République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahia Fares
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
en Génie Civil
Option : Structure

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+11 à BLIDA

Etudié par :
MOULAI MOSTEFA Ahmed
RABEHI Dirar

Dirigé par :
Mr SAIDI Mohamed Mouloud

2016 - 2017

Remercîment

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.
Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. Saidi Mohamed mouloud pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.
Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.
Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.
Nous remercions également monsieur Ould turki Benaissa Pour les diverses guides et conseils enrichissants.
Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

MOULAI MOSTEFA AHMED
RABEHI DIRAR

Dédicace

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

pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes chères grandes mères et peres que dieu les acceptes dans ses vastes paradie

A Mes frères

A Mes sœurs

A toute la famille ***« RABEHI»*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme Ahmed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes collègues de ma classe

A tous mes amis et mes collègues et a tous les gens qui je les connais

Dédicace

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

A ma mère

A Mes frères

A Mes sœurs

A toute la famille ***« Moulai Mostefa »*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme Dirar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes collègues de ma classe

A tous mes amis et mes collègues et a tous les gens qui je les connais

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة مبنى سكني من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارض+(11طابق), تمت بنايتها في ولاية البليدة المصنفة ذات
نشاط زلزالي قوي , مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99v2003»
- قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93 »

الهياكل حساب تقنية باستعمال المنتهية العناصر طريقة على أساسا تعتمد التي الرقمية الطريقة وفق الزلزالية الدراسة تمت .« SAP 2000 Version 19»باستعمال برنامج
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Resumé

Le but de ce travail est l'étude des éléments résistantes d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+11) qui sera implanté dans la wilaya de BLIDA cette région est classée dans la zone de forte sismicité (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

- RPA99v2003
- CBA93

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 19».
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The aim of this project is the conception and study of resistances elements of a residential building (BF+11), will be implanted in BLIDA and 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 regulation

- RPA99v2003
- CBA93

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 2003».
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation

SOMMAIRE

Chapitre I

I. Introduction générale :

I.1. Description de l'ouvrage :……..…1
I.2. Caractéristiques du bâtiment : ……..…..1
I.2.1.Dimension de l'ouvrage :…….……...1
I.2.2.System de contreventement :…….…….…1
I.2.3.Les Planchers :……..……1
I.2.4.La maçonnerie :……..……..2
I.2.5.Les Escaliers et Ascenseurs :…….…..……..2
I.2.6.Le revêtement :…….…....2
I.2.7.L'Acrotère :……...2
I.2.8.L'Infrastructure :…….……..2
I.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :……..…2
I.3.1.Le Béton :……..…2
I.3.1.1. La caractéristique du béton :……..….3
a)Compression :……..…3
b)Traction :……..…3
c)Coefficient de POISSON (υ) :…….……...4
d)module de déformation longitudinal et différé :……..…4
I.3.2.Les Aciers :…….……4
I.4. Principe de calcul :……..……..5
I.4.1.Contrainte du béton en compression :…….…….……..6
I.4.2.Contrainte ultime du cisaillement :…….……..…….…….7
I.4.3.Contrainte limite d'acier :…….…….....7
I.4.4.E.L.S de compression de béton :…….…….…….…8
I.4.5.E.L.S de contrainte limite de l'acier:…….…….…8

Chapitre II

II. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Pré-dimensionnement des planchers :…….…….……..9
II.1.1. Plancher a Corps Creux :……..…….…..9
II.1.2. Plancher a Dalle Pleine : …….……..10
II.1.2.1. Critère de résistance :……..……..10
II.1.2.2. Sécurité contre L'incendie :…….…….……10
II.1.2.3. Isolation Acoustique : ……..…10
II.2. Evaluation des charges et surcharges :……..11
II.2.1. Etage Terrasse :……...11
II.2.1.1. Charge permanent :……11
II.2.1.2. Charge d'exploitation :……..……12

SOMMAIRE

II.2.2. Etage Courant :……..13
II.2.2.1. Charge permanente :……..13
II.2.2.2. Charge d'exploitation :……14
II.3. Dalles Pleines :……15
II.3.1. Charge permanente :……15
Etage courant……15
Etage terrasse :……16
II.3.2. Charge d'exploitation : ……16
II.4. Maçonnerie : ……17
II.4.1. Mur intérieure (simple cloison) :……17
II.4.2. Mur Extérieure (double cloison) :……17
II.5. Prédimensionnement des poutres :……18
b)Poutre Principale :……18
c)Poutre Secondaire : ……19
II.5.1. Vérification selon RPA2003 :……20
II.6. Prédimensionnement des Poteaux :……21
II.6.1. Etapes de pré dimensionnement :……21
II.6.2. Choix de poteaux plus sollicité :……22
II.6.3. Détermination des charges et surcharges :……23
II.6.3.1. Descente des charges:……23
a)bloc A……23
b)bloc B……23
II.6.3.2. Charges d'exploitation :……23
II.6.3.3. Section de poteau choisis :……24
II.6.3.4. Détermination d'effort normal ultime :……25
II.6.4. Détermination de la section des poteaux :……26
II.6.5. Vérification vis-à-vis le RPA99V2003 :……27
II.7. Prédimensionnement des voiles :……27
II.8. Local d'ascenseurs :……29

CHAPITRIII :

III. Calcul des éléments secondaires

III. Calcul de l'acrotère :……30
III.1. Détermination des efforts :……30
III.2. Détermination des efforts :……30
III.2.1. Calcul de l'excentricité : ……31
III.2.2. Calcul du moment de flexion : ……31
III.2.3. Calcul des armatures verticales :……32
III.2.3.1. A L'ELU :……32
III.2.3.2. Vérification à l'E.L.S :……33
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :……36
III.2.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :……36

SOMMAIRE

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA.99 v2003 : Art 6.2.3)……36
III.3. Plancher a corps creux :……..…….....37
III.3.1. Avant coulage:……..…….37
III.3.2. Après coulage :……..39
III.3.3. Ferraillage :……..45
III.3.4. Ferraillage de la dalle de compression: ……48
III.3.5. Ferraillage de la dalle de compression: ……48
III.4. Pré dimensionnement des escaliers :……..……..….49
III.4.1. Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation :……..…..51
III.4.2. Détermination des efforts :……....52
III.4.3. Calcul du ferraillage :……55
III.4.3.1. Calcul à l'E.L.U:……....55
III.4.3.2. Vérification de la flèche :……...…..57
III.4.3.3. Vérification à l'E.L.S:……..…..60
III.4.3.4. Vérification de la flèche :……..……..60
III.5. Dalle pleine :……..61
III.5.1. Introduction :……61
III.5.1.1. Définition:……..…....61
III.5.1.2. Calcul par la méthode des lignes de rupture :……..….62
III.6. Etude de la dalle machine:…….……....66
III.6.1. Introduction:……..…..…..66
III.6.2. .Prédimensionnement:……..…..…....66

Chapitre IV

IV. Etude Dynamique

IV.1. Introduction ……..…..71
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :…….....71
IV.2.1. Centre de masse :……..……71
IV.2.2. Centre de rigidité :……..…..74
IV.2.3. Excentricité :……..…....76
IV.2.3.1.Excentricité théorique :……...…..76
IV.2.3.2.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] ……..…76

IV.3. Choix de la méthode de calcul : ……..…...78
IV.3.1. Introduction :……..…....78
IV.3.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente :……...…78
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :RPA99v2003 [Art .4.3] ……..…....78

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :……....…83
IV.4.1. vérification de comportement des trois premiers modes :……..…...84

SOMMAIRE

IV.4.2. vérification de participation massique :……85
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :……...87
IV.4.4. Vérification de renversement :……..88
IV.4.5. Vérification des déplacements en-tête et inter-étages :……...92
IV.4.6. Justification de la largeur de joint RPA99 [Art.5.8]……..94
IV.4.7. Vérification de cisaillements des éléments :……..……94
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit a la base :……..…97
IV.4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA2003V99 [Art 5.9]:……98

Chapitre V

V. Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :……..…….……100
V.2. Ferraillage des poutres :……100
V.2.1. Introduction :……...100
V.2.2.a Recommandations du R.P.A99 : ……...100
V.2.2.b Armatures transversales :……101
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :…….……..101
V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99v2003 et CBA93:……....102
V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :……..103
V.2.6.Calcul des armatures transversales :……..104
V.2.7.Vérification de la flèche :……...105
V.2.8. Vérification des contraintes à l'état limite de service :……...109
V.2.9.Vérification des poutres selon les conditions RPA99v2003 et CBA93:……....110

SOMMAIRE

V.2.10.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :……...111
V.2.11.Calcul des armatures transversales :……112
V.2.12.Vérification de la flèche :……112
V.3. Calcul des poteaux :……117
V.3.1. Introduction :……117
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 v2003:……..…117
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :……...117
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :……..…118
V.3.5. Détermination des sections d'acier :……..118
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :……..119
V.3.7. Armatures transversales : Selon le RPA99 Art. 7.4.2.2……..…120
V.3.8. Vérification à l'Etat Limite Service :……...…122
V.3.9. Armatures transversales : Selon le RPA99 Art. 7.4.2.2 : ……..123
V.4.Ferraillage des voiles :……..124
V.4.1.Introduction :……..124
V.4.2. Les voiles pleins :……...…124
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :……..124
V.4.3.1. Les trumeaux :……124
V.4.3.2. Les linteaux :……..125
V.4.4. Méthode de calcul :……...125
V.4.4.1. Recommandations des règlements :……...…125
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) …...126
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :……127
V.4.5.1.Armatures verticales :……..…127
V.4.5.1.2. Armatures horizontales (Sens X)……128
V.4.5.1.3. Armatures transversales ……131
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :……..131
V.4.6.2. Linteaux :……...131
V.4.6.3. Vérification des contraintes :……137
V.4.6.4. Armatures horizontales (Sens X)……...…138
V.4.6.5. Vérification des contraintes :……..…141

