	12,23	11.24	1.01
2ème	7.80	7.46	0.34	12,23	11.24	1.01
1er	7.84	7.48	0.36	12,23	11.27	0.97
RDC	7,87	7.49	0.38	12,23	11.27	0.96

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

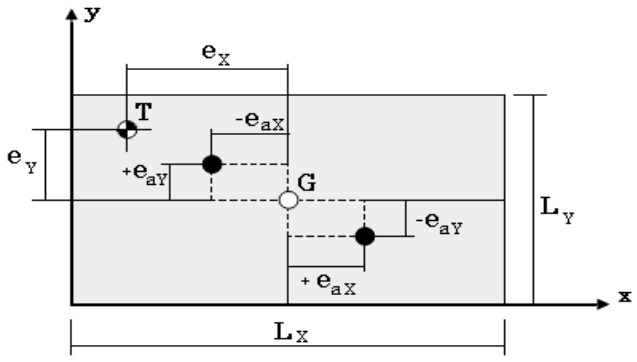
Tableau IV. 4 : Calcule d'excentricité

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
21.93	27.44	12.95	1.37	0.65
18.87	27.44	12.95	1.37	0.65
15.81	27.44	12.95	1.37	0.65
12.00	27.44	12.95	1.37	0.65
9.69	27.44	12.95	1.37	0.65
6.63	27.44	12.95	1.37	0.65
3.57	27.44	12.95	1.37	0.65

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L,

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.



Position des centre de masse

Tableau IV -2 : Position des centre de masse

Tableau IV -5 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
21.93	0.30	1.37	1.67	0.98	0.65	1.63
18.37	0.32	1.37	1.69	0.99	0.65	1.64
15.81	0.32	1.37	1.69	0.99	0.65	1.64
12.75	0.34	1.37	1.71	1.01	0.65	1.66
9.69	0.34	1.37	1.71	1.01	0.65	1.66
6.63	0.36	1.37	1.73	0.97	0.65	1.62
3.57	0.38	1.37	1.75	0.96	0.65	1.61

IV.2 Disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles)., de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un

certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique à égales distances par rapport aux axes de symétries dans les deux directions ;
-
- Minimiser le bras de levier entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Respect du nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Les propositions des dispositions des voiles de contreventement :

Apres avoir fait plusieurs dispositions des voiles, nous retenons les dispositions ci après :

1ére disposition (voile de contreventement)

Modes	Mode 1 / T1 =0.60s	Mode 2 /T2=0.57s	Mode 3 / T3=0.51s
Suivant X	60	2.01	0.15
Suivant Y	5.11	60.67	0.02
Autour de Z	0.17	1.15	63 .07

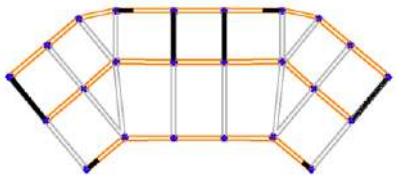


Figure IV. 3. 1ére disposition des voiles

2éme disposition

Modes	Mode 1 / T1 =0.46 s	Mode 2 / T2 = 0.44 s	Mode 3 / T3 =0.43 s
Suivant X	69.29	0.39	1.13
Suivant Y	1.25	36.29	6.05
Autour de Z	0.93	0.04	0.08

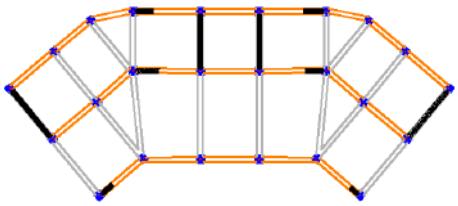


Figure IV. 4. 2éme disposition des voiles

3éme disposition

Modes	Mode 1 / T1 =0.49 sec	Mode 2 / T2 =0.47sec	Mode 3 / T3 = 0.43sec
Suivant X	60.70	3.89	0.12
Suivant Y	3 .26	60.58	1.20
Autour de Z	0.27	0.02	34.51

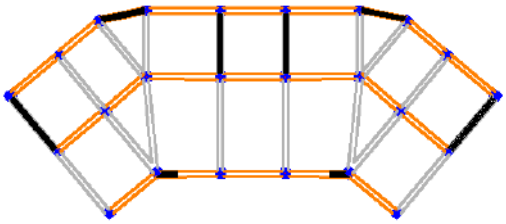


Figure IV. 5. 3éme disposition voiles

4éme disposition (disposition finale)

Mdes	Mode 1 / T1 =0.40sec	Mode 2 = 0.58sec	Mode 3 / T3 =0.49 sec
Suivant X	29 .11	33.23	0.01
Suivant Y	45 .07	31.75	0.13
Autour de Z	3.73	12.38	0.00

Remarque : Après plusieurs dispositions des voiles, on adopte pour cette disposition et la disposition finale.

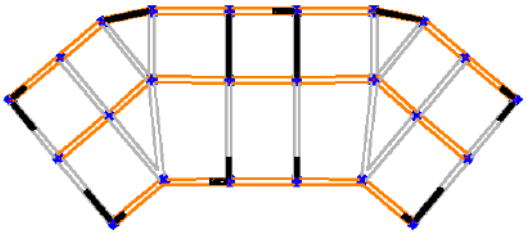


Figure IV. 6. 4éme disposition des voiles (disposition finale)

IV.4 Calcul dynamique du bâtiment:

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, Le calcul peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique equivalents ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **2**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].**

Pour notre structure, la hauteur (H = 21.93m) , donc selon le RPA99V2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc en utilise la méthode dynamique modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse ***ROBOT 2014***.

IV.3.2. La Méthode dynamique modale spectrale :

✓ **a) Principe:**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. **ROBOT 2014.]**

✓ **b) Modélisation:**

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical) selon le déplacement de la structure. Le calcul se fait par le logiciel d'analyse **"ROBOT 2014"**

✓ **Spectre de réponse de calcul**

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

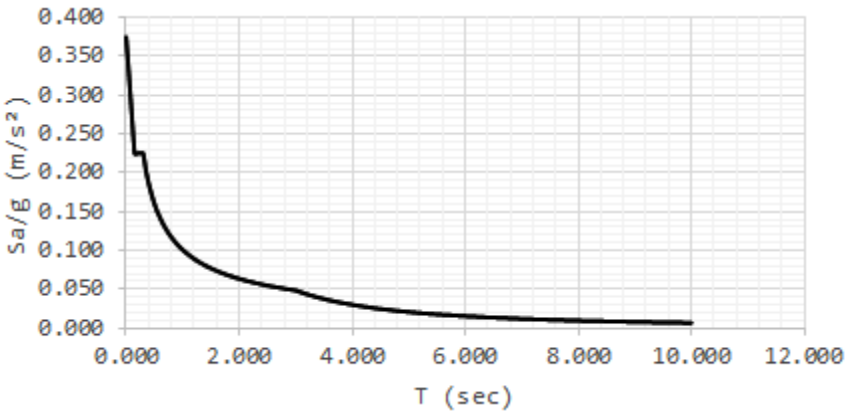


Figure IV. 7. Spectre de réponse X et Y

a) Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)

A = 0,25

b) <u>Facteur de correction d'amortissement η :</u>

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

$\xi = 7\ \%$

Avec : remplissage dense → 1 = 0.882

C) Coefficient de comportement R :

Le choix de Coefficient de comportement R

Tableau IV. 6. Coefficient de comportement .

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc : Système de contreventement : **R=3.5**

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

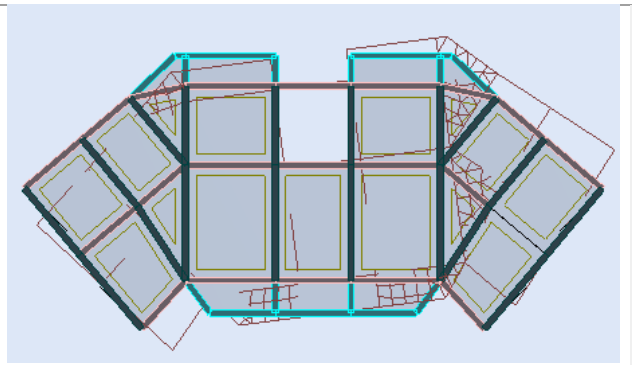
$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

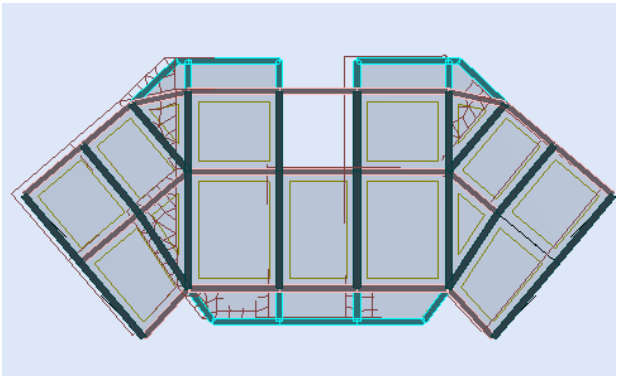
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement



Mode 01



Mode 02

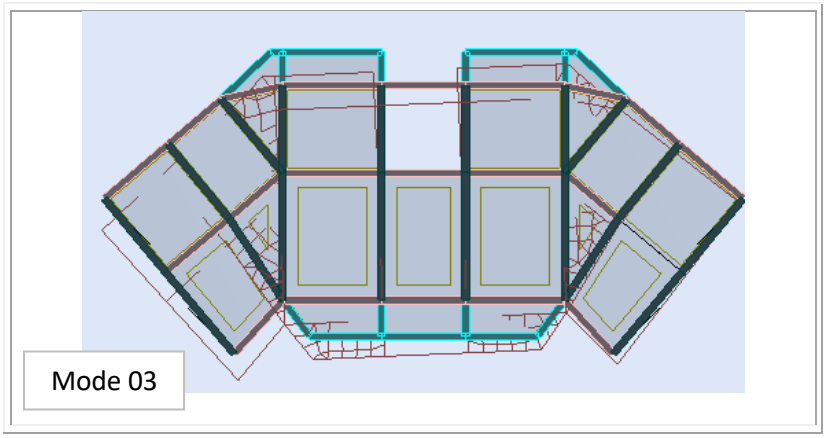


Figure IV – 8 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV – 8 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant la première diagonale	translation pure suivant la deuxième diagonale	rotation pure autour de l'axe z

IV.4.2. vérification de participation massique:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Les coefficients " α_i " et les périodes sont portés dans le tableau suivant:

Tableau IV -9: Coefficient de participation

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x(%)	Sens y(%)	Sens z(%)
1	0.43	29.11	33.23	0.01
2	0.38	74.18	64.96	0.14
3	0.49	77.92	77.81	0.14
4	0.21	81.85	82.33	0.21
5	0.20	87.96	86.88	0.98
6	0.17	88.65	88.62	0.99
7	0.15	88.54	88.71	1.16
8	0.14	88.67	88.93	1.17
9	0.12	90.79	90.14	1.17
10	0.12	92.77	92.31	1.17

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T2 = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_X = \frac{0.09 \times 21.93}{\sqrt{27.94}} = 0.37s \qquad T_Y = \frac{0.09 \times 21.93}{\sqrt{11.35}} = 0.58s$$

Vérification de la période : "RPA 99 VERSION 2003" (Art 4.2.4.4)◄◄

Les valeurs de T calculées à partir de Robot2010 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

1,3.TEmp = 1,3. Tnum

tableau IV -10 : vérification des période.