Chapitre VI:

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :……...142
VI.2. Surface nécessaire :……..……142
VI.3. Prédimensionnement de radier :……..……142
VI.3.1. Détermination d'épaisseur de la radier :……..……142

SOMMAIRE

VI.3.2. Prédimensionnement de nervure :……..……..143
VI.3.2.1. Hauteur de nervure :……...…..143
VI.3.2.2. Vérification de poinçonnement :……..…143
VI.3.3. Vérification de stabilité vis a vis le renversement :……..…143
VI.3.4. Vérification des contraintes sous le sol :……..…..145
VI.3.5. Ferraillage du radier :……...……...146
VI.3.6. Ferraillage du nervure :……..……..148
VI.3.6.1. Vérification de cisaillement de nervure :……..……...148
VI.3.6.2. Calcul des armatures :……149

- Conclusion générale
- Reference bibliographies

TABLEAUX

CHAPITR I :

Tableau I.1. :Les types d'acier utiliser et leurs nuances ……...5

CHAPITR II :

Tableau II.1. : Charge permanente de plancher terrasse ……....11
Tableau II.2. : Charge permanente de plancher terrasse ……..…12
Tableau II.3. : Charge permanente de plancher courant. ……...….13
Tableau II.4. : Charge permanente de plancher courant……...…14
Tableau II.5. : Charge permanente de plancher courant……..15
Tableau II.6. : Charge permanente de plancher terrasse……..16
Tableau II.7. : Charge de mur simple cloison……...……17
Tableau II.8. : Charge de mur double cloison……17
Tableau.II.9.Verfication des sections……..20
Tableau.II.10. Sections poutres Adoptées……...….20
Tableau.II.11.Determination D'effort Nu et 1.1 Nu……25
Tableau.II.12.Determination D'effort Nu et 1.1 Nu……...….25
Tableau.II.13. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau……...….26
Tableau.II.14. Détermination de la section du poteau rectangulaire de chaque niveau……..26
Tableau.II.15.Verification vis-a-vis le RPA99V2003……..…27

CHAPITR III :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS……....30
Tableau III.2 : Valeurs des caractéristiques des matériaux et section……31
Tableau III.3 : Valeurs de Sollicitations……..….31
Tableau III.4 : Calcul du ferraillage ……...…….33
Tableau III.5: Vérification à l'E.L.S……35

Tableau III .6 : Moment en état limite ultime……..…….37
Tableau III .7 : les charges de la poutrelle avant collage…….....…..38
Tableau III.8: Calcul des moments……..38
Tableau III.9 : Détermination le nombre des étaiements……39

Tableau III.10: Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS……..41
Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)……...….41
Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……...……..41
Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU)……...…….42
Tableau III.14 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS)……42
Tableau III.15.Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU)……44
Tableau III.16.Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……44
Tableau III.17. Les valeurs les plus sollicitées sur les poutrelles……....45
Tableau III.18. Calcule du ferraillage a l'ELU……...….45
Tableau III.19. Vérification du ferraillage a l'ELS……..47
Tableau III.20. Vérification du ferraillage a l'ELS……..47

TABLEAUX

Tableau III.21 : Charges permanentes du palier……..51
Tableau III.22 : Charges permanentes de la paillasse……..…51
Tableau III.23 : effort tranchant de l'escalier……..……52
Tableau III.24 : calcul du ferraillage……55
Tableau III.25 : calcul du ferraillage……..…..59
Tableau III.26 : Vérification de la flèche……61
Tableau III.27 : Poids de la dalle pleine……...62
Tableau III.28 : Différent charges ultime et service…….……....63
Tableau III.29 : calcule du ferraillage a l'ELU……..……64
Tableau III.30 : Vérification des contraintes a l'ELS…….……64
Tableau III.31.Travail externe……..…65
Tableau III.32.Travail interne……..65
Tableau III.33: calcule du moment……..65
Tableau III.34: Calcul du ferraillage a l'ELU……...…66
Tableau III.35: vérification a ELS……...66
Tableau III.35: Valeur a ELU et ELS……....…….67
Tableau III.36.Valeur moment ELU et ELS……...…….……67
Tableau III.37. Moment en Travée ELU et ELS…….…….....…….67
Tableau III.38. Moment en appui ELU et ELS……...…68
Tableau III.39. Calcul du ferraillage suivant x……68
Tableau III.39. Calcul du ferraillage suivant y…….……...68
Tableau III.40: Vérification des contraintes a l'ELS…….……...69

CHAPITR IV:

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse ……72
Tableau IV.2. Calcul de centre de masse :……...…73
Tableau IV.3. Calcul de centre de rigidité ……..74
Tableau IV.4. Calcul de centre de rigidité……...75
Tableau IV.5 Excentricité ……..76
Tableau IV.6 Excentricité ……..77
Tableau IV.7 Justification de coefficient de comportement R :……79
Tableau IV.8 Justification de coefficient de comportement R :……80
Tableau IV.9 Justification de coefficient de comportement R :……80
Tableau IV.10 Justification de coefficient de comportement R :……...81
Tableau IV.11 Facteur de qualite ……..…82
Tableau IV.12 Comportement modale en percentage ……....84
Tableau IV.13 Comportement modale en percentage ……..…..…84
Tableau IV.14 Participation massique ……..……85
Tableau IV.15 Participation massique ……..86
Tableau. IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……....87
Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…87
Tableau. IV.18 : Distribution des forces sismique ……..…88
Tableau. IV.19 : Distribution des forces sismique ……..…89
Tableau. IV.20 : Moment de renversement ……89

TABLEAUX

Tableau. IV.21 : Moment de renversement ……90
Tableau. IV.22 Moment stabilisant……90
Tableau. IV.23 Moment stabilisant ……91
Tableau. IV.24 vérification de stabilité ……91
Tableau. IV.25 vérification de stabilité ……91
Tableau. IV.26 vérification des déplacements……92
Tableau. IV.27 vérification des déplacements ……93
Tableau. IV.28 déplacement et tète ……93
Tableau. IV.29 déplacement et tète ……93
Tableau. IV.30 largeur joint sismique ……94
Tableau. IV.31 vérification de cisaillement……95
Tableau. IV.32 vérification de cisaillement ……95
Tableau. IV.33 vérification de cisaillement des voiles X-X……96
Tableau. IV.34 vérification de cisaillement des voiles Y-Y……96
Tableau. IV.35 vérification de cisaillement des voiles X-X……96
Tableau. IV.36 vérification de cisaillement des voiles Y-Y……97
Tableau. IV.37 l'effort normal reduit a la base……97
Tableau. IV.38 l'effort normal reduit a la base ……98
Tableau. IV.39 Verification de l'effet P-Δ……98
Tableau. IV.40 Verification de l'effet P-Δ……99

CHAPITR V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1 : données de calcul……100
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales ……101
Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires……101
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……102
Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……102
Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 et CBA93 ……103
Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 et CBA93……103
Tableau V.8 : Lois de la contrainte……103
Tableau V.9. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……104
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires……104
Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires…104
Tableau .V.12 : Vérification de la flèche des poutres……105
Tableau V.13. Ferraillage longitudinal des poutres principales ……108
Tableau V.14.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires……108
Tableau V.15.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……109
Tableau V.16.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……109
Tableau V.17.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 et CBA93……110
Tableau V.18.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 et CBA93……111
Tableau V-19 : Lois de la contrainte……111
Tableau V-20 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……111
Tableau V-21 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires……112
Tableau V-22. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires…112

TABLEAUX

Tableau .V.23 : Vérification de la flèche des poutres……113
Tableau .V.24: Les Armatures longitudinaux des poteaux……118
Tableau .V.25 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……118
Tableau .V.26 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés……119
Tableau .V.27: Les Armatures longitudinaux des poteaux……122
Tableau .V.29 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……122
Tableau .V.30 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés……123
Tableau .V.31 : Les données de calcul……127
Tableau .V.32 : calcul des armatures à l'ELU……128
Tableau V.33. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements……129
Tableau V.34. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements……129
Tableau V.35. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements……130
Tableau V.36. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements……130
Tableau V.37. Calcul l'espacements……130
Tableau .V.38 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……134
Tableau .V.39: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……135
Tableau .V.40 : vérification des armateurs verticaux a l'ELS……136
Tableau .V.41 : Vérification des armatures……137
Tableau .V.42 : calcul des armatures à l'ELU……137
Tableau V.43. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements……138
Tableau V.44. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements……138
Tableau V.45. Calcul l'espacements……139
Tableau V.46. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements……139
Tableau V.47. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements……139
Tableau V.48. Calcul l'espacements……140
Tableau .V.49: vérification des armateurs verticaux a l'ELS……140
Tableau .V.50 : Vérification des armatures……141

CHAPITR VI : Etude de l'infrastructure

Tableau. VI.1 : valeur des moments en ELU……147
Tableau. VI.2 : valeur des moments en ELS……147
Tableau. VI.3 : Ferraillage de radier ……147
Tableau. VI.4: Vérification des contraintes a ELS……148
Tableau. VI.5: Vérification de cisaillement de nervure……148
Tableau. VI.6: ferraillage des nervures ……149
Tableau. VI.7: Vérification des contraintes a L'ELS ……149

FIGURES

CHAPITRE I : Introduction générale

Figure.I.1. : Diagramme contrainte –déformation du béton……6
Figure.I.2. : la contrainte limite de l'acier……...7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 Section reduit……..….21
Figure II.2 .la surface des charges revenant aux poteaux ……..……23
Figure II.3 .la surface des charges revenant aux poteaux……..……23
Figure II.4 .coupe de voile en plan……....28
Figure II.5 .coupe voile en elevation……..…28

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : L'acrotère……30
Figure III.2. : Désposition ferraillage de l'acrotére……...31
Figure III.3.: Ferraillage de l'acrotère……36
Figure III .4 : schématisation de la poutrelle avant collage……...…37
Figure III.5 poutrelle a 3 travées……39
Figure III.6 poutrelle a 5 travées…….….39
Figure III.7 poutrelle a 6 travées……..……39
Figure III.8 :Diagramme des moments a L'ELU……..41
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 3 travée à l'ELU……..41
Figure III.10 Diagramme des moments a L'ELU……..42
Figure III.10 Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 3 travée à l'ELS…….….42
Figure III.11. Diagramme des moments a L'ELU……43
Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 5 travée à l'ELU……...….43
Figure III.13 :Diagramme des moments a L'ELS…….…43
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 5 travée à l'ELS…….….43
Figure III.15 Diagramme des moments a L'ELU……...…44
Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travée à l'ELU…….44
Figure III.17. Diagramme des moments a L'ELS……..……45
Figure III.18. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travée à l'ELS……..……45
Figure III.19: disposition constructive des armatures de Poutrelle…….……..49

FIGURES

Figure III.20: disposition constructive des armatures de la table de compression ……..….49
Figure III.21. Schéma statique d'escalier……..51

Figure III.22 :charge sur l'escalier a L'ELU……..…52
Figure III.23 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant……..…53
Figure III.24 :charge sur l'escalier a L'ELS……..54
Figure III.25.Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S ……..……...54
Figure III.26: ligne de rupture de la dalle pleine ……62
Figure III.27: ligne de rupture de la dalle pleine……..…65
Figure III.28.Dimensions de la dalle machine……...…67

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure.IV.1 Disposition des voiles……..…83

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres ……...102
Figure V.2 : Ferraillage poutre principale terrasse……...…106
Figure V.3 : Ferraillage poutre principale 8eme et 9eme et 10eme étage……...…106
Figure V.4 : Ferraillage poutre principale 4eme et 5eme et 6eme et 7eme étage……....107
Figure V.5 : Ferraillage poutre principale RDC et 1eme et2 et 3eme étage……..……..107
Figure V.6: Ferraillage poutre secondaire……...…108
Figure V.7: Disposition des armatures pour les poutres……..110
Figure V.8 : Ferraillage poutre principal terrasse……...113
Figure V.9 : Ferraillage poutre principale 8eme et 9eme et 10eme étage……..…114
Figure V.10: Ferraillage poutre principale 4eme et 5eme et 6eme et 7eme étage……..……..114
Figure V.11 : Ferraillage poutre principale RDC et 1eme et2 et 3eme étage……..115
Figure V.12 : Ferraillage poutre secondaire Terrasse ……...…..115
Figure V.13 : Ferraillage poutre secondaire 8eme et 9eme et 10eme étage……...…115
Figure V.14: Ferraillage poutre secondaire 4eme et 5eme et 6eme et 7eme étage……..……116
Figure V.15: Ferraillage poutre secondaire RDC et 1eme et2 et 3eme étage……...…..116

Figure .V.16: Disposition des armatures dans les poteaux……120
Figure .V. 17: Ferraillage poteaux 55x55 ……121
Figure .V18: Ferraillage poteaux 50x50. ……121
Figure .V. 19: Ferraillage poteaux 45x45 ……121
Figure .V. 20: Ferraillage poteaux 40x40……121
Figure .V. 21: Ferraillage poteaux 55x85 ……..…123
Figure .V. 22: Ferraillage poteaux 55x80 ……123

FIGURES

Figure .V. 23: Ferraillage poteaux50x75 ……124
Figure .V. 24: Ferraillage poteaux 50x70 ……124
Figure .V.25: Disposition des armatures dans les voiles……127
Figure V.26: disposition des armatures transversales (épingles)……131
Figure V.27: La zone de recouvrement des voiles……..…..131
Figure.V.28 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……133
Figure.V.29 : Armatures du linteau selon le RPA 99……..….134

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma statique du bâtiment…….…..…..144
Figure VI.2 : disposition des armatures de nervure……...……..150

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
A : Section d'acier tendu.

NOTATIONS

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

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

INTRODUCTION GENERALE

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

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

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant
la formation de Master. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une introduction générale du projet . Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment.

Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique .

En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction

Notre mémoire de fin d'étude pour but l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation RDC+ 11 ETAGE.
L'ouvrage est implanté à Blida , zone de fort sismicité (zone III) Selon le RPA99VERSION2003

I.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par le bureau d'étude GC-Plus est constitué de 3 BLOC sépares par un joint sismique 2 bloc (A) identique et un bloc(B) rectangulaire,

I.2. Caractéristiques du bâtiment :

I.2.1. Dimension de l'ouvrage :

BLOC A :
Hauteur d'étage : 3.23 m
Hauteur totale : 38.76 m
Longueur : 26.50 m
Largeur : 15.65m

BLOC B :
Hauteur d'étage : 3.23 m
Hauteur totale : 38.76 m
Largeur : 13.75 m
Longueur : 21.45 m

Largeur totale : 21.45 m
Longueur totale : 52.75 m

I.2.2. System de contreventement :

Notre projet dépasse la hauteur admissible prévu par le RPA99V2003 (11 m) (Art.3.4.A) dans la zone sismique III , le règlement exige un system de contreventement par des voiles. Le système est constitué des voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On Considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.2.3. Les Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant des séparations entre les niveaux d'une habitation, elles peuvent également provenir des actions climatiques) agissant perpendiculairement à leur plan moyen. Elles sont considérées comme des diaphragmes rigides de faible épaisseur par rapport autre élément de structure, elle résiste aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs du bâtiment ils peuvent aussi jeu le rôle d'un isolateur phonique et thermique.
On a deux types de plancher dans notre structure :

- Plancher a corps creux
- Plancher a dalle pleine

I.2.4. La maçonnerie :

On utilise les briques creuses pour les travaux de maçonnerie :

- Mur extérieure (double cloison) :

Il est constitué de deux murs de 10 cm d'épaisseur et une lame d'air au milieu de 10cm

- Mur intérieure (simple cloison) :

Il est constitué d'un seul mur de 10 cm d'épaisseur pour la séparation des chambres

I.2.5. Les Escaliers et Ascenseurs :

- L'escalier sert à relier les diffèrent nivaux de structure et assure une bonne circulation

Dans notre structure on a : un seul type d'escalier

- L'ascenseur à un rôle d'assurer la circulation verticale dans les bâtiments élancés

I.2.6. Le revêtement :

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

I.2.7. L'Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère 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.

I.2.8. L'Infrastructure :

C'est la partie inférieure de structure qui a un contact avec le sol .

C'est un ensemble rigide qui assure l'encastrement de la structure dans le terrain

et assuré la transmission les efforts venant de structure au bon sol.

I.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment est conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

I.3.1. Le Béton :

Le béton est composé de mélange de granulats(sable et gravier) et un liant hydraulique (ciment) avec l'eau gâchage :

- **Granulas :**
  Pour un béton ordinaire les classes utilisés :
  > 5mm pour les sables , 3/8 et 8/15 , 15/25 pour le gravier
- **Liant :** le plus utilisé c'est le ciment portland composé de classe CPJ 42,5 CEM II/A.
- **L'Eau de gâchage :** l'eau utilisé doit être potable et propre .

Le dosage de 1 m^3 de béton a 350 Kg/m^3 de ciment CPJ 42.5 est a titre indicatifs

- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 42.5 CEM II/A.
- ✓ 800 litres de graviers.
- ✓ 400 litres de sables.
- ✓ 175 litres d'eau

I.3.1.1. La caractéristique du béton :

a) Compression :

Un béton et connu par sa résistance à la compression a 28jours cette résistance et mesuré par l'essai d'écrasement d'éprouvette cubique (20x20x20) ou cylindrique (16x32) .
La résistance a jeune âge a 'j' jours inferieure a 28Jours est donné par la formule suivant :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.46+0.83\times j)} \times f_{c_{28}} \quad , \qquad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa} .$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4+0.95\times j)} \times f_{c_{28}} \quad , \qquad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa} .$$

Pour 'j'≥ 60 jours $f_{cj}=1.1\times f_{c_{28}}$

pour des chantier ou le contrôle est régulière on peut atteint avec un béton de

25 MPa
$f_{c_{28}}$= 25 MPa

b) Traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- ✓ Essai de traction directe ;
- ✓ Essai de traction par fendage ;
- ✓ Essai de traction par flexion.

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

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ Avec : f_{tj} et f_{cj} en MPa

c) Coefficient de POISSON (υ) :

υ = Allongement transversal/Allongement longidutinal = $\Delta_{a/l}/\Delta_{l/l}$

Δ_a : flambement transversal
Δ_l : raccourcissement longitudinal

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

υ = 0,2 pour le calcul des déformations en « ELS »

υ = 0 pour le calcul des sollicitations en « ELU »

d) module de déformation longitudinal et différé :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à: E_{ij}

$E_{ij}(MPa) = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})}$

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa* .
Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinal différé E_{vj} est pris a égale :

$E_{vj}(MPa) = \frac{E_{ij}}{3}$ soit $E_{vj}(MPa) = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$ si $f_{c_{28}} \leq 60$ MPa .