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.37	0.43	0.48	CV
Y	O.58	0.38	0.75	CV

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale

A : coefficient d'accélération de	A = 0,25	**[TAB.4.1 RPA99V2003]**
D:facteur d'amplification dynamique	$D_X = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882$ $= 2.20 \quad 0$ $\leq T = 0.37s$ $\leq 0.5s$ $D_Y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.8$ $= 2.20 \quad 0$	**[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]**
1 : facteur de correction d'amortissement :	$\eta = 0,882$	**[TAB.4.2 RPA99V2003].**
T : période fondamentale	$T_X = 0.37s \quad T_Y = 0.58s$	**[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]**
R:coefficient de comportement global	R = 5	**[Tab 4.3 RPA99v2003]**
Q : facteur de qualité	Qx=1.1 Qy=1.1	**[Tab.4.4 RPA99V2003] :**
Poids de la structure	W=10818.13KN β= 0.2	**[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]**

La force sismique V:

Tableau IV. 12 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.20	2.20	5	1.1	1.1	10818.13	1869.99	1869.99

Vérification des forces sismiques : "RPA 99 VERSION 2003" [Art 4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue à partir de ROBOT2010 ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV. 13: Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1869.99	2952.78	1495.99	**CV**
Y	1869.99	2780.03	1495.99	**CV**

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec

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

Le moment de stabilité qui est égal à :Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

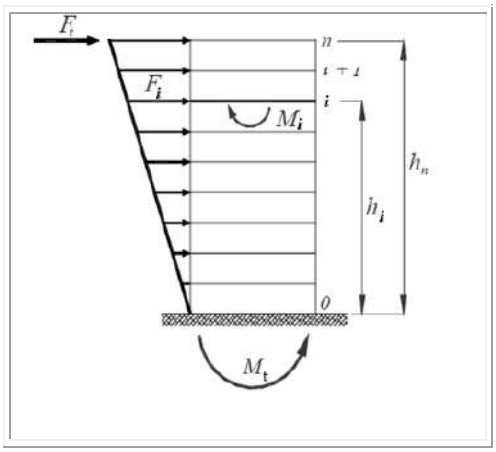


Figure IV. 9: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,487 s → Ft = 0
- TY = 0,481 s → Ft = 0

Donc:

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

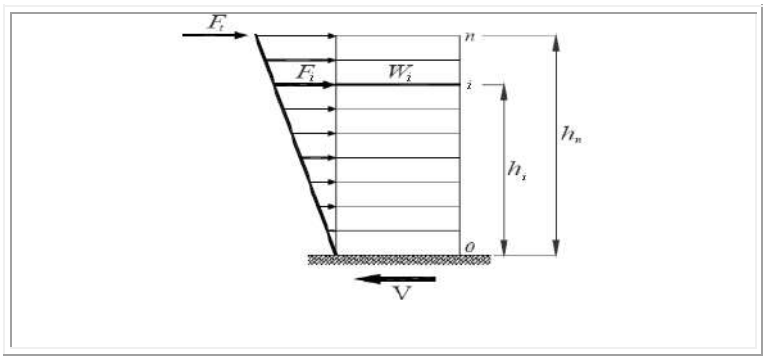


Figure IV. 10: Distribution des forces sismiques

Tableau IV. 14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
21.93	1770.7732	37929.961	0.184425	492.2210
18.87	1876.9749	34461.259	0.167559	447.500
15.81	1876.9749	28717.715	0.139633	372.673
12.75	1997.3367	24447.401	0.118869	317.255
9.69	1997.3367	18335.550	0.089152	237.310
6.63	2131.8588	13046.975	0.063437	169.310
3.57	2130.4528	6519.185	0.031698	84.600
	SOMME	205665.465	1	2668.95

Tableau IV. 15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
21.93	1770.7732	37929.961	0.184425	535.415
18.87	1876.9749	34461.259	0.167559	486.582
15.81	1876.9749	28717.715	0.139633	405.487
12.75	1997.3367	24447.401	0.118869	345.189
9.69	1997.3367	18335.550	0.089152	258.892
6.63	2131.8588	13046.975	0.063437	184.217
3.57	2130.4528	6519.185	0.031698	92.049
	SOMME	205665.465	1	2903.95

IV.4.5.2. Moment de renversement :

Tableau IV. 16: calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
21.93	492.2210	535.415	13688.076	21568.0175
18.87	447.500	486.582	14565.325	22917.861
15.81	372.673	405.487	14565.325	22917.861
12.75	317.255	345.189	15579.226	24427.427
9.69	237.310	258.892	15579.226	24427.427

6.63	169.310	184.217	16713.772	26072.633
3.57	84.600	92.049	16766.663	26055.437
		∑Mo	106064.865	189421.406

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau IV. 17: calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
21.93	1770.7732	7.73	12,18	13688.076	21568.0175
18.87	1876.9749	7.76	12,21	14565.325	22917.861
15.81	1876.9749	7.76	12,21	14565.325	22917.861
12.75	1997.3367	7.80	12,23	15579.226	24427.427
9.69	1997.3367	7.80	12,23	15579.226	24427.427
6.63	2131.8588	7.84	12,23	16713.772	26072.633
3.57	2130.4528	7,87	12,23	16766.663	26055.437
∑Mt				106064.865	189421.406

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.18: Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
106064.86	189421.40	45031.005	49206.03	2.355	3.849	OUI

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la stabilité est vérifiée.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

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

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

$$\text{au } \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite he : la haute= 0.01 he}$$

Tableau IV. 19: Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
			1.5	3.06	Oui
+21.93	1.2	6.00			
			1.00	3.06	Oui
+18.87	1,0	5.00			
			1.50	3.06	Oui
+15.81	0.7	3.50			
			1.00	3.06	Oui
+12.75	0.5	2.50			
			1.5	3.06	Oui
+9.69	0.2	1.00			
			0.50	3.06	Oui
+6.63	0.1	0.50			
			0.50	3.06	Oui
+3.57	0.09	0.01			
			00	3.06	Oui

+0.00	00	00	00	3.57	Oui

Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+21.93	1,8	9.00			
			1.5	3.06	Oui
+18.87	1.5	7.5			
			2.00	3.06	Oui
+15.81	1.1	5.5			
			0.5	3.06	Oui
+12.75	0.8	4			
			1.5	3.06	Oui
+9.69	0.5	2.5			
			1.00	3.06	Oui
+6.63	0.3	1.5			
			0.50	3.06	Oui
+3.57	0.1	0.5			
			1.00	3.06	Oui
+0.00	00	00	0.5	3.57	Oui

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 21: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	θ≤ 0.10
21.93	3494.83	492.2210	1031.9627	1	0.0067758	Oui
18.87	5371.809	447.500	1479.4627	1.5	0.0177986	Oui
15.81	7248.783	372.673	1852.1357	1	0.0127900	Oui
12.75	9246.12	317.255	2169.390	1.5	0.0208925	Oui
9.69	11243.45	237.310	2406.700	0.5	0.00763354	Oui
6.63	1337.31	169.310	2576.0107	0.5	0.00848408	Oui
3.57	15505.76	84.600	2660.6107	0	_	_

Tableau IV. 22: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
21.93	3494.83	535.415	1131.39	2	0.0201893	Oui
18.87	5371.809	486.582	1617.972	0.5	0.005429	Oui
15.81	7248.783	405.487	2023.459	1.5	0.0175606	Oui
12.75	9246.12	345.189	2368.648	1	0.0127566	Oui
9.69	11243.45	258.892	2627.54	0.5	0.0069919	Oui
6.63	13375.31	184.217	2811.757	1	0.0155454	Oui

3.57	15505.76	92.049	2903.806	0.5	0.00872517	Oui

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

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV. 23. vérifications des sollicitations normales.

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
6eme étage	300.69	1225OO	25	0.10	C.V
5eme étage	463.45	160000	25	0.11	C.V
4eme étage	494.55	160000	25	0.12	C.V
3eme étage	537.07	202500	25	0.10	C.V
2eme étage	744.81	202500	25	0.14	C.V

1er étage	847.97	250000	25	0.14	C.V
RDC	1130.23	250000	25	0.18	C.V

Vérification de cisaillement des éléments

Tableau IV. 24: verification de cisaillement des poutre

sectio	b(cm)	h(cm)	T(kN)	comb	Situ	Ɣb	positio	T(mp)	τadm(mp)	Obs
PP(30 x45)	30	45	315.63	G+Q + Q1+E	ACC	1.15	inter	2.81	4.35	**vérifier**
Ps(30 x35)	30	35	124.84	G+Q +Q1 +Edx	ACC	1.15	inter	1.11	4.35	**Vérifier**
P Palière	30	30	76.81	G+Q +Q1 +Edx	ACC	1.15	inter	0.93	3.26	**Vérifier**

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de

contreventement **R=3.5** car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles

« théoriquement ».

Tableau IV. 25. Vérification de cisaillement des poteaux

Section	B (cm)	h(cm)	L(cm)	combinaison	T	T	Tad	Obs
PT	45	45	357	G+Q+ Q1+Edx	262.31	0.760	1.888	**vérifier**
PT	45	45	306	G+Q+ Q1+Edx	288.24	0.998	1.888	**vérifier**

PT	40	40	306	G+Q+ Q1+Edx	241.13	1.015	1.888	**vérifier**
PT	35	35	306	G+Q+ Q1+Edx	173.7	0.908	1.888	**vérifie**

Commentaire : toutes les sections sont justifiées valables pour résister aux contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les voile :** On doit vérifier cisaillement des voiles.

Tableau IV. 26. Vérification de cisaillement des voiles sens X

Direction	**Voile**	**b**	**L**	$\|V_u\|$	**Comb**	τ(**MPa**)	$\bar{\tau}$(**MPa**)	τ $\bar{\tau}$
Suivant X	Voile de contreventement	15	251	2366.93	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	6.936	5	**Non Vérifiée**

Tableau IV. 27. Vérification de cisaillement des voiles sens Y

Direction	**Voile**	**b**	**L**	$\|V_u\|$	**Comb**	τ(**MPa**	$\bar{\tau}$(**MPa**)	τ $\bar{\tau}$
Suivant Y	Voile de contreventement	15	315	2019.53	$G + Q+Q_1+E_{dy}$	5.918	5	**Non Vérifiée**

Commentaire : l'épaisseur du voile choisi (a= 15 cm) n'est pas suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement dans les deux directions X,Y. Donc il faut augmenter l'épaisseur du voile à (a=20 cm).

Tableau IV. 28. Vérification de cisaillement des voiles sens X

Directio	**Voile**	**b**	**L**	$\|V_u\|$	**Comb**	τ(**MP**	$\bar{\tau}$(**MPa**	τ $\bar{\tau}$
Suivant X	Voile de contreventement	20	251	1502.86	$0.8G - E_{dx}$	3.670	5	**Vérifiée**

Tableau IV. 29. Vérification de cisaillement des voiles sens Y

Directio	**Voile**	**b**	**L**	$\|V_u\|$	**Comb**	τ(**MP**	$\bar{\tau}$(**MPa**	τ $\bar{\tau}$
Suivant Y	Voile de contreventement	30	315	1500.76	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	2.740	5	**Vérifiée**

Commentaire : l'épaisseur du voile (a= 20 cm) est suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement dans les deux directions X,Y.

Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 :

$\theta = (P_k \times \Delta_k)/(V_k \times h_k) \leq 0.10$…… **Suivant X et Y :**

Tableau IV. 30. Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y

Nive	w_i	Δk	V_X	θ	Δk	V_Y	θ	h_i	Obs
21.83	8169.990	0.93	1198.83	0.021	0.76	1149.47	0.018	306	**Vérifié**
18.87	10877.630	0.98	1505.11	0.023	0.78	1443.15	0.019	306	**Vérifié**
15.81	10946.570	1.01	1423.05	0.025	0.80	1364.7	0.021	306	**Vérifié**
12.75	10946.120	1.05	1331.40	0.028	0.0	1276.59	0.022	306	**Vérifié**
9.69	10946.120	1.08	1239.81	0.031	0.81	1188.77	0.024	306	**Vérifié**
6.63	11087.000	1.10	1162.99	0.034	0.82	1115.11	0.027	306	**Vérifié**
3.57	11231.160	1.12	1084.13	0.038	0.78	1039.50	0.028	357	**Vérifié**

Conclusion : L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions X, Y et pour tous les étages.

Vérification de l'effort normal réduit à la base :

Tableau IV. 31. Vérification de l'effort normal réduit à la base

N	B(cm)	h (c	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MP	u (MPa)		Obs
375	45	45	919.29	240	G+Q+Edx	25	0.253	0.3	**vérifiée**
375	45	45	939.47	400	G+Q+Edy	25	0.254	0.3	**vérifiée**
430	45	45	580.42	400	G+Q+Edx	25	0.223	0.3	**vérifiée**
430	45	45	599.21	400	G+Q+Edy	25	0.225	0.3	**vérifiée**

Commentaire 1 : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

Conclusion:

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur

applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**

  E.L.U :1,35G +1,5Q.

  E.L.S : G + Q.

- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003] :**

G +Q ±E

0.8G±E.