I.3.2. Les Aciers :

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

Tableau I.1. :Les types d'acier utiliser et leurs nuances .

Nature	Utilisation	Nuance	Diametre (mm)	Fe (MPa)
Barre a haute adherence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Trellis a soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.4. Principe de calcul :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (ELU) base sure :	Etat limite service (ELS) base sure :
✓ **L'Equilibre statique** ✓ **L'ouverture des fissures** ✓ **La stabilité de forme**	✓ **La compression du béton** ✓ **L'ouverture des fissures** ✓ **La deformation**

- ELU de résistance :

I.4.1. Contrainte du béton en compression :

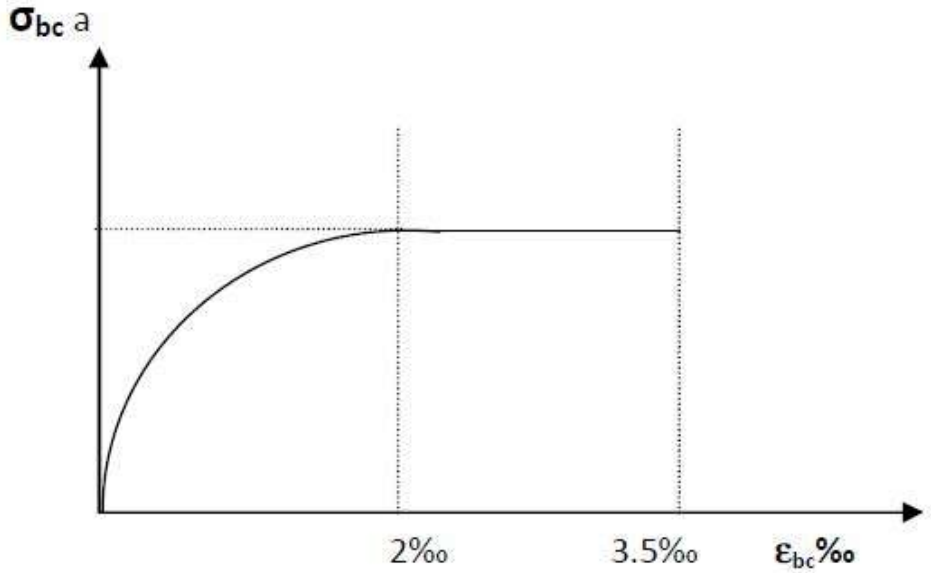


Figure.I.1. : Diagramme contrainte –déformation du béton.

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1,5 , Pour une combinaison fondamentale ;

γ_b = 1,15 ,Pour une combinaison accidentelle ;

θ = 1 Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

θ = 0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ = 0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Contrainte ultime du cisaillement :

La contraint ultime de cisaillement calculer par :

- Fissuratition peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$

I.4.3. Contrainte limite d'acier :

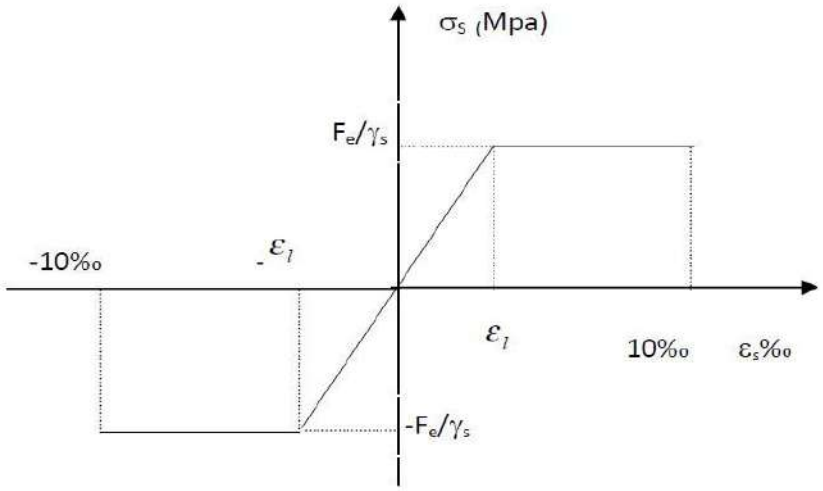


Figure.I.2. : la contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U la contrainte limite d'acier est :

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

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: contrainte d'acier .

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier .

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

- A L'E.L.S :

I.4.4. E.L.S de compression de béton :

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

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à σ_b .

I.4.5. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

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

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

CHAPITRE II :

Prédimensionnement Des Eléments Structuraux

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II. : INTRODUCTION :

La phase de prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui permet de définir les dimensions des différents éléments de l'ossature et qu'on doit vérifier après la détermination des efforts , ces dimensions sont choisies selon préconisation du RPA99V2003 et du CBA93 , Cette étapes n'est pas définitifs , ils peuvent être changés ou augmentés après vérifications dans la partie du dimensionnement.
Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure, a savoir :

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

II.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Les plancher sont des plaques mince a faible épaisseur qui sépare différent niveau de bâtiment transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux, elles peuvent être aussi un isolateur Phonique et thermique, d'autre part c'est un sécurité contre l'incendie .

II.1.1. Plancher a Corps Creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé .

Pour le prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique Suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L: la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axe des appuis.

a) Bloc A : Lmax=5.20 m :

$$\frac{520}{25} \leq h_t \leq \frac{520}{20} \qquad 20.8\ cm \leq h_t \leq 26\ cm$$

On adopte alors h_t= 24 cm (20+4)

b) Bloc B : Lmax = 4.70 m :

$\frac{470}{25} \leq h_t \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 18.8\ cm \leq h_t \leq 23.5\ cm$

On adopte alors h_t= 20 cm (16+4)

II.1.2. Plancher en Dalle Pleine :

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

II.1.2.1. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$.

Dalle reposant sur deux appuis :

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

ep : épaisseur de la dalle .

II.1.2.2. Securité contre L'incendie :

ep = 7 cm :peut assurer un coupe - feu d'une heure.
ep= 11 cm :peut assurer un coupe-feu de deux heures.

II.1.2.3. Isolation Accoustique :

condition d'isolation acoustique :

ep ≥ 15 cm

A.N :

L=2.55 m

$(255/35) \leq ep \leq (255/30) \Rightarrow 7.28\ cm \leq ep \leq 8.5\ cm$

ep= 15 cm

- ✓ Sécurité contre incendie
- ✓ Isolation acoustique

II.2.Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Etage Terrasse :

II.2.1.1. Charge permanent :

a) BLOC A :

Tableau II.1. : Charge permanente de plancher terrasse .

	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m^3)	Poids Surfacique (Kn/m^2)
Gravillon Roulé	0.04	20	0.8
Multi-couche	0.02		0.12
Papier kraft			0.05
Forme de pente	0.1	22	2.2
Film polyane			0.01
Plaque en liège	0.04	4	0.16
Pare vapeur	0.01		0.06
Plancher a Corp-Creux	0.20+0.04		3.2
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			6.96

Bloc B :

Tableau II.2. : Charge permanente de plancher terrasse .

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poids Surfacique (Kn/m^2)
Gravillon Roulé	**0.04**	**20**	**0.8**
Multi-couche	**0.02**		**0.12**
Papier kraft			**0.05**
Forme de pente	**0.1**	**22**	**2.2**
Film polyane			**0.01**
Plaque en liège	**0.04**	**4**	**0.16**
Pare vapeur	**0.01**		**0.06**
Plancher a corps creux	**0.16+0.04**		**2.8**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
			6.56

II.2.1.2. Charge exploitaiton :

La terrasse inaccessible pour les trois bloc **Q= 1 KN/m²**

II.2.2. Etage Courant :

II.2.2.1. Charge permanente :

a) bloc A :

Tableau II.3. : Charge permanente de plancher courant.

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Carrelage	**0.02**	**20**	**0.4**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.4**
Lit de sable	**0.03**	**18**	**0.54**
Plancher a corps creux	**0.20+0.04**		**3.2**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.3**
Mur simple cloison	**0.1**		**1.62**
			6.52

b) Bloc B :

Tableau II.4. : Charge permanente de plancher courant.

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Carrelage	**0.02**	**20**	**0.4**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.4**
Lit de sable	**0.03**	**18**	**0.54**
Plancher a corps creux	**0.16+0.04**		**2.8**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
Mur simple cloison	**0.1**		**1.62**
			6.12

II.2.2.2. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation pour les trois bloc **Q= 1.5 Kn/m²**

II.3.Dalles Pleines :

II.3.1. Charge permanente :

a) Etage courant

Tableau II.5. : Charge permanente de plancher courant.

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Carrelage	**0.02**	**20**	**0.4**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.4**
Lit de sable	**0.03**	**18**	**0.54**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
Dalle pleine	**0.15**	**25**	**3.75**

5.45

b) Etage terrasse :

Tableau II.6. : Charge permanente de plancher terrasse.

	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m^3)	Poids Surfacique (Kn/m^2)
Gravillon Roulé	**0.04**	**20**	**0.8**
Multi-couche	**0.02**		**0.12**
Papier kraft			**0.05**
Forme de pente	**0.1**	**22**	**2.2**
Film polyane			**0.01**
Plaque en liège	**0.04**	**4**	**0.16**
Pare vapeur	**0.01**		**0.06**
Dalle Pleine	**15**		**3.75**
			7.15

II.3.2. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation pour les balcons est **Q= 3.5 KN/m² .**

II.4.Maçonnerie :

II.4.1. Mur intérieure (simple cloison) :

Tableau II.7. : Charge de mur simple cloison.

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
Brique creuse	**0.1**	**9**	**0.9**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
			1.62

II.4.2. Mur Extérieure (double cloison) :

Tableau II.8. : Charge de mur double cloison.

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
Brique creuse	**0.1**	**9**	**0.9**
Lame d'air	**0.05**		

Brique creuse	**0.1**	**9**	**0.9**
Enduit en plâtre	**0.02**	**18**	**0.36**
			2.52

II.5.Predmimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, dont leur section est rectangulaire ou en T
Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- **Selon le(RPA 99 V2003) pour la zone (III):**

Les dimensions minimales des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :
h ≥ 30cm.
b ≥ 20 cm.
h/b ≤ 4.
bmax ≤ 1.5h+b1.

b) Poutre Principale :

1) Bloc A :

Nous choisissons le sens longitudinale (parallèle à X-X) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont(parallèles à Y-Y) pour le bloc.

Lmax = 5.50 m :

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \longrightarrow 36.6 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On adopte h = 45 cm .

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On adopte b= 30 cm.

2) Bloc B :

Nous choisissons le sens longitudinale (parallèle à X-X) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont(parallèles à Y-Y) pour le bloc.

Lmax = 7.30 m :

$\frac{730}{15} \leq h \leq \frac{730}{10}$ $48.66 \text{ cm} \leq h \leq 73 \text{ cm}$

On adopte h = 65 cm .

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 19.5 \text{ cm} \leq b \leq 45.5 \text{ cm}$

On adopte b= 35 cm.

c) Poutre secondaire :

1) Bloc A :

Lmax =5.20 m :

$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34.66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$

On adopte h = 35 cm .

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On adopte b= 30 cm.

2) Bloc B :

Lmax = 4.70 m

$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$ ⟹ $31.33cm \leq 35 \leq 47$ cm

On adopte h = 35 cm .

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ ⟹ $10.5\ cm \leq b \leq 24.5\ cm$

On adopte b= 30 cm.

II.5.1. Vérification selon RPA2003 :

Tableau.II.9.Verfication des sections.

section	b	h	h≥30	b≤20	h/b≤4
PP35X65	35	65	✓	✓	✓
PP30X45	30	45	✓	✓	✓
PS30X35	30	35	✓	✓	✓
PS30X35	30	35	✓	✓	✓

- **Conclusion:**

Tableau.II.9. Sections poutres Adoptées.

	Poutre Principale	Poutre Secondaire
BLOC A	30X45	30X35
BLOC B	35X65	30X35

II.6.Prédimensionnement 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 , en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le ***C.B.A 93[2]*** pour la majoration des charges permanents, (Nu=1,35G+1,5Q).

II.6.1. Etapes de pré-dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont:

- choix du poteau le plus sollicité .
- calcul de la surface reprise par le poteau .
- détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau .
- détermination de la section du poteaux le plus sollicité a L'ELU et vérifier selon **RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1].**

On affecte une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.
les poteaux sont soumis à la compression simple , donc l'effort normal admissible obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \,.\, \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s}\right] .$$

- **Nult** : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
- **Br** : section réduite du poteau en déduisant de la section réel un centimètre sur toute sa périphérie = (b−2 cm) (h−2c m) pour les sections carrées

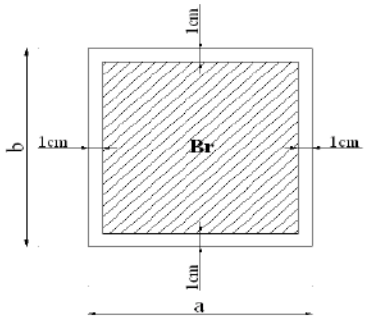


Figure II.1 Section reduite.

- **γb**=1,50 et **γs** = 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation

durable).

- **fc28** et **fe** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier .
- **A s** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau
  A= B/1000
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

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

avec :
λ : Elancement d'EULER **($\lambda=L_f/i$)**.

Lf=0.7L0 : Longueur de flambement.

i: rayon de giration($i=\frac{\sqrt{I}}{B}$);

Où:
I :Moment d'inertie de la section .

$$I=bh^3/12 \text{ , } i=\frac{b}{\sqrt{12}}$$

***B* :**Surface de la section du béton *(B=a×b).*
avec : (a ;b) :Dimension de la section.

- **Le minimum requis par le « *RPA99 V 2003* » :**

Pour une zone sismique III, ont doit vérifier les conditions suivantes :

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

II.6.2. Choix de poteaux plus sollicité :

Bloc A : pour le bloc A le poteau plus sollicité est C-6
Bloc B : pour le bloc B le poteau plus sollicité est C-2

II.6.3. Détermination des charges et surcharges :

II.6.3.1. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises sur un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau :

a) Bloc A :

Surface de plancher revenant au poteau :

Sp= (2.45+2.1)x(2.55+2.225) = 21.73 m²

Surface totale :

St= (2.45+0.3+2.1)x(2.55+0.3+2.225) = 24.61 m²

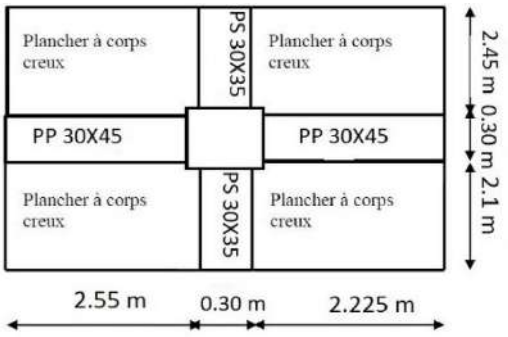


Figure II.2 .la surface des charges revenant aux poteaux

b) Bloc B :

Surface de plancher revenant au poteau :

Sp= [(3.5+3.45)x(2.1+2.175)]-(3.5*2.1) = 22.36 m²

Surface totale :

St= [(2.45+0.3+2.1)x(2.55+0.3+2.225)]-(3.5*2.1) = 26.18 m²

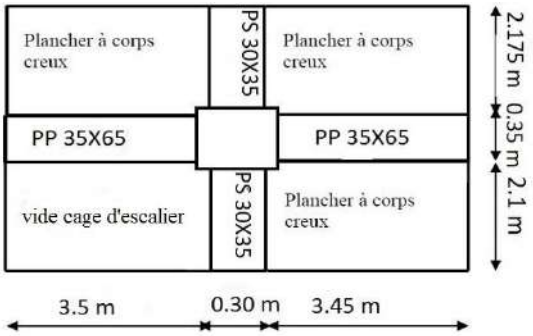


Figure II.3 .la surface des charges revenant aux poteaux

II.6.3.2. Charges exploitation :

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

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

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

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

Q0 = 1,00
Q0+Q1 = 2,50
Q0+0,95(Q1+Q2) = 3,85
Q0+0,90(Q1+Q2+Q3) = 5,05
Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4) = 6,10
Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) = 7,00
Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6) = 7,75
Q0+0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6 +Q7) = 8.455
Q0+0,68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6 +Q7 +Q8) = 9.16
Q0+0,66(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6 +Q7 +Q8 +Q9) = 9.91
Q0+0,65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6 +Q7 +Q8 +Q9+Q10) = 10.75
Q0+0,63(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6 +Q7 +Q8 +Q9+Q10+Q11) = 11.395

II.6.3.3. Section de poteau choisis :

a) Bloc A :

Section	40x40	40x40	40x40	45x45	45x45	45x45	50x50	50x50	50x50	55x55	55x55	55x55
niveux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	rdc

b) Bloc B :

Section	70x50	70x50	70x50	75x50	75x50	75x50	80x55	80x55	80x55	85x55	85x55	85x55
niveux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	rdc

II.6.3.4. Détermination d'effort normal ultime :

Effort normal de résistance :

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

a) Bloc A :

Tableau.II.10. Determination D'effort Nu et 1.1 Nu.

Étage	Gplancher (KN)	Gpoteau (KN)	Gpoutre (KN)	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu	1.1Nu
11ème	151.21	11.12	28.06	190.39	190.39	24.61	293.953	323.348
10ème	141.66	11.12	28.06	180.83	371.23	61.53	593.460	652.806
9ème	141.66	11.12	28.06	180.83	552.06	94.76	887.430	976.173
8ème	141.66	14.07	28.06	183.79	735.85	124.30	1179.849	1297.833
7ème	141.66	14.07	28.06	183.79	919.64	150.14	1466.729	1613.402
6ème	141.66	14.07	28.06	183.79	1103.43	172.30	1748.072	1922.879
5ème	141.66	17.38	28.06	187.09	1290.52	190.76	2028.333	2231.167
4ème	141.66	17.38	28.06	187.09	1477.61	208.11	2306.933	2537.627
3ème	141.66	17.38	28.06	187.09	1664.70	225.46	2585.533	2844.087
2ème	141.66	21.02	28.06	190.74	1855.43	243.92	2870.720	3157.792
1er	141.66	21.02	28.06	190.74	2046.17	264.60	3159.230	3475.153
RDC	141.66	21.02	28.06	190.74	2236.91	280.47	3440.541	3784.595

b) Bloc B :

Tableau.II.11. Determination D'effort Nu et 1.1 Nu.