On a : Q (habitation) et Q1 (commerce)

V.1.Calcul des poutres :

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. 1. Les données du calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1.5$	$\gamma s = 1.15$	$\gamma b = 1.15$	$\gamma s = 1$
$f c28 = 25$ MPa	FeE 400	$f c28 = 25$ MPa	$f c28 = 25$ MPa
$\sigma bc = 14.2$ MPa.	$\sigma s = 348$ MPa	$\sigma bc = 18.48$ MPa	$\sigma s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales

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 :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 de50ϕ en Zone III.
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

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

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

A- Ferraillage des poutres principales

Tableau V. 2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	NIV	B (cm^2) (bxh)	position	M_u KN.m	situation	A'	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix de A (cm^2)
RIVE	RDC	30x45	travée	38.37	DUR	0	2.8	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65
			appuis	30.29	ACC	0	2.2	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65
	EC	30x45	travée	32.80	DUR	0	2.4	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65

			Appuis	26.77	ACC	0	1.9	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
Intermédiaire	RDC	30x45	travée	109.83	DUR	0	8.4	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
			appuis	127.19	ACC	0	9.90	6.75	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
	EC	30x45	travée	46.77	DUR	0	3.4	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
			appuis	69.58	ACC	0	5.1	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65

B- Ferraillage des poutres secondaires

Tableau V. 3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	NIV	**B (cm^2) (bxh)**	**position**	**M_u KN.m**	**situation**	**A'**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{min} CBA**	**A_{min} RPA**	**Choix de A (cm^2)**
RIVE	RDC	30x35	travée	64.77	DUR	0	4.8	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	66.74	ACC	0	4.9	1.05	5.25	6HA14=9.32
	EC	30x35	travée	43.32	DUR	0	3.1	1.05	5.25	6HA14=9.32
			Appuis	44.77	ACC	0	3.2	1.05	5.25	6HA14=9.32
Intermédiaire	RDC	30x35	travée	54.83	DUR	0	4	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	59.82	ACC	0	4.4	1.05	5.25	6HA14=9.32
	EC	30x35	travée	45.46	DUR	0	3.3	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	53.68	ACC	0	3.9	1.05	5.25	6HA14=9.32

V-2-3-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est données par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28

$\overline{\sigma_b}$ = 15 Mpa .

On doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable , donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau : V.4 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal)

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	23.03	préjudiciable	2.27	**CV**	74.32	CV
	Appui	-27.15	préjudiciable	2.68	CV	84.56	CV
Intermédiaire	Travée	17.74	Peu nuisible	1.75	CV	-	CV
	Appui	-32.65	Peu nuisible	3.22	CV	64.78	CV
Plancher RDC							

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	20.25	préjudiciable	2	CV	93.56	CV
	Appui	-19.11	préjudiciable	1.88	CV	78 .34	CV
Intermédiaire	Travée	46.05	Peu nuisible	4.54	CV	-	CV
	Appui	-29.51	Peu nuisible	2.91	CV	95.76	CV
Plancher courant							

Tableau : V.4 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal)

Tableau :V.5 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres secandaire)

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	20.78	préjudiciable	3.39	**CV**	56.39	CV
	Appui	-23.39	préjudiciable	3.81	CV	60.74	CV
Intermédiaire	Travée	31.63	Peu nuisible	5.16	CV	83.50	CV
	Appui	-40.96	Peu nuisible	6.68	CV	110	CV
Plancher RDC							

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	14.40	préjudiciable	2.35	**CV**	46.96	CV
	Appui	-17.62	préjudiciable	2.87	CV	62.87	CV
Intermédiaire	Travée	29.28	Peu nuisible	4.78	CV	77.69	CV
	Appui	37.87	Peu nuisible	6.18	CV	98.96	CV
Plancher courant							

V-2-4-Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

On donc : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ avec: f_{c28} = 2.5 MPa

D'où $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ (situation durable)..

$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (situation accidentelle).

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on a:

$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec: f_{c28} = 2.5 MPa.

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ (situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau :V.6:Vérification des contraintes de cisaillement

sens	poutre	NIV	B(cm^2)	T(KN)	Situation	τ_u (MPA)	vérification
PP	RIVE	RDC	30x45	42.69	DUR	0.343	CV
		EC		29.45	ACC	0.239	CV
	intermédiaire	RDC	30x45	93.54	ACC	0.760	CV
		EC		88.06	ACC	0.715	CV
PS	RIVE	RDC	30x35	62.85	DUR	0.675	CV
		EC		47.43	DUR	0.51	CV
	Intermédiaire	RDC	30x35	48.20	ACC	0.518	CV
		EC		43.78	DUR	0.470	CV

Conclusion : Les poutres des sections suffisantes pour reprendre l'effort de cisaillement.

V-2-5- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : Zone nodale

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S_t \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S_t = \frac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : zone courant

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

. Tableau V.7: section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u (Mpa)	st (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)	nombre des barres
30x45	0.76	37	1.11	11.25	22.5	1.01	20	15	2.01	4φ8
30x35	0.67	38	1.14	8.75	17.5	0.78	20	15	2.01	4φ8

V-2-6-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées reprend 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. $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0.75 \leq K \leq 0.85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.85 (le cas le plus favorable).

Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres

	Section	L (m)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe	Vérification
Poutre principale	30x45	5	0.09	0.06	0,08	0,005	0.012	CV
Poutre secondaire	30x35	5	0.07	0.06	0,08	0,005	0.012	CV

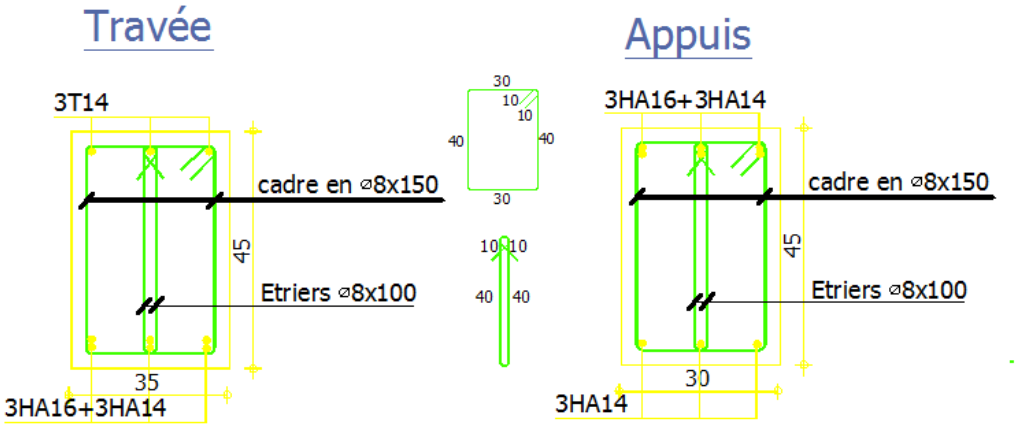


FIG V.1 :Ferraillage des poutres principales en RDC et EC

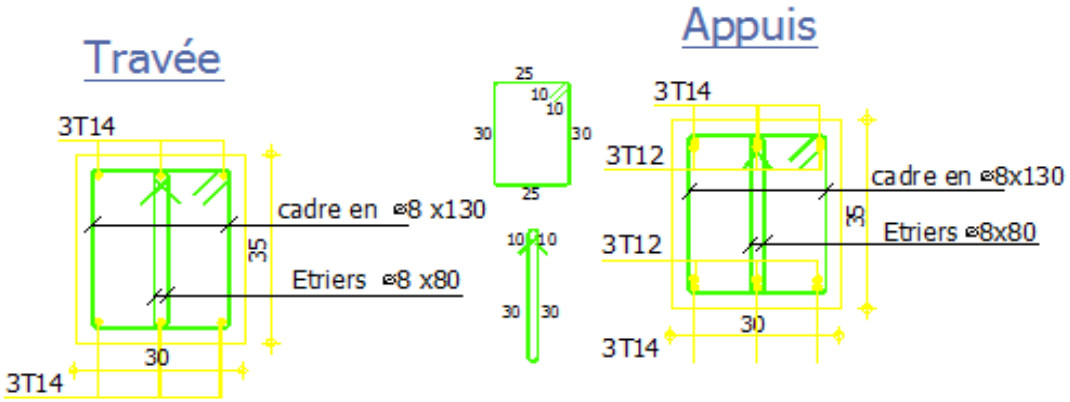


FIG V.2 :Ferraillage des poutres secondaires en RDC et EC

V-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V-3-1- Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et à moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois ces suivants:

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V-3-2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

avec: $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V-3-3- Recommandations des règlements:

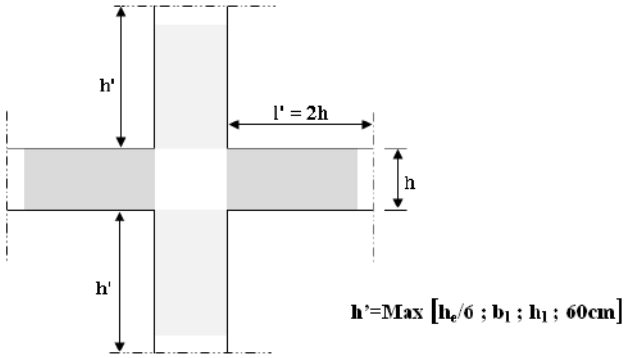
- ✓ **Selon le RAP 99:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \text{ (zone courante).}$$

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \text{ (zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III



FigureV.3.Définition de la zone nodale dans les poteaux

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases}$$

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

V-3-4- Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau : V.1: les Armatures longitudinaux dans les poteaux.

NIV	section	Cas de sollicitation	N (KN)	M (KNm)	situation	A calculée		A_{min}	Choix (cm^2)
						A_{inf}	A_{sup}		
	45x45	N^{max}et M^{cor}	1278.13	29.39	DUR	13.1	13.1	18.22	8HA16+ 4HA14=
		N^{min} et M^{cor}	128.49	36.39	ACC	9.76	9.76		

R.DC et 1	Rive	M^{max}et N^{cor}	89.72	72.86	DUR	5.36	5.36		22.23
	45x45 Inter	N^{max}et M^{cor}	1877.34	41.33	DUR	15.56	15.56		
		N^{min} et M^{cor}	370.04	32.54	ACC	4.89	4.89		
		M^{max}et M^{cor}	50.75	43.86	DUR	2.17	2.17		
2 ; 3et 4	40x40 Rive	N^{max}et M^{cor}	856.39	25.84	DUR	8	8	14.4	8HA16= 16.08
		N^{min} et M^{cor}	54.43	23.84	ACC	2.59	2.59		
		M^{max}et N^{cor}	66.67	60.30	DUR	4.34	4.34		
	40x40 Inter	N^{max}et M^{cor}	1240.96	20.26	DUR	10.95	10.95		
		N^{min} et M^{cor}	103.55	21.93	ACC	5.72	5.72		
		M^{max}et N^{cor}	41.19	37.98	DUR	2.94	2.94		
5 et 6	35x35 Rive	N^{max}et M^{cor}	335.44	28.93	DUR	6.1	6.1	11.02	8HA14= 12.31
		N^{min} et M^{cor}	11.36	22.94	ACC	2.47	2.47		
		M^{max}et N^{cor}	78.53	63.02	DUR	3.83	3.83		
	30x35 Inter	N^{max}et M^{cor}	504.64	16.03	DUR	5.28	5.28		
		N^{min} et M^{cor}	45.99	17.89	ACC	3.86	3.86		
		M^{max}et N^{cor}	43.60	37.38	DUR	3.25	3.25		

V-3-5- Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Tableau .V.2 :Vérification des contraintes à L'E.L.S

NIV	section	N	M	Cas de section	A calculé	σ_b (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)
R.DC, 1	45x45 Rive	1254.18	23.83	SPC	22.23	0.15	15	45.44	201.63
		157.31	11.96	SPC		0.078		70.36	
		40.65	59.20	SPC		0.38		56.45	
	45x45 Inter	1864.52	37.04	SPC		0.24	15	45.90	201.63
		333.23	30.83	SPC		0.20		70.98	
		31.66	16.84	SPC		0.11		56.13	
2 ; 3 et 4	4x40 Rive	840.58	16.53	SPC	16.08	0.15	15	65.75	201.63
		40.88	15.06	SPC		0.14		55.54	
		10.32	59.33	SPC		0.55		64.32	
	40x40 Inter	1229.03	15.88	SPC		0.14	15	43.85	201.63
		110.61	17.69	SPC		0.16		52.31	