Étage	Gplancher (KN)	Gpoteau (KN)	Gpoutre (KN)	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu	1.1Nu
11ème	194.906	28.380	50.750	274.036	274.036	33.531	420.245	462.270
10ème	205.211	28.380	50.750	284.341	558.377	83.828	879.551	967.506
9ème	205.211	28.380	50.750	284.341	842.718	129.095	1331.313	1464.444
8ème	205.211	26.606	50.750	282.568	1125.286	169.333	1773.135	1950.449
7ème	205.211	26.606	50.750	282.568	1407.853	204.541	2207.413	2428.154
6ème	205.211	26.606	50.750	282.568	1690.421	234.719	2634.146	2897.561
5ème	205.211	22.575	50.750	278.536	1968.957	259.867	3047.893	3352.682
4ème	205.211	22.575	50.750	278.536	2247.493	283.507	3459.376	3805.314
3ème	205.211	22.575	50.750	278.536	2526.030	307.146	3870.859	4257.945
2ème	205.211	20.963	50.750	276.924	2802.953	332.295	4282.429	4710.672
1er	205.211	20.963	50.750	276.924	3079.877	360.461	4698.525	5168.378
RDC	205.211	20.963	50.750	276.924	3356.801	382.089	5104.814	5615.295

II.6.4. Détermination de la section des poteaux :

a) Bloc A :

Tableau.II.11. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

	dimension	he (*m*)	Br (mm^2)	l	i	α	As (mm^2)	Nu	Nu	Nu<Nu
11ème	40x40	3.23	144400	19.58	115.47	0.800	160	2183.58	323.348	CV
10ème	40x40	3.23	144400	19.58	115.47	0.800	160	2183.58	652.806	CV
9ème	40x40	3.23	144400	19.58	115.47	0.800	160	2183.58	976.173	CV
8ème	45x45	3.23	184900	17.41	129.90	0.810	202.5	2830.34	1297.833	CV
7ème	45x45	3.23	184900	17.41	129.90	0.810	202.5	2830.34	1613.402	CV
6ème	45x45	3.23	184900	17.41	129.90	0.810	202.5	2830.34	1922.879	CV
5eme	50x50	3.23	230400	15.66	144.34	0.817	250	3558.04	2231.167	CV
4eme	50x50	3.23	230400	15.66	144.34	0.817	250	3558.04	2537.627	CV
3eme	50x50	3.23	230400	15.66	144.34	0.817	250	3558.04	2844.087	CV
2eme	55x55	3.23	280900	14.24	158.77	0.823	302.5	4366.44	3157.792	CV
1er	55x55	3.23	280900	14.24	158.77	0.823	302.5	4366.44	3475.153	CV
RDC	55x55	3.23	280900	14.24	158.77	0.823	302.5	4366.44	3784.595	CV

b) Bloc B :

	dimension	he (*m*)	Br (mm^2)	l	i	α	As (mm^2)	Nu	Nu	Nu<Nu
11ème	70x50	3.23	326400	11.189	202.073	0.833	350	5136.271	462.270	CV
10ème	70x50	3.23	326400	11.189	202.073	0.833	350	5136.271	967.506	CV
9ème	70x50	3.23	326400	11.189	202.073	0.833	350	5136.271	1464.444	CV
8ème	75x50	3.23	350400	10.443	216.506	0.835	375	5527.996	1950.449	CV
7ème	75x50	3.23	350400	10.443	216.506	0.835	375	5527.996	2428.154	CV
6ème	75x50	3.23	350400	10.443	216.506	0.835	375	5527.996	2897.561	CV
5eme	80x55	3.23	413400	9.790	230.940	0.837	440	6535.040	3352.682	CV
4eme	80x55	3.23	413400	9.790	230.940	0.837	440	6535.040	3805.314	CV
3eme	80x55	3.23	413400	9.790	230.940	0.837	440	6535.040	4257.945	CV
2eme	85x55	3.23	439900	9.215	245.374	0.838	467.5	6966.004	4710.672	CV
1er	85x55	3.23	439900	9.215	245.374	0.838	467.5	6966.004	5168.378	CV
RDC	85x55	3.23	439900	9.215	245.374	0.838	467.5	6966.004	5615.295	CV

Tableau.II.11. Détermination de la section du poteau rectangulaire de chaque niveau

II.6.5. Vérification vis-à-vis le RPA99V2003 :

Pour la zone III :

- Min $(b_1 , h_1) \geq 30$ cm.
- Min $(b_1 , h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

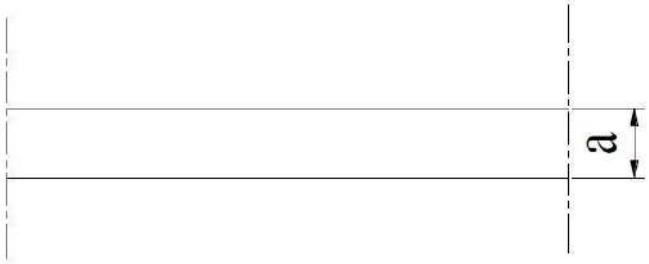
Tableau.II.12. Verification vis-a-vis le RPA99V2003.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	**Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm**	**C.V**
Min (b, h)≥ he /20	**Min (b, h) =40cm≥ (he/20) =(323)/20=16cm**	**C.V**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4**	**C.V**

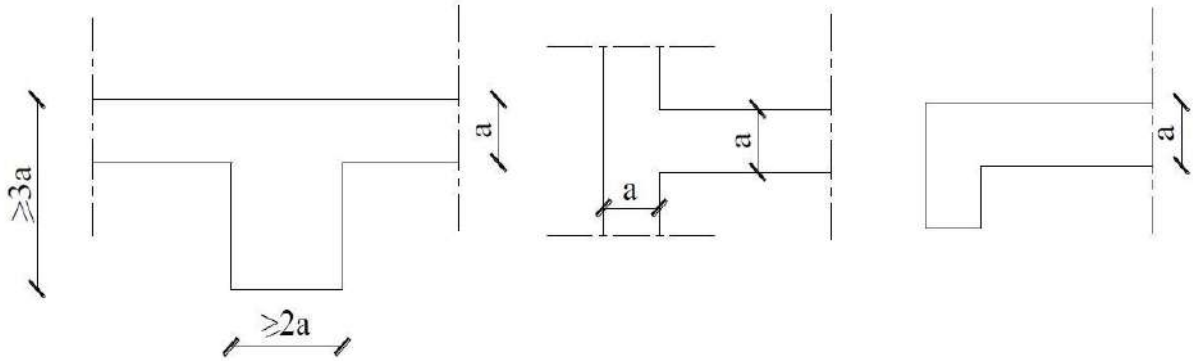
II.7.Prédimensionnement des voiles :

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.
Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extremities.

- **$a \geq h_e /20$:**



- **a ≥ h_e/22 :**



- **a ≥ h_e/25 :**

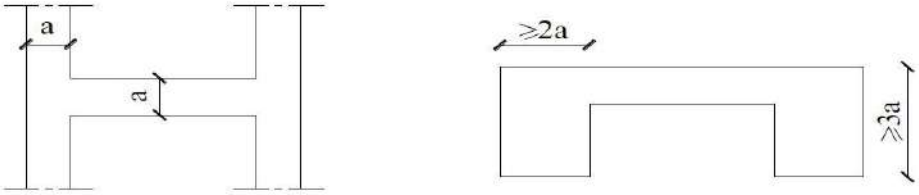


Figure II.4 .coupe de voile en plan.

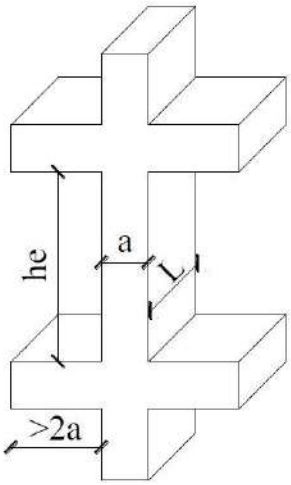


Figure II.5 .coupe voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "he" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure: $a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 ; 15cm)$.

$h_e = 3.23 – 0.35 = 2.88$ m

$h_e/25 = 11.52$ cm ; $h_e/22 = 13.09$ cm ; $h_e/20 = 14.4$cm ; 15 cm.

$a \geq \max (11.52cm ; 13.09cm ; 14.4cm ; 15cm)$.

on adopte **un voile d'épaisseur = 15** cm pour toute les niveaux dans les trois bloc.

II.8.Local d'ascenseurs :

Les composants de l'ascenseurs est sa cabine et sa machinerie.
- Poids de la cabine et machinerie : Pc =50 KN
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 5 ou 6 personnes) : Pe =5 KN
- Vitesse de l'ascenseur : V=1m/s

CHAPITRE III :

Calcul Des Eléments Secondaires

III. Calcul de l'acrotère :

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

Le calcul se fait par une bande de 1ml.

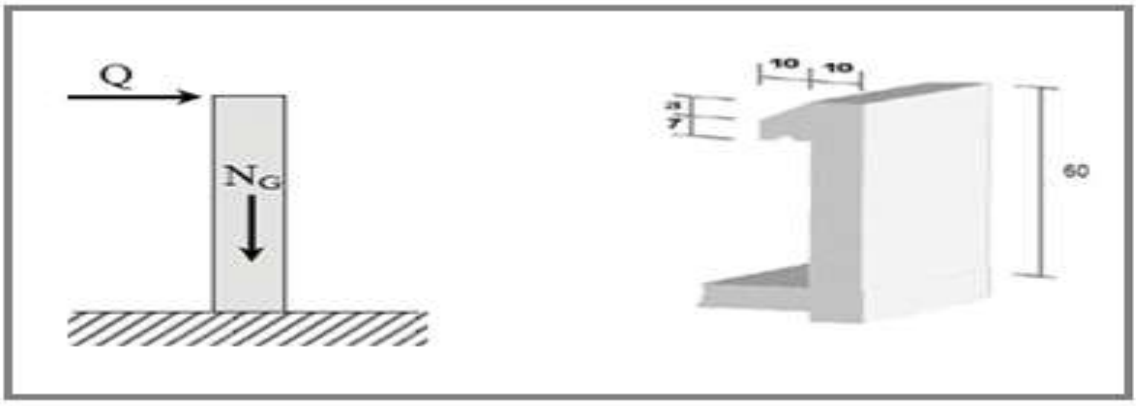


Figure III.1 : L'acrotère

Charges et surcharges :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton x la surface

- **Charge permanente G** :[(0,1 x 0,6) + (0.1x0.1)] x 25 = 1.75 kN/ml.

  G = 1,75kN/ml

- **charge d'exploitation Q : Q = 1kN/ml**

III.1. Détermination des efforts :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

E.L.U
L'effort normal : N_u =1,35×G =1,35×1,75 =2,36KN
Moment d'encastrement : M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant : T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
E.L.S
L'effort normal : N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement : M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant : T_u=Q =1KN

III.2. Détermination des efforts :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau III.2 : Valeurs des caractéristiques des matériaux et section

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	cm	F_e	400	M Pa
c	2.5	cm	ζ	14.17	M Pa
c’	2.5	cm	ζ	348	M Pa
/	/	/	γ	1.15	/
/	/	/	γ	1.5	/

Tableau III.3 : Valeurs de Sollicitations

Longueur de flambement			Sollicitations		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	m	N_u	2,362	KN
L_f	1,2	m	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,75	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

III.2.1. Calcul de l’excentricité :

À l'attention de : $e_0 = \frac{Nu}{Mu} = \frac{0.9}{2.362}$.= 0.381 => e0= 38.1 cm.

e_0= 38.94 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{5} - 2.5 = 2.5$ cm

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

III.2.2. Calcul du moment de flexion :

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

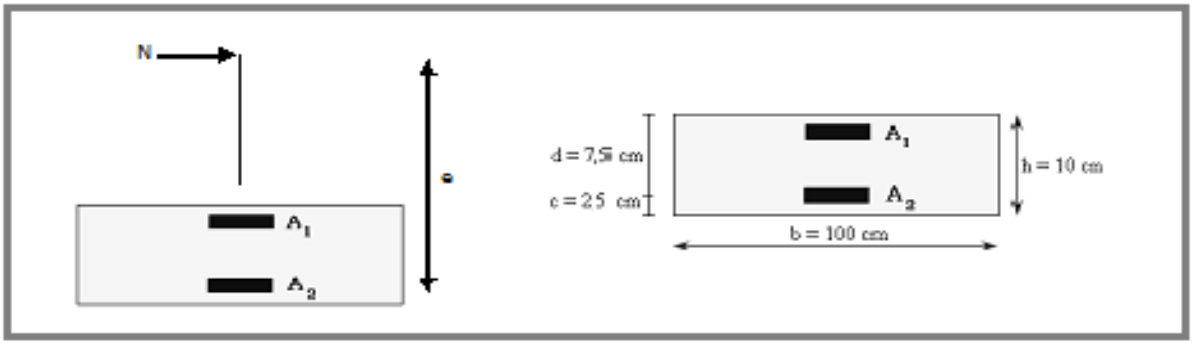


Figure III.2. : Disposition ferraillage de l’acrotère

$e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 0.414$ m

M1= Nu*e=Nu*($\frac{h}{2}$-c+Gc)

= 2.362*($\frac{10}{2} - 2.5 + 38.1$)

M1=0.95

III.2.3. Calcul des armatures verticales :

III.2.3.1. A L'ELU :

Le calcul se fait en flexion composée :

$\mu = \frac{Mf}{(\sigma b * b * d^2)} = \frac{0.95*10\text{^}-3}{14.17*10\text{^}6*1*0.075^2} = \frac{0.95*10\text{^}-3}{1.0625} = 0.012 < \mu l = 0.392$

$\begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A1 = \frac{Mf}{(\sigma * ß * d)_s} = 0.9 * \frac{10^3}{0.075*0.994*348*10^6} = 0.346$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A1 - \left(\frac{Ns}{\sigma_s}\right) = 3.46 - 2.362 * \frac{10^3}{(348*100)} = 27.8$mm²

Et : A' = A'$_1$=> A' =0 cm²

$\begin{cases} A=0.278 \text{ cm}^2 \\ A'=0\text{cm}^2 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

$Amin = \frac{B}{1000} = 10 * \frac{100}{1000} = 1\text{cm}^2 > 0.28 \text{ cm}^2$

On adoptera : A=4HA8= 2.01cm²

Armatures de répartition :

$\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.50 \leq Ar \leq \frac{2.01}{4} = 1 \Rightarrow$ Ar=3HA8=1.50 cm²

Espacement :

St=25 cm ≤Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép=20 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

Tableau III.4 : Calcul du ferraillage

Les données		
Béton : f_{c28} = 25 MPa f_{t28} = 2,1 MPa σ_b = 14,2 MPa	Acier :fe = 400 MPa σ_s = 348MPa	Section : b = 100 cm h = 10cm ,d = 7,5cm c = c' = 25 cm

Les résultats			
Les armatures longitudinales		Armatures de répartitions	
Sectiond'armature(cm^2)	Espacement (cm)	Section d'armature (cm^2)	Espacement (cm)
4HA8=2.01	25	3HA8=1.50	20

III.2.3.2. Vérification à l'E.L.S :

Données :N_{ser} = 1.712kN
M_{ser} = 0.6kN.m

Calcul de l'excentricité :

On a $e0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6}{1.75} = 0.342 \Rightarrow$ e0=34.2 cm²

$$\frac{h}{2} - c = 2.5 \leq e0 = 34.2$$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$e0 \geq \frac{Ig}{B0 * \upsilon_2}$$

$B0 = [b * h + 15(A + A']$ $B0 = 100 * 10 + 15 * (2.01 + 0)$ B0=1030.15 cm²

$$\boldsymbol{\upsilon_1} = \frac{1}{B0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right] = \frac{1}{1030.15}\left[100 * \frac{100}{2} + 15(2.01 * 7.5)\right] = \mathbf{5.073}$$

$$\boldsymbol{\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 10 - 5.073 = 4.927cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + \mathbf{15}[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2 = \frac{100}{3}[(5.073^3 + 4.927^3) + 15(2.01(4.927 - 2.5))^2]$$

I=8516.25

Alors :

$$e0 \geq \frac{Ig}{B0 * \upsilon_2} \geq \frac{8516.25}{1030.15 * 4.927} \geq 1.667cm^2$$

$$e0 = 34.2\ cm \gg 1.677\ cm$$

Alors : on a une section partiellement comprimée

$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = K * y1$

Avec $K = \frac{Nser}{SG'}$ $\quad\quad$ $\boldsymbol{\sigma_s} = 15k(d - y1)$

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante : $\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0}$

tel que y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C) = -3(-29.2)^2 + 90 * \frac{2.01}{100} * \left(7.5 - (-29.2)\right) = -2491.52$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2 = -2(-29.2^3) - 90 * 2.\frac{01}{100} * (7.5 - 29.2)^2 = 47357.65$$

$$Y^3 + (-2491.52)Y2 + 47357.56 = 0$$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc $C = \frac{h}{2} - c = -29.2 < 0$

Application numérique :

$$D = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -2491.52^3 * \frac{4}{27} + 47357.65 = -2.29 * 10^9$$

$$\cos\alpha = \frac{3q^1}{2p} * -\frac{3}{-p}^{\frac{1}{2}} = 3 * \frac{47357.65}{2 * -2491.52} * -\frac{3}{-2491.52} = 0.989$$

$$\alpha = 171.62$$

$$a = 2 * -\frac{p^{\frac{1}{2}}}{3} = 2 * \left(\frac{2491.52}{3}\right)^{\frac{1}{2}} = 57.63$$

Les racines de l'équation sont : **y2** = $a * \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) = 31.21$

$$a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 120\right) = -57.56$$

$$a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 240\right) = 26.35$$

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

$$0 < \mathbf{y1} = \mathbf{y2} + C < h$$

y1 :distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre

Donc : **y2** =31.21 cm

$$\mathbf{y1 = y2} + C = 31.21 - 29.2 = 2.01 \text{ cm}$$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

$$Sxx = \frac{by1^2}{2} + 15[As'(y1 - c') - As(d - y1)] = \frac{1}{2} * 100 * 2.01^2 + 15[-2.01(7.5 - 2.01)]$$
$$= 36.48 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Nser}{Sxx} = \frac{1.75}{36.48} = 0.047 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_b = K * y1 \leq \overline{\sigma}_b \qquad \sigma_b = 0.047 * 2.01 = 0.96 \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * fc28 = 15MPa$

$\sigma_s = 15K(d - y1) = 15 * 0.047(75 - 20.1) = 38.70MPa$

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

$\sigma_s = 38.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$

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

Tableau III.5: Vérification à l'E.L.S

<table>
<tr><th colspan="7">Les donnes</th></tr>
<tr><td colspan="7">Nser=1.75 kN ,Mser= 0.6kN.m,$\overline{\sigma}_b$=0.6 f_{c28}=15MPa
fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33MPa ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633MPa\right] = 201.633MPa$</td></tr>
<tr><th colspan="7">Les résultats</th></tr>
<tr><th>e_0 (cm)</th><th>$\frac{I_v}{B_0 \upsilon_2}$</th><th>$e_0 \geq \frac{I_v}{B_0 \upsilon_2}$</th><th>C (cm)</th><th>$y_2^3 + py_2 + q$</th><th>$y_2$</th><th>$y_1$</th></tr>
<tr><td rowspan="3">34.28</td><td>B_0 =1030,15cm</td><td rowspan="3">cv ⇒ S P C</td><td rowspan="3">-29,2</td><td>p = -2491,52 cm²</td><td rowspan="3">31,21 cm</td><td rowspan="3">2.01cm</td></tr>
<tr><td>υ_2=4,927cm</td><td>q = 47357,65 cm³</td></tr>
<tr><td>I_v=8516.25cm²</td><td></td></tr>
<tr><th colspan="7">Les contraintes</th></tr>
<tr><td colspan="3">σ_b= 0.86 MPa</td><td colspan="4">σ_s=38,7 MPa</td></tr>
<tr><th colspan="7">Vérification</th></tr>
<tr><td colspan="3">$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \Rightarrow 0.96 \leq 15$</td><td colspan="4">Condition vérifié</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \Rightarrow 38.70 \leq 201.63$</td><td colspan="4">Condition vérifié</td></tr>
</table>

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = \nu - \frac{Mu}{0.9.d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} = \text{-}11.83\,\text{MPa} < 0$$

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

III.2.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

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

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

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

Commentaire :

La section du béton choisit est suffisant pour équilibrer la contrainte de cisaillement.