		27.20	43.20	SPC		0.40		61.58	
5 et 6	35x35 Rive	329.65	24.25	SPC	12.31	0.33	15	63.22	201.63
		45.32	17.01	SPC		0.23		61.57	
		11.33	76.53	SPC		1.07		43.61	
	35x35 Inter	491.48	13.58	SPC		0.19	15	62.25	201.63
		27.20	17.20	SPC		0.24		57.76	
		10.06	44.80	SPC		0.62		65.97	

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

V-3-6justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **justification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime,elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible :

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\,MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidental le} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle} \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque

Niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V-3 :contraintes limites de cisaillement

NIV	section	$T_{u\ max}$ (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CbA(MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC,1	45x45	130.86	0.684	20.13	0.075	1.875	4.32	CV
2,3 et 4	40x40	142.04	0.946	22.64	0.075	1.875	4.32	CV
5,6	35x35	150.29	1.321	1.321	24.73	1.875	4.32	CV

V-3-6-Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_1 . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul .

h_I : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

ϕ :diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales (zone III) est de 0.9% de la section du béton

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.4 : Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	P	St_{cal} (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
35x35	150	2.01	7.14	2.5	18.73	cour	18	24.3	10 cm	4Ø8
						nod	12	24.3	5 cm	4Ø8
40x40	142	2.01	6.54	2.5	9.63	cour	21	28.8	10cm	4Ø8
						nod	14	28.8	5 cm	4Ø8
45x45	130	2.01	5.81	2.5	11.13	cour	24	29.52	10cm	4Ø8
						nod	16	29.52	5 cm	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale **:**

TableauV.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales

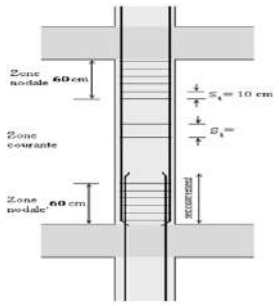
Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	cour	0.38	C.V
	nod	0.57	C.V
40x40	cour	0.33	C.V
	nod	0.50	C.V
45x45	cour	0.44	C.V
	nod	1.005	C.V

15 cm

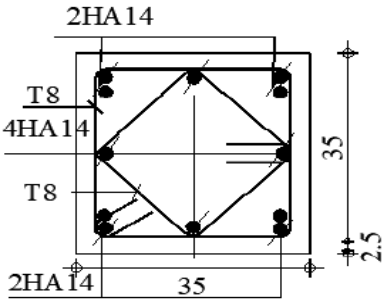
50 cm pour les barres de ϕ=12 mm

60 cm pour les barres de ϕ=14 mm

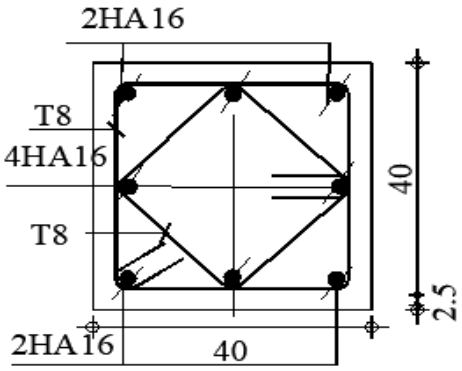
65 cm pour les barres de ϕ=16 mm



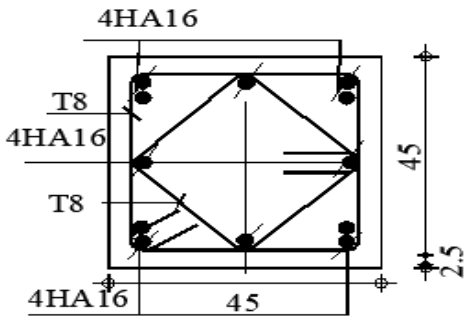
FigureV.4.Disposition des armatures pour les poteaux



FigureV.5.Ferraillage du poteau 35x35



FigureV.6.Ferraillage du poteau 40x40



FigureV.7.Ferraillage du poteau 45x45

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes :**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B.Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur e=20cm

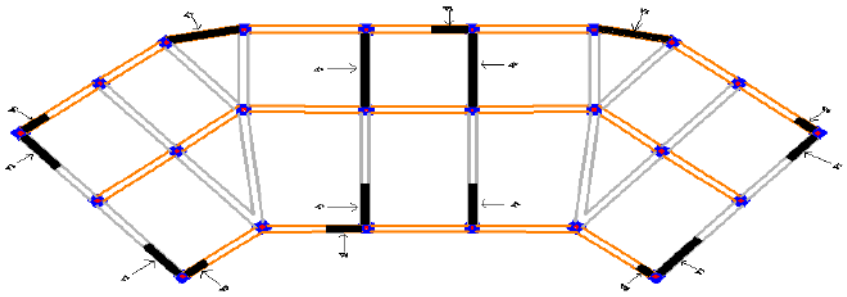


Figure V.8. Disposition des voiles

- **Méthode de calcul :**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

épaisseur	20 (cm)				
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	1	2	2.53	1.5	3.70
σ_1 (MPa)	18.20	18.50	6.42	5.93	17.90
σ_2 (MPa)	-4.95	-1.37	-2.57	-3.40	-5.4
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0.21	0.13	0.72	0.54	0.85
F(KN)	103.95	178.10	185.04	183.6	459
σ_s (MPa)	400	400	400	400	400
(A_s/ml)(cm^2)	2.59	4.45	4.62	4.59	11.4
($A_{s'}$/ml) (cm^2)	2.59	4.45	4.62	4.59	11.4
0.2 $^0/_0$ Bt	1.25	1.53	3.74	1.02	0.68
A_s/ml $\geq$ 0.2 $^0/_0$ Bt	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA (cm^2)	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72
A_{min} RPA (cm^2)	3	6	7.59	4.5	11.1
S_t d'about (cm)	11	11	8	11	11
S_t courante (cm)	22	22	16	22	22
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA16+ 4HA14** =14.19 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	**6HA10** =4.71 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**10HA14** =15.39 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre

des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

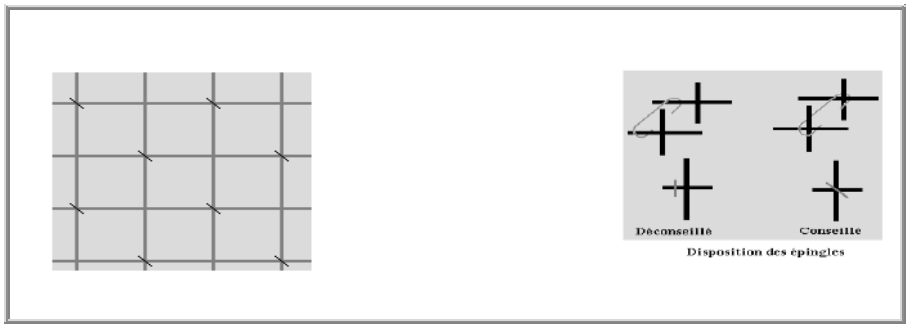


Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

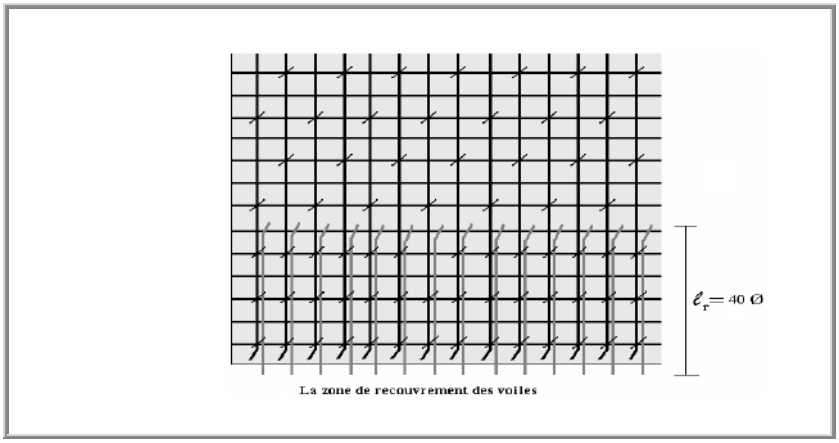


Figure V.10. La zone de recouvrement des voiles

- **<u>Vérification des voiles à l'effort tranchant :</u>**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.6. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	20	215.11	1.165	5	C.V
		104.46	0.641	5	C.V
V2	20	143.27	0.776	5	C.V
		55.65	0.341	5	C.V
V3	20	182.04	0.986	5	C.V
		6.47	0.039	5	C.V
V4	20	142.39	0.771	5	C.V
		11.62	0.071	5	C.V
V5	20	107.84	0.584	5	C.V
		33.55	0.206	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \\ St \leq \min (1,5a, 30cm) \end{cases}$

Tableau V.7. Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15^0/_0$ B	Ah≥ Amin
V1	17	1226.45	1.721	785.56	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V2	17	847.66	1.498	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V3	17	-718.12	-0.408	51.04	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V

V4	17	867.32	1.510	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V5	17	841.92	1.495	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V

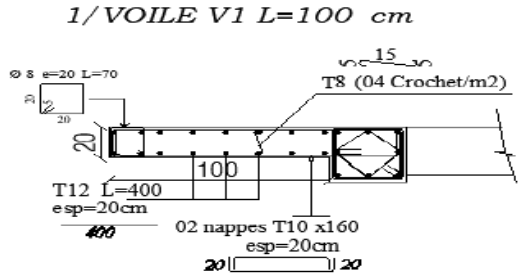


Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 20 cm

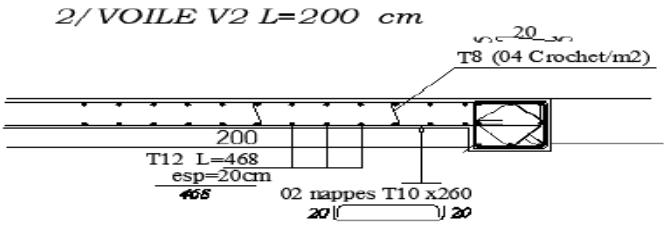


Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 20 cm

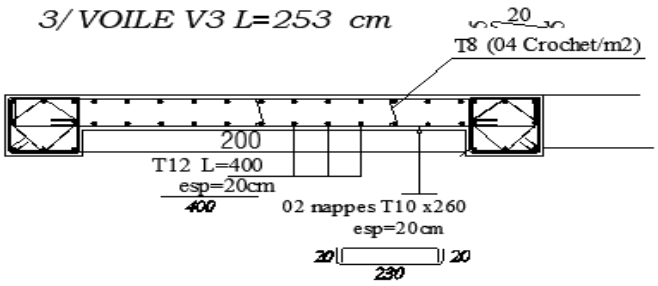


Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 20 cm

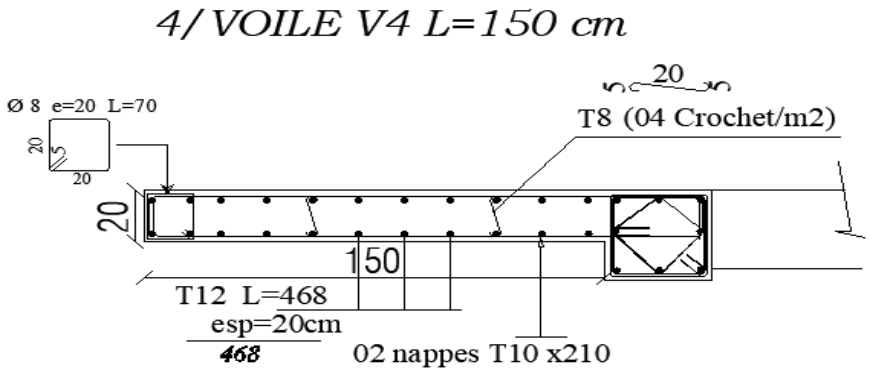


Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 20 cm

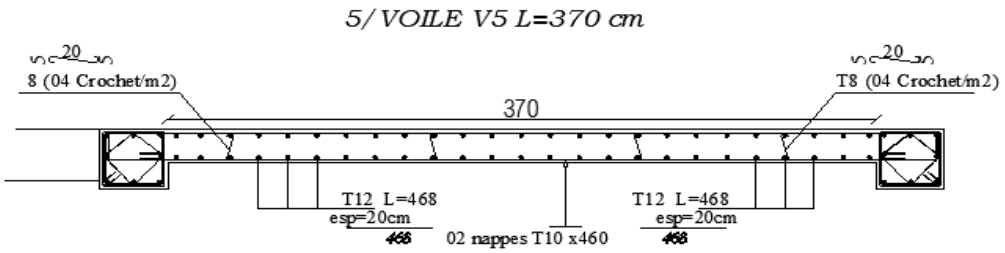


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_5 d'épaisseur 20 cm

INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur

applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**

  E.L.U :1,35G +1,5Q.

  E.L.S : G + Q.

- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003] :**

G +Q ±E

0.8G±E.

On a : Q (habitation) et Q1 (commerce)

V.1.Calcul des poutres :

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. 1. Les données du calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1.5$	$\gamma s = 1.15$	$\gamma b = 1.15$	$\gamma s = 1$
$f c28 = 25$ MPa	FeE 400	$f c28 = 25$ MPa	$f c28 = 25$ MPa
$\sigma bc = 14.2$ MPa.	$\sigma s = 348$ MPa	$\sigma bc = 18.48$ MPa	$\sigma s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales

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 :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 de50ϕ en Zone III.
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

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

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

A- Ferraillage des poutres principales

Tableau V. 2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	NIV	B (cm^2) (bxh)	position	M_u KN.m	situation	A'	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix de A (cm^2)
RIVE	RDC	30x45	travée	38.37	DUR	0	2.8	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65
			appuis	30.29	ACC	0	2.2	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65
	EC	30x45	travée	32.80	DUR	0	2.4	1.35	6.75	3HA14+3HA16=10.65

			Appuis	26.77	ACC	0	1.9	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
Intermédiaire	RDC	30x45	travée	109.83	DUR	0	8.4	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
			appuis	127.19	ACC	0	9.90	6.75	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
	EC	30x45	travée	46.77	DUR	0	3.4	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65
			appuis	69.58	ACC	0	5.1	1.35	6.75	3HA14+3 HA16=10. 65

B- Ferraillage des poutres secondaires

Tableau V. 3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	NIV	**B (cm^2) (bxh)**	**position**	**M_u KN.m**	**situation**	**A'**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{min} CBA**	**A_{min} RPA**	**Choix de A (cm^2)**
RIVE	RDC	30x35	travée	64.77	DUR	0	4.8	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	66.74	ACC	0	4.9	1.05	5.25	6HA14=9.32
	EC	30x35	travée	43.32	DUR	0	3.1	1.05	5.25	6HA14=9.32
			Appuis	44.77	ACC	0	3.2	1.05	5.25	6HA14=9.32
Intermédiaire	RDC	30x35	travée	54.83	DUR	0	4	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	59.82	ACC	0	4.4	1.05	5.25	6HA14=9.32
	EC	30x35	travée	45.46	DUR	0	3.3	1.05	5.25	6HA14=9.32
			appuis	53.68	ACC	0	3.9	1.05	5.25	6HA14=9.32

V-2-3-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est données par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28

$\overline{\sigma_b}$ = 15 Mpa .

On doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable , donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau : V.4 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal)

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	23.03	préjudiciable	2.27	**CV**	74.32	CV
	Appui	-27.15	préjudiciable	2.68	CV	84.56	CV
Intermédiaire	Travée	17.74	Peu nuisible	1.75	CV	-	CV
	Appui	-32.65	Peu nuisible	3.22	CV	64.78	CV
Plancher RDC							

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	20.25	préjudiciable	2	CV	93.56	CV
	Appui	-19.11	préjudiciable	1.88	CV	78 .34	CV
Intermédiaire	Travée	46.05	Peu nuisible	4.54	CV	-	CV
	Appui	-29.51	Peu nuisible	2.91	CV	95.76	CV
Plancher courant							

Tableau : V.4 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal)

Tableau :V.5 :Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres secandaire)

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	20.78	préjudiciable	3.39	**CV**	56.39	CV
	Appui	-23.39	préjudiciable	3.81	CV	60.74	CV
Intermédiaire	Travée	31.63	Peu nuisible	5.16	CV	83.50	CV
	Appui	-40.96	Peu nuisible	6.68	CV	110	CV
Plancher RDC							

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Rive	Travée	14.40	préjudiciable	2.35	**CV**	46.96	CV
	Appui	-17.62	préjudiciable	2.87	CV	62.87	CV
Intermédiaire	Travée	29.28	Peu nuisible	4.78	CV	77.69	CV
	Appui	37.87	Peu nuisible	6.18	CV	98.96	CV
Plancher courant							

V-2-4-Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

On donc : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ avec: f_{c28} = 2.5 MPa

D'où $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ (situation durable)..

$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (situation accidentelle).

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on a:

$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec: f_{c28} = 2.5 MPa.

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ (situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau :V.6:Vérification des contraintes de cisaillement

sens	poutre	NIV	B(cm^2)	T(KN)	Situation	τ_u (MPA)	vérification
PP	RIVE	RDC	30x45	42.69	DUR	0.343	CV
		EC		29.45	ACC	0.239	CV
	intermédiaire	RDC	30x45	93.54	ACC	0.760	CV
		EC		88.06	ACC	0.715	CV
PS	RIVE	RDC	30x35	62.85	DUR	0.675	CV
		EC		47.43	DUR	0.51	CV
	Intermédiaire	RDC	30x35	48.20	ACC	0.518	CV
		EC		43.78	DUR	0.470	CV

Conclusion : Les poutres des sections suffisantes pour reprendre l'effort de cisaillement.

V-2-5- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : Zone nodale

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S_t \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S_t = \frac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : zone courant

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

. Tableau V.7: section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u (Mpa)	st (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)	nombre des barres
30x45	0.76	37	1.11	11.25	22.5	1.01	20	15	2.01	4φ8
30x35	0.67	38	1.14	8.75	17.5	0.78	20	15	2.01	4φ8

V-2-6-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées reprend 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. $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0.75 \leq K \leq 0.85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.85 (le cas le plus favorable).

Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres

	Section	L (m)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe	Vérification
Poutre principale	30x45	5	0.09	0.06	0,08	0,005	0.012	CV
Poutre secondaire	30x35	5	0.07	0.06	0,08	0,005	0.012	CV

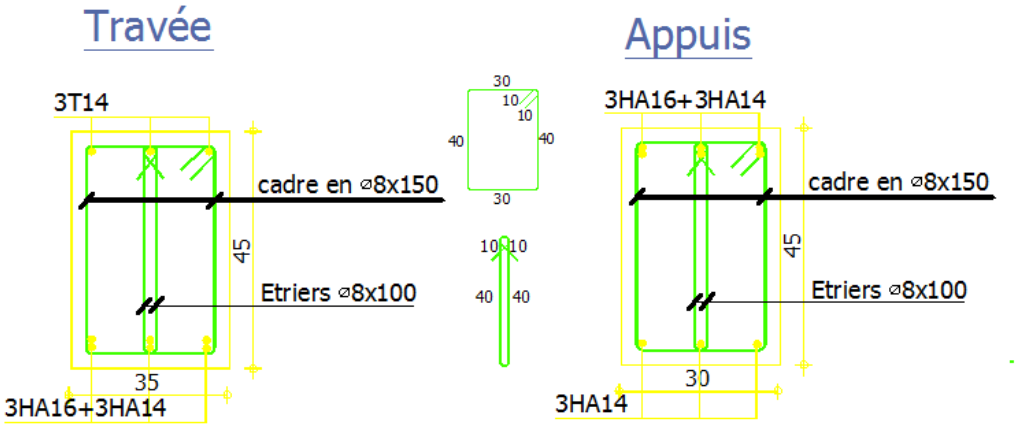


FIG V.1 :Ferraillage des poutres principales en RDC et EC

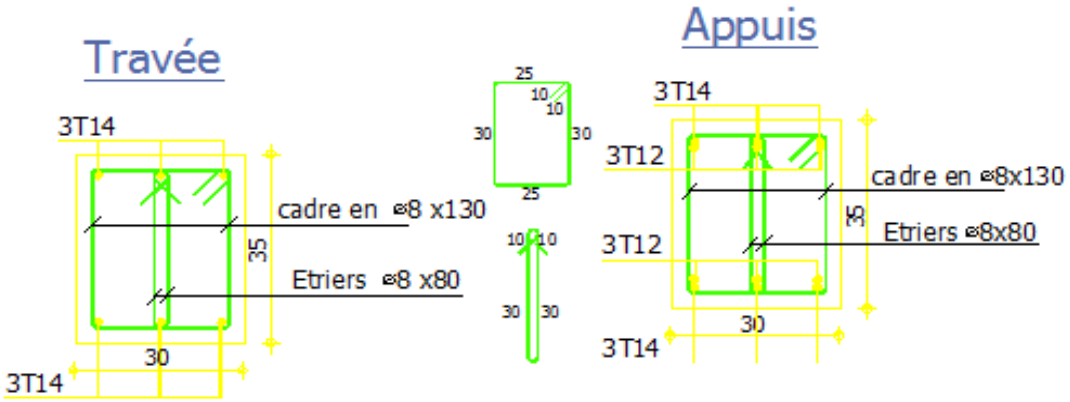


FIG V.2 :Ferraillage des poutres secondaires en RDC et EC

V-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V-3-1- Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et à moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois ces suivants:

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V-3-2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

avec: $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V-3-3- Recommandations des règlements:

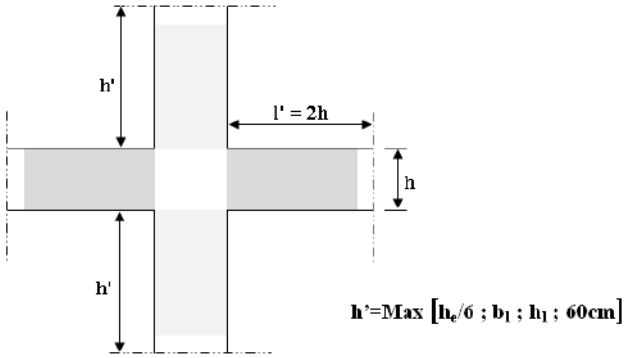
- ✓ **Selon le RAP 99:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \text{ (zone courante).}$$

$$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \text{ (zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III



FigureV.3.Définition de la zone nodale dans les poteaux

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases}$$

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

V-3-4- Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau : V.1: les Armatures longitudinaux dans les poteaux.

NIV	section	Cas de sollicitation	N (KN)	M (KNm)	situation	A calculée		A_{min}	Choix (cm^2)
						A_{inf}	A_{sup}		
	45x45	N^{max}et M^{cor}	1278.13	29.39	DUR	13.1	13.1	18.22	8HA16+ 4HA14=
		N^{min} et M^{cor}	128.49	36.39	ACC	9.76	9.76		

R.DC et 1	Rive	M^{max}et N^{cor}	89.72	72.86	DUR	5.36	5.36		22.23
	45x45 Inter	N^{max}et M^{cor}	1877.34	41.33	DUR	15.56	15.56		
		N^{min} et M^{cor}	370.04	32.54	ACC	4.89	4.89		
		M^{max}et M^{cor}	50.75	43.86	DUR	2.17	2.17		
2 ; 3et 4	40x40 Rive	N^{max}et M^{cor}	856.39	25.84	DUR	8	8	14.4	8HA16= 16.08
		N^{min} et M^{cor}	54.43	23.84	ACC	2.59	2.59		
		M^{max}et N^{cor}	66.67	60.30	DUR	4.34	4.34		
	40x40 Inter	N^{max}et M^{cor}	1240.96	20.26	DUR	10.95	10.95		
		N^{min} et M^{cor}	103.55	21.93	ACC	5.72	5.72		
		M^{max}et N^{cor}	41.19	37.98	DUR	2.94	2.94		
5 et 6	35x35 Rive	N^{max}et M^{cor}	335.44	28.93	DUR	6.1	6.1	11.02	8HA14= 12.31
		N^{min} et M^{cor}	11.36	22.94	ACC	2.47	2.47		
		M^{max}et N^{cor}	78.53	63.02	DUR	3.83	3.83		
	30x35 Inter	N^{max}et M^{cor}	504.64	16.03	DUR	5.28	5.28		
		N^{min} et M^{cor}	45.99	17.89	ACC	3.86	3.86		
		M^{max}et N^{cor}	43.60	37.38	DUR	3.25	3.25		

V-3-5- Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Tableau .V.2 :Vérification des contraintes à L'E.L.S

NIV	section	N	M	Cas de section	A calculé	σ_b (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)
R.DC, 1	45x45 Rive	1254.18	23.83	SPC	22.23	0.15	15	45.44	201.63
		157.31	11.96	SPC		0.078		70.36	
		40.65	59.20	SPC		0.38		56.45	
	45x45 Inter	1864.52	37.04	SPC		0.24	15	45.90	201.63
		333.23	30.83	SPC		0.20		70.98	
		31.66	16.84	SPC		0.11		56.13	
2 ; 3 et 4	4x40 Rive	840.58	16.53	SPC	16.08	0.15	15	65.75	201.63
		40.88	15.06	SPC		0.14		55.54	
		10.32	59.33	SPC		0.55		64.32	
	40x40 Inter	1229.03	15.88	SPC		0.14	15	43.85	201.63
		110.61	17.69	SPC		0.16		52.31	

		27.20	43.20	SPC		0.40		61.58	
5 et 6	35x35 Rive	329.65	24.25	SPC	12.31	0.33	15	63.22	201.63
		45.32	17.01	SPC		0.23		61.57	
		11.33	76.53	SPC		1.07		43.61	
	35x35 Inter	491.48	13.58	SPC		0.19	15	62.25	201.63
		27.20	17.20	SPC		0.24		57.76	
		10.06	44.80	SPC		0.62		65.97	

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

V-3-6justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **justification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime,elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible :

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\,MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidental le} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle} \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque

Niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V-3 :contraintes limites de cisaillement

NIV	section	$T_{u\ max}$ (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CbA(MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC,1	45x45	130.86	0.684	20.13	0.075	1.875	4.32	CV
2,3 et 4	40x40	142.04	0.946	22.64	0.075	1.875	4.32	CV
5,6	35x35	150.29	1.321	1.321	24.73	1.875	4.32	CV

V-3-6-Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_1 . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul .

h_I : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

ϕ :diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales (zone III) est de 0.9% de la section du béton

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.4 : Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	P	St_{cal} (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
35x35	150	2.01	7.14	2.5	18.73	cour	18	24.3	10 cm	4Ø8
						nod	12	24.3	5 cm	4Ø8
40x40	142	2.01	6.54	2.5	9.63	cour	21	28.8	10cm	4Ø8
						nod	14	28.8	5 cm	4Ø8
45x45	130	2.01	5.81	2.5	11.13	cour	24	29.52	10cm	4Ø8
						nod	16	29.52	5 cm	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale **:**

TableauV.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales

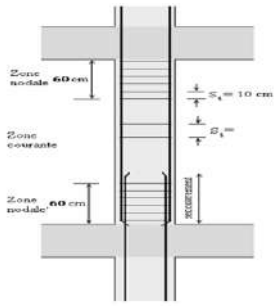
Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	cour	0.38	C.V
	nod	0.57	C.V
40x40	cour	0.33	C.V
	nod	0.50	C.V
45x45	cour	0.44	C.V
	nod	1.005	C.V

15 cm

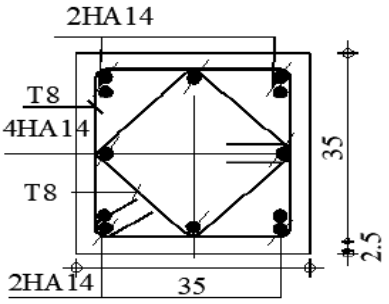
50 cm pour les barres de ϕ=12 mm

60 cm pour les barres de ϕ=14 mm

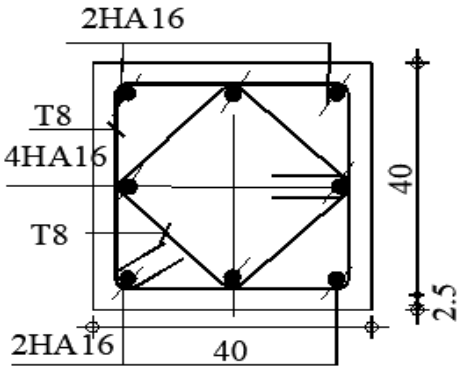
65 cm pour les barres de ϕ=16 mm



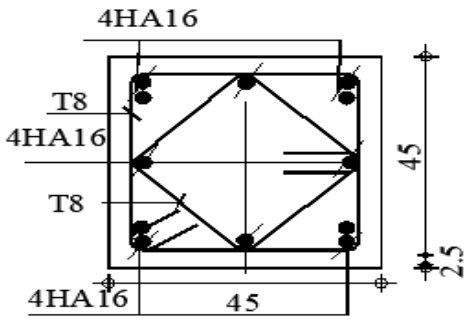
FigureV.4.Disposition des armatures pour les poteaux



FigureV.5.Ferraillage du poteau 35x35



FigureV.6.Ferraillage du poteau 40x40



FigureV.7.Ferraillage du poteau 45x45

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes :**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B.Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur e=20cm

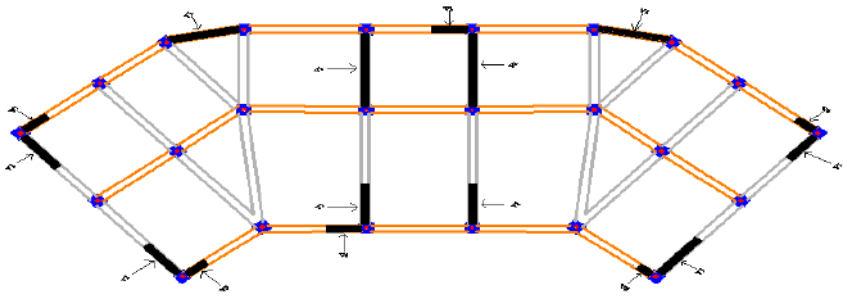


Figure V.8. Disposition des voiles

- **Méthode de calcul :**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

épaisseur	20 (cm)				
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	1	2	2.53	1.5	3.70
σ_1 (MPa)	18.20	18.50	6.42	5.93	17.90
σ_2 (MPa)	-4.95	-1.37	-2.57	-3.40	-5.4
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0.21	0.13	0.72	0.54	0.85
F(KN)	103.95	178.10	185.04	183.6	459
σ_s (MPa)	400	400	400	400	400
(A_s/ml)(cm^2)	2.59	4.45	4.62	4.59	11.4
($A_{s'}$/ml) (cm^2)	2.59	4.45	4.62	4.59	11.4
0.2 $^0/_0$ Bt	1.25	1.53	3.74	1.02	0.68
A_s/ml $\geq$ 0.2 $^0/_0$ Bt	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA (cm^2)	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72
A_{min} RPA (cm^2)	3	6	7.59	4.5	11.1
S_t d'about (cm)	11	11	8	11	11
S_t courante (cm)	22	22	16	22	22
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA16+ 4HA14** =14.19 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	**6HA10** =4.71 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**10HA14** =15.39 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre

des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

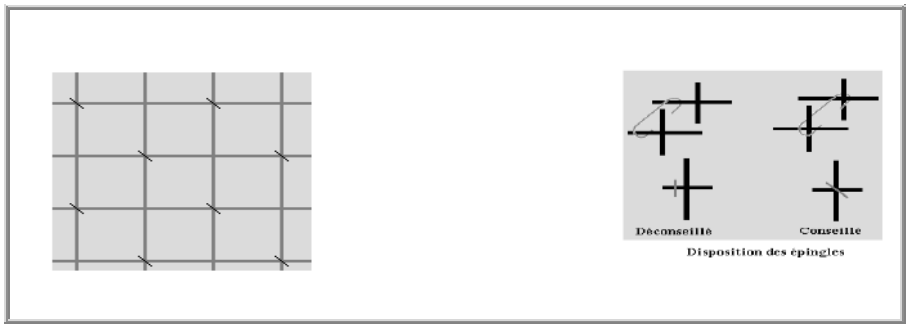


Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

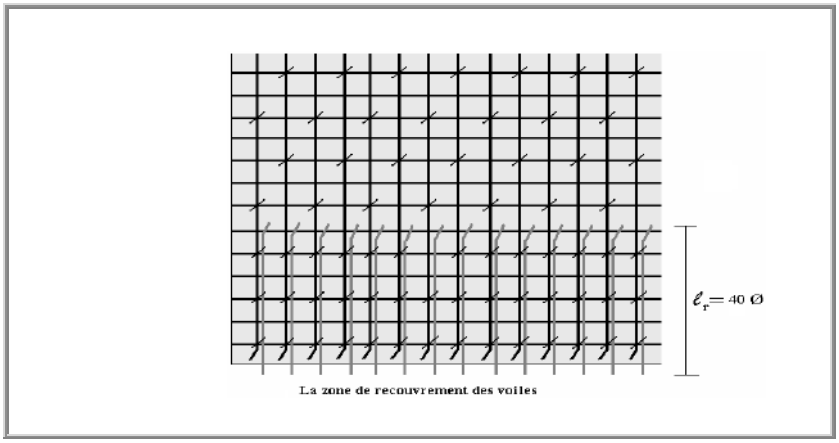


Figure V.10. La zone de recouvrement des voiles

- **<u>Vérification des voiles à l'effort tranchant :</u>**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.6. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	20	215.11	1.165	5	C.V
		104.46	0.641	5	C.V
V2	20	143.27	0.776	5	C.V
		55.65	0.341	5	C.V
V3	20	182.04	0.986	5	C.V
		6.47	0.039	5	C.V
V4	20	142.39	0.771	5	C.V
		11.62	0.071	5	C.V
V5	20	107.84	0.584	5	C.V
		33.55	0.206	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \\ St \leq \min (1,5a, 30cm) \end{cases}$

Tableau V.7. Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15^0/_0$ B	Ah≥ Amin
V1	17	1226.45	1.721	785.56	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V2	17	847.66	1.498	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V3	17	-718.12	-0.408	51.04	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V

V4	17	867.32	1.510	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V
V5	17	841.92	1.495	40	25.5	22	2(17Ø8) =8.53	3.06	C.V

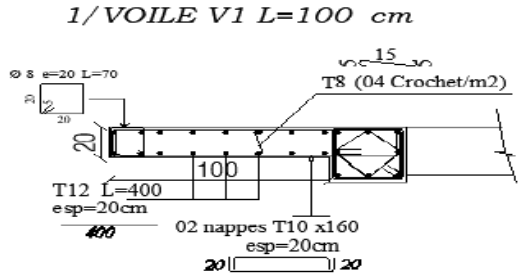


Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 20 cm

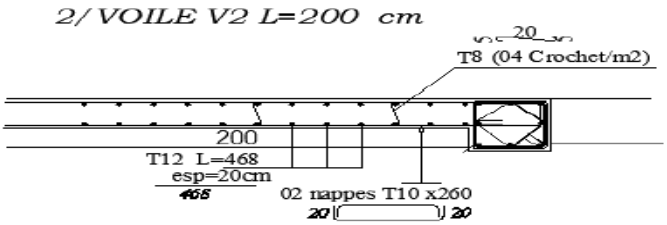


Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 20 cm

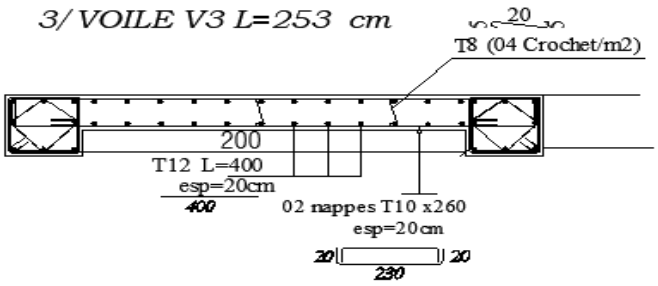


Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 20 cm

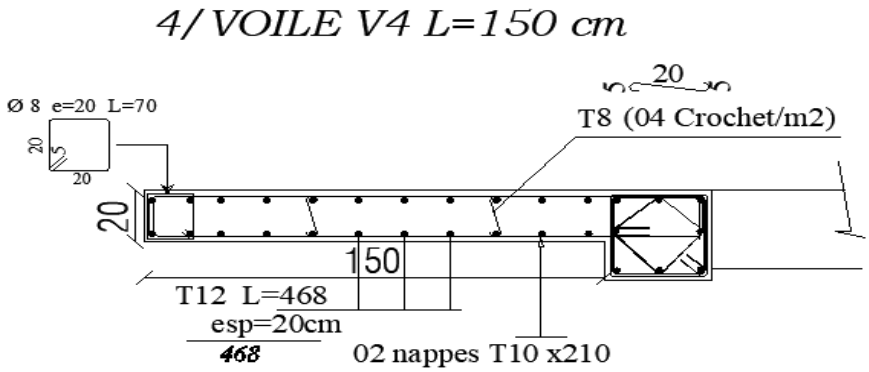


Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 20 cm

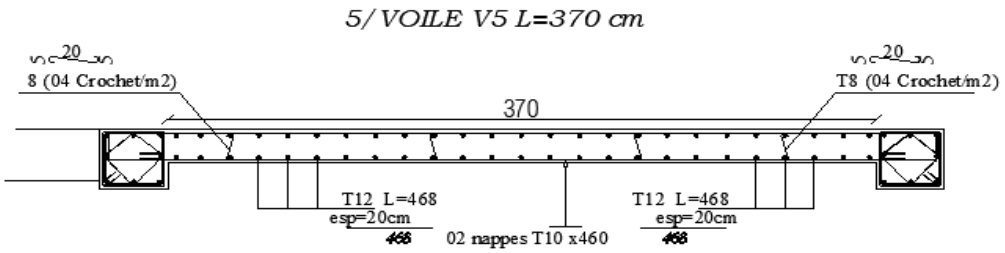


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_5 d'épaisseur 20 cm

CHAPITRE V :

ETUDE INFRA STRUCTURE

VI.1- Etude du sol

VI.1.1- Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître 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 BLIDA ;

- Le projet est un bâtiment en (R+6) ;

VI.1.3- Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

- Réalisation des essais in situ :
  - ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
  - ✓ Réalisation d'un sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 6 mètres ;
- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4- 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, d'assez forte compressibilité et peu gonflant ;

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 à 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 : $\bar{\sigma}_{sol} = 1\text{bar}$

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 connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support. ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2.3- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

a)Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées ;
- ✓ Semelles filantes ;
- ✓ Radier général ;

b) Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes) ;
- ✓ Fondations sur pieux (profondes) ;

c) Fondations spéciales :

- ✓ Fondation avec sous pression d'eau ;
- ✓ Fondation en terrain instable ;

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3- Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ;

N: Effort normal appliqué sur la fondation ;

S : Surface de la fondation.

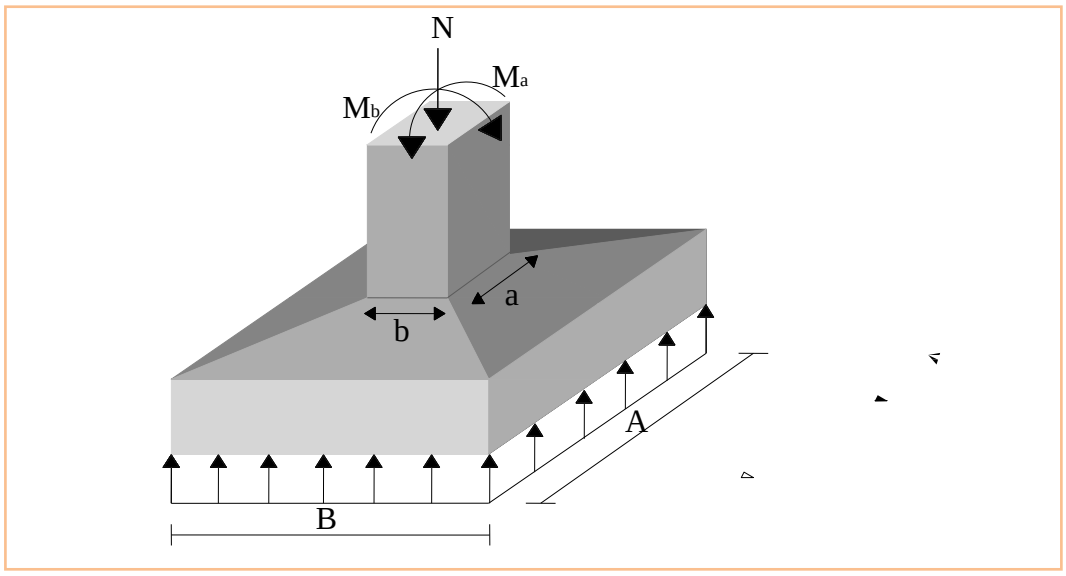


Figure VI.1 **:**Schéma des Semelles isolées sous poteau

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right]$ $B = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$ = 1 bars

Avec: $N = 1057.45KN$

Donc : $S \geq \frac{105.744 * 1000}{1}$

B=3.25cm

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2.Semelles filantes:

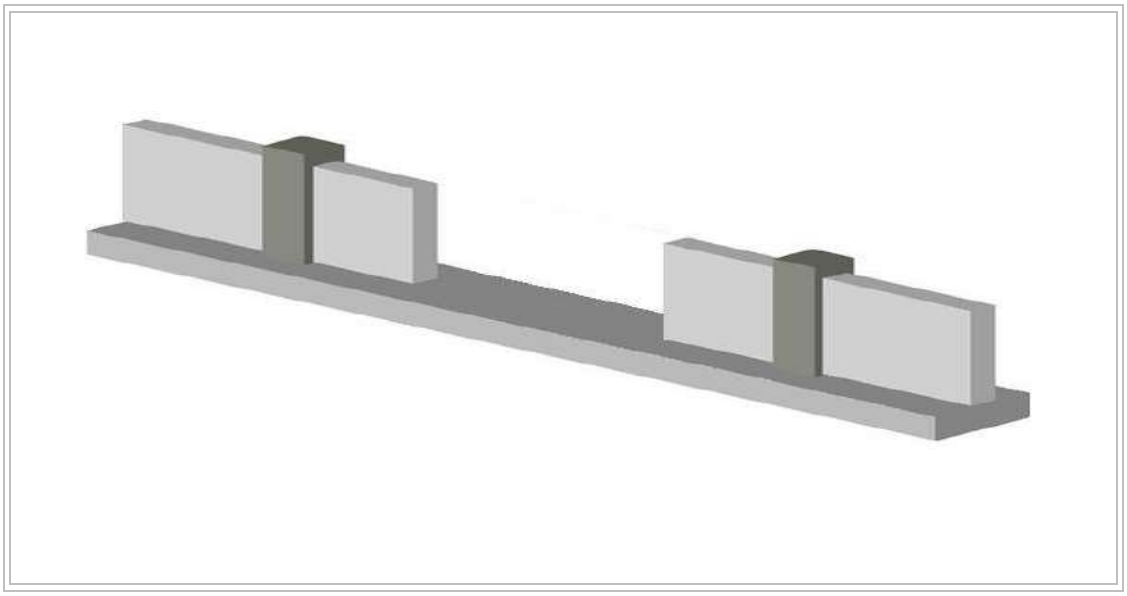


Figure VI.2: schémas d'une semelle filante sous voile et poteaux

VI.3.2.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt :L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles

Semelle	L (m)	N_u (kN)	Nser (KN)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	9.02	2452.22	2083	45	2.40	50	60
SF2	9.02	1706.07	1612.27	45	2.50	55	65
SF3	9.57	1586.06	1007.37	45	2.50	55	65
SF4	8.95	4134.78	2267.39	45	2.50	55	65
SF5	27.94	8670.54	5967.56	45	2.40	50	60
SF6	12.53	4317.07	3007.48	45	2.50	55	65
SF7	7.03	1566.07	1504..31	45	2.50	55	65
SF8	16.34	4593.45	3165.54	45	2.40	50	60

VI.3.2.b. Ferraillage :

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 :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\ d\sigma_s} \&Esp = \frac{A - 2e - \phi_b}{(n\text{ -}1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

TableauVI.2: armatures principales des semelles filantes

Semelle	Nu (kN/m	Nser (kN/m)	Mu (kNm	Mser (kNm	e_0u	e_0s	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm
SF1	2452.22	2083	17.46	15.46	0.04	0.37	3.43	2.91	**4HA12=4.52**	**15**
SF2	1706.07	1612.27	45.15	29.8	0.81	0.82	2.65	2.50	**4HA12=4.52**	**15**
SF3	1586.06	1007.37	28.1	15.41	0.83	0.83	2.46	1.56	**4HA12=4.52**	**15**
SF4	4134.78	2267.39	104.34	39.44	0.22	0.22	6.43	3.52	**6HA12=6.78**	**15**
SF5	8670.54	5967.56	128..45	68.2	0.45	0.45	13.14	9.05	**9HA14=13.85**	**15**
SF6	4317.07	3007.48	74.96	7.39	0.90	0.89	6.71	4.68	**6HA12=6.78**	**15**
SF7	1566.07	1504..31	59.63	12..45	0.95	0.94	2.43	2.34	**4HA12=4.52**	**15**
SF8	4593.45	3165.54	217.43	53.94	1.11	1.11	6.96	4.80	**8HA12=9.05**	**15**

VI.3.2.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs=2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :$ls = \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B

TableauVI.3: Longueur de semelle

SEMELLE	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	ANCRAGE
SF1	12	42.85	30	60	Courbe
SF2	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF3	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF4	12	42.85	31.25	62.5	Courbe

SF5	14	50	30	60	Courbe
SF6	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF7	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF8	12	42.85	30	60	Courbe

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

VI.4. Ferraillage Longitudinal

VI.4.1.. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \le \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$;

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=3.2x10^{7} KN/m^2$) ;

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \le K \le 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

K=0,5[Kg/cm^3] → pour un très mauvais sol ;
K=4 [Kg/cm^3] → pour un sol de densité moyenne ;
K=12[Kg/cm^3] → pour un très bon sol ;
L_{max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

On aura:

$$L_{max} \le \frac{\pi}{2}\left(\frac{4EI}{KB}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left(\frac{Eh^3}{3K}\right)^{\frac{1}{4}}$$

$$h^3 \ge \frac{48K}{E}\left(\frac{L_{max}}{\pi}\right)^4$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles respectivement

TableauVI.4: Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \le \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.45	4.60	0.65	0.010	3.19	CV

PL2	0.45	4.60	0.65	0.010	3.19	CV
PL3	0.45	3.75	0.50	$4.41x10^{-3}$	2.78	CV
PL4	0.45	5.50	0.85	0.019	3.55	CV
PL5	0.45	4.20	0.60	$6.94x10^{-3}$	3.01	CV
PL6	0.45	4.20	0.60	$6.94x10^{-3}$	3.01	CV
PL7	0.45	3.60	0.50	$4.41x10^{-3}$	2.78	CV
PL8	0.45	3.56	0.50	$4.41x10^{-3}$	2.78	CV

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : 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 représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser}(KN/m^2)
SF1	2452.22	2083	9.02	271.86	230.93
SF2	1706.07	1612.27	9.02	189.14	178.74
SF3	1586.06	1007.37	9.57	165.73	105.26
SF4	4134.78	2267.39	8.95	416.98	253.34
SF5	8670.54	5967.56	27.94	310.32	213.58
SF6	4317.07	3007.48	12.53	344.53	240.02
SF7	1566.07	1504..31	7.03	222.76	213.98
SF8	4593.45	3165.54	16.34	281.11	193.72

VI.4.1.3.b. Calcul des moments :

- ❖ **Aux appuis :**

- **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

TableauVI.6: Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		**ELS**	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL1	409.67	416.61	368.13	375.05
PL2	234.90	179.8	334.90	131.53
PL3	79.99	462.99	58.40	337.99I
PL4	61.92	358.46	42.51	246.01
PL5	452.25	322.4	331.7	383.04
PL6	109.67	116.61	368.13	375.05
PL7	283.8	361.29	208.1	241.90
PL8	744	221.14	544.84	161.75

VI.4.1.2.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	416.61	46.3	25.9	0.00	**20HA16=31.41**
	Appui	409.67	46.3	25.4	0.00	**20HA16=31.41**
PL2	Travée	179.8	46.3	14.5	0.00	**8HA16=16.08**
	Appui	334.90	46.3	23.5	0.00	**20HA16=31.41**
PL3	Travée	162.99	46.3	11.4	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	79.99	46.3	8.13	0.00	**8HA14=12.31**
PL4	Travée	158.5	46.3	10.89	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	61.92	46.3	3.87	0.00	**6HA14=9.23**
PL5	Travée	222.4	46.3	13.91	0.00	**8HA16=16,08**
	Appui	152.24	46.3	10.69	0.00	**6HA16=12,06**
PL6	Travée	316.61	46.3	20.01	0.00	**10HA16=20,10**
	Appui	209.67	46.3	3.11	0.00	**6HA14=9.23**
PL7	Travée	104.03	46.3	6.48	0.00	**8HA14=12.31**
	Appui	183.83	46.3	11.42	0.00	**6HA16=12,06**
PL8	Travée	121.14	46.3	7.56	0.00	**8HA14=12.31**
	Appui	244	46.3	15.33	0.00	**8HA16=16.08**

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	**31.41**	**375.05**	**12.77**	Oui
	Appui	**31.41**	**368.13**	**12.53**	Oui
PL2	Travée	**16.08**	**131.53**	**5.54**	Oui
	Appui	**31.41**	**334.90**	**11.40**	Oui
PL3	Travée	**12,06**	**37.99**	**–**	–
	Appui	**12.31**	**58.40**	**2.96**	Oui
PL4	Travée	**12,06**	**238.2**	**5.88**	Oui
	Appui	**9.23**	**347**	**–**	–
PL5	Travée	**16,08**	**383.04**	**14.13**	Oui
	Appui	**12,06**	**331.7**	**8.50**	Oui
PL6	Travée	**20,10**	**375.05**	**2.65**	Oui
	Appui	**9.23**	**142**	**9.33**	Oui
PL7	Travée	**12.31**	**241.90**	**12.23**	Oui
	Appui	**12,06**	**208.1**	**5.14**	Oui
PL8	Travée	**12.31**	**161.7**	**8.20**	Oui
	Appui	**16.08**	**244.82**	**9.73**	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 45 cm le CBA93 exigeen plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$Ap=3*0.85 = 2.55cm^2$,

donc on adopte **$4HA12=4.52cm^2$.**

c. Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant Tu

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

Tableau VI.9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	T_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	815.48	0.36	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL2	36.96	0.15	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL3	108.03	0.46	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL4	56.57	0.24	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL5	67.26	0.29	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL6	188.43	0.81	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL7	105.74	0.80	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL8	78.42	0.60	3.33	4HA10=3 .14	10	15

Récapitulation.

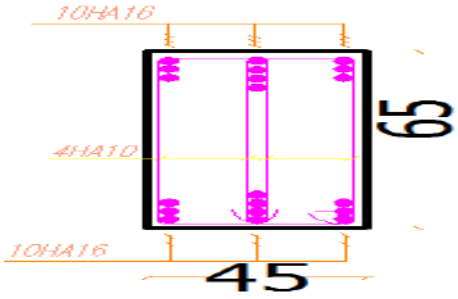


Fig.VI.3**:** Ferraillage de la poutre de libage 01 en travée et en appuis.

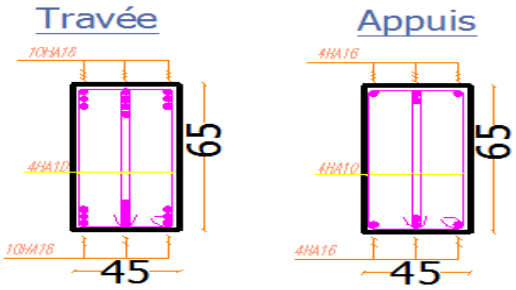


*Fig.*VI.4**:** Ferraillage de la poutre de libage 02 en travée et en appuis.

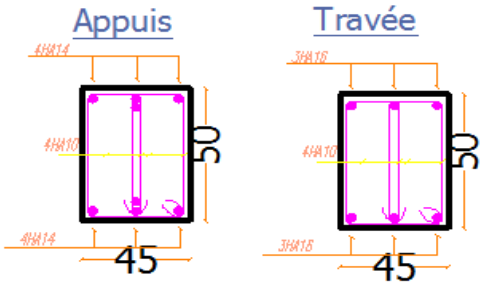


*Fig.*VI.5: Ferraillage de la poutre de libage 03 en travée et en appuis.

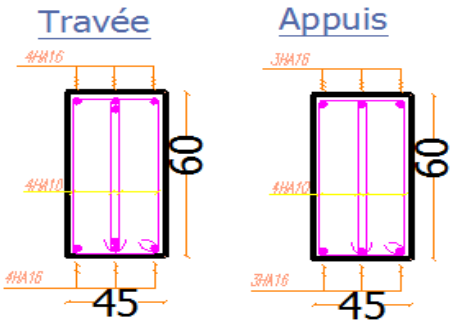


*Fig.*VI.6**:** Ferraillage de la poutre de libage 05 en travée et en appuis.

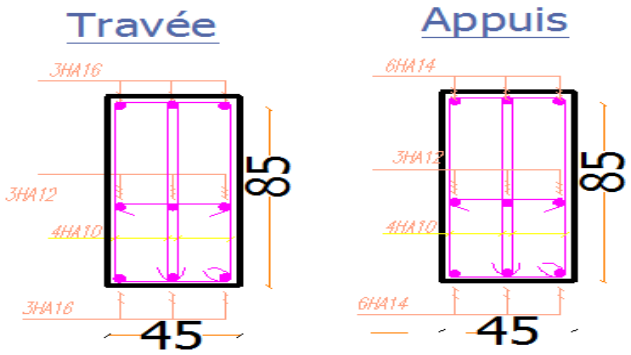


*Fig.*VI.7**:** Ferraillage de la poutre de libage 04 en travée et en appuis

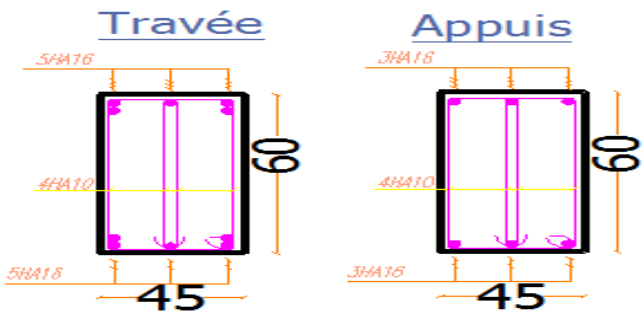


***Fig.*VI.8:** Ferraillage de la poutre de libage 06 en travée et en appuis.

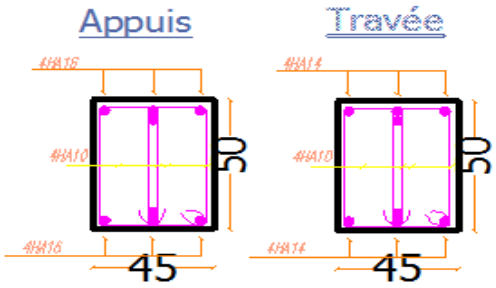


*Fig.*VI.9**:** Ferraillage de la poutre de libage 07 en travée et en appuis.

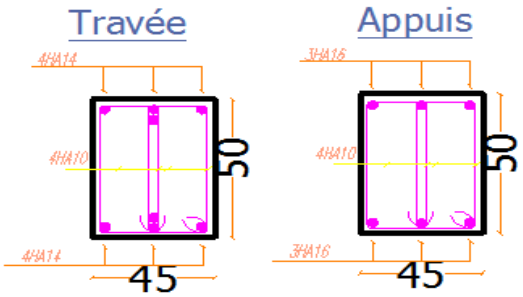


*Fig.*VI.10: Ferraillage de la poutre de libage 08 en travée et en appuis.

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations.

Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple .

VI.5.1.Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ‘’S3’’, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 x 30cm².
On adopte une section de 30 x 40.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{851.10}{12} = 70.925kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{818.69}{12} = 68.22kN$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 70.925kN kN

Alors: $A_u = \frac{70.925 * 10^3}{348} = 2.03 cm^2$

VI.5.3.b. condition de non fragilité :

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

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors: $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte A=6HA12=6.78cm²

VI.5.3.c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 68.22kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{68.22 * 10^3}{678} = 100.61 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

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

$A_{min} = \frac{0,6 b.h}{100} = \frac{0,6 * 30 * 40}{100} = 7.2 cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

VI.5.3.d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φ□)..

- **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte $\varphi_t = 8mm$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

Espacement:

$$S_t = \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

Récapitulation.

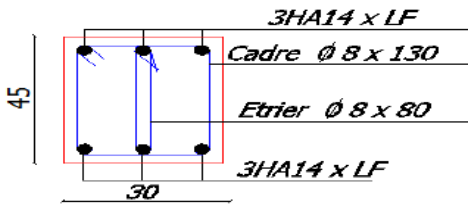


*Fig.*VI.11: Ferraillage de longrines

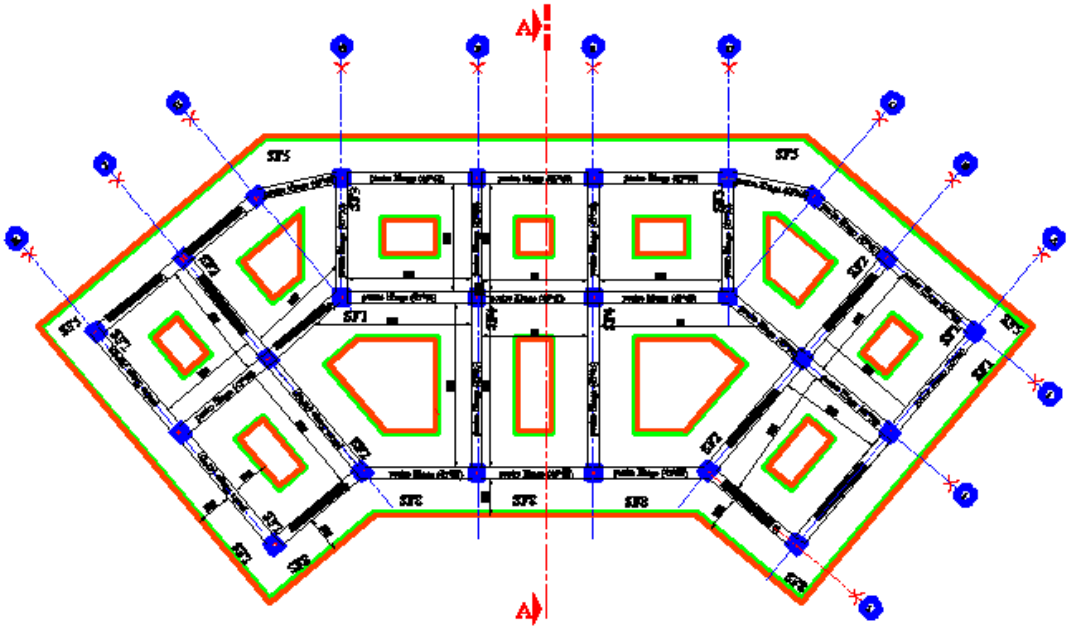


*Fig.*VI.12: vue en plans du fondation

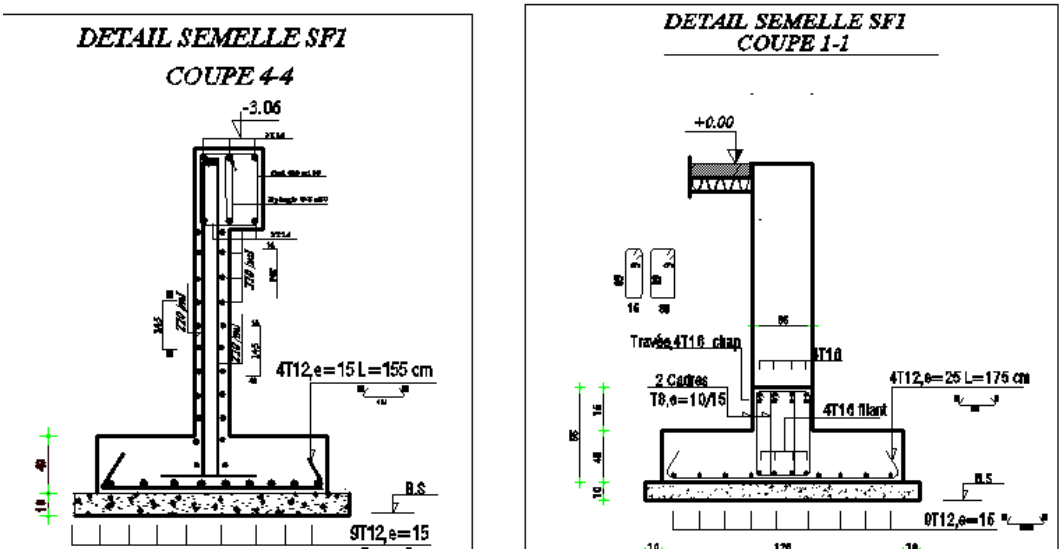


*Fig.*VI.13: ferraillage des semelles filantes

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

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.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

REFERENCE

BIBLIOGRAFIQUE

Documents réglementaires :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

Logiciels :

- Autodesk Robot structural Analysais Professional 2014
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2014
- EXCEL 2007

ANNEXE