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme: (RPA.99v2003 : Art 6.2.3)

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

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)

C_p: facteur de force horizontal, W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.75 KN.

$Fp = 4 * 25 * 0.8 * 1.712 = 1.4 < 1.5Q = 1.5 * 1 = 1$ **c.v**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

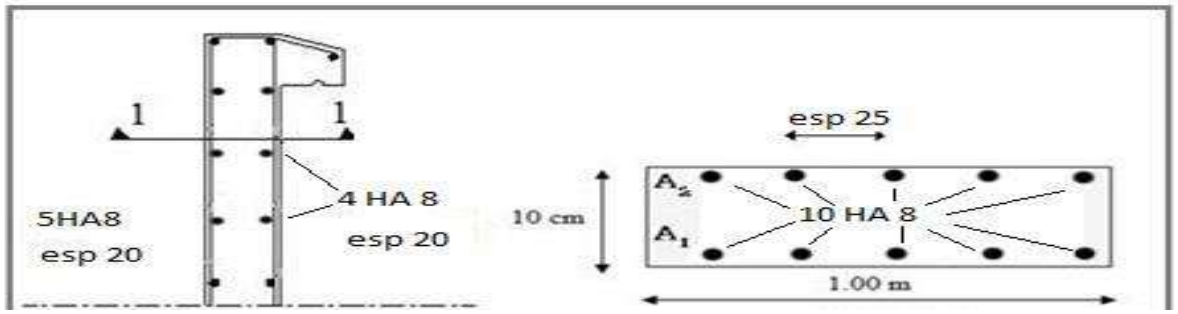


Figure III.3.: Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux :

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 table de compression
- Les poutrèlles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).
La section du béton est définie par :

- Une section en T en travées.
- Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes:

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.1. 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 1kN ou 0.5kN/m*L qui représenterai le poids d'un ouvrier
-

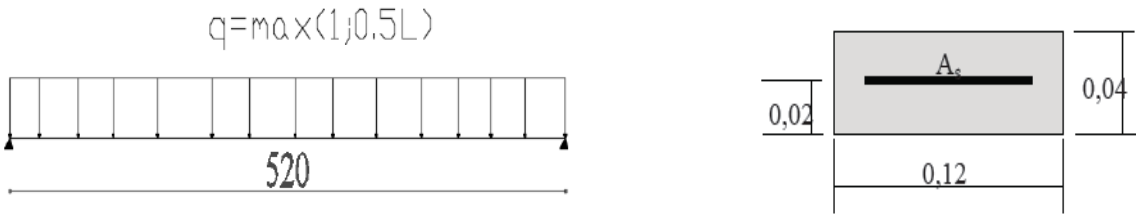


Figure III .4 : schématisation de la poutrelle avant collage

La travée L m	q (KN)	g (KN/m)	$M_{ut(}$ (N.m)
5.2	2.6	0.77	8.583

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

Tableau III .7 : les charges de la poutrelle avant collage

Longueur du travée (m)	**Q (KN)**	**G (KN/ml)**	
5.2	2.6	**poids de poutrèlle**	**poids du corps creux**
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III.8: Calcul des moments

M_G	M_Q	M_U
$GL^2/8$ =2.602	QL/4 =3.38	8.58

μ=8.58*106/(14.2*120*202)=9.86

$$\mu = 8.58 * \frac{10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 12.58$$

Cette valeur de μ=9.86 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de deformation.

G = poids du plancher (20+4)= 3.2*0.65=2.08kN/ml

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

F=2.05∗(1.35G+1.5Q)∗l4/384∗E∗I

$\overline{F}$ =l/1000 +0.5 pour L>5m

F =l/500 pour l <5m

$$F = 5 * G * \frac{L^4}{384 * EI} + \frac{QL^3}{48EI} = 109.2mm$$

$$F\,adm = \frac{5200}{1000} + 0.5 = 10mm$$

$F \geq Fadm$ CNV

Tableau III.9 : Détermination le nombre des étaiements

etaiment	G	Q	fc28	L (mm)	F (cm)	$\bar{F}$ (cm)	F<$\bar{F}$
0	1.82	1	25	5200	72.5	1.020	cnv
1			25	2600	4.53	0.520	cnv
2			25	1730	0.95	0.346	cnv
3			25	1300	0.361	0.260	cnv
4			25	1040	0.166	0.208	cv

On place 4 étaiements à une distance L=1.04 m.

III.3.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Trois types de poutres continues sont à envisager :

- 3 travées

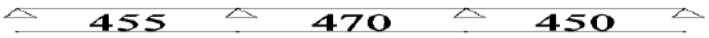


Figure III.5 poutrelle a 3 travées

- 5travées

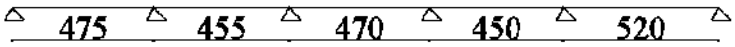


Figure III.6 poutrelle a 5 travées

- 6 travées

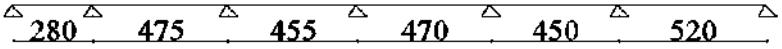


Figure III.7 poutrelle a 6 travées

Méthode de calcul :

➢ **conditions d'application :**

1- $Q \leq 2G$ et $5000n/mm^2$

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C V)

Donc dans les cas '3 travées et 5 travées' ,on va utiliser **la méthode forfaitaire**.

Exposé de la méthode:

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

1) $Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq \max(1.05M0; (1+1.3\alpha)M0$

2) $Mt \geq$ Mmax $\begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M0 \text{ si travée de rive} \end{cases}$

$\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2}$ M0 si travée intermédiaire

3) Pour les appuis :

Ma ≥ 0.6M0 poutre a deux travées

Ma ≥ 0.5M0 poutre voisin des appuis de rives

Ma ≥ 0.4M0 appuis intermédiaire

Ma ≥ 0.2M0 appuis de rive

Avec :

M_t *: Moment en travée.* M_e *: Moment max sur l'appui droit.*

M_ω *: Moment max sur l'appui gauche.* 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_ω *: effort tranchant à gauche de la travée.*

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e *: effort tranchant à droite de la travée.*

- **Calcul des sollicitations :**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

$Q = 1.5KN/m^2 \leq Min[2G = 8.84 ; 5]$ (C.V)

L'inertie est constante pour toutes les travées:

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$ (C.V)

La fissuration est peu nuisible. (C.V)

Donc la solution ce fait par la méthode forfaitaire pour les types de 3 et 5 Travées .

Et Méthode Caquot pour type de 6 Través.

- **Plancher térrasse :**

G = 6.96x0.65=4.524kN/ml,

Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

Pu = (1.35G+1.5Q) = 7.0824kN/ml

Ps = (G+Q) = 5.174kN/ml

- **Plancher courant :**

G = 6.52x0.65=4.238kN/ml,
Q = 1.5x0.65=0.975 kN/ml

Pu = (1.35G+1.5Q) = 7.1838kN/ml
Ps = (G+Q) = 5.213kN/ml

Tableau III.10: Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

	G*0.65	Q*0.65	Pultime	Pser
Plancher terrasse	4.524	0.65	7.0824	5.174
Plancher courant	4.238	0.975	7.1838	5.213

Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU**)**

travé	AB	BC	CD
M0	18.5882572	19.8340588	18.1819688
Mw	5.1685553	10.7450325	10.5101755
Me	10.7450325	10.5101755	5.05558483
Mt	11.6744453	10.4734712	11.4192739
Tw	15.1157256	17.5669244	17.3738813
Te	-17.5669244	-17.3738813	-14.9496188

Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS**)**

travé	AB	BC	CD
M0	13.4902666	14.3943963	13.1954063
Mw	3.75103422	7.79811419	7.62766875
Me	7.79811419	7.62766875	3.66904688
Mt	8.47262752	7.60103094	8.28743906
Tw	10.9701069	12.7490431	12.6089438
Te	-12.7490431	-12.6089438	-10.8495563

- **Représentation des sollicitations :**

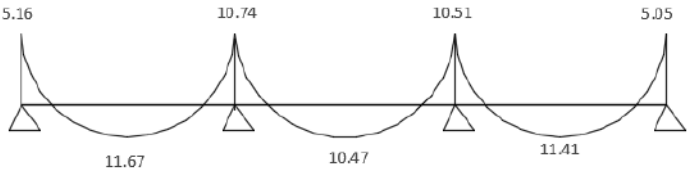


Figure III.8 : Diagramme des moments a L'ELU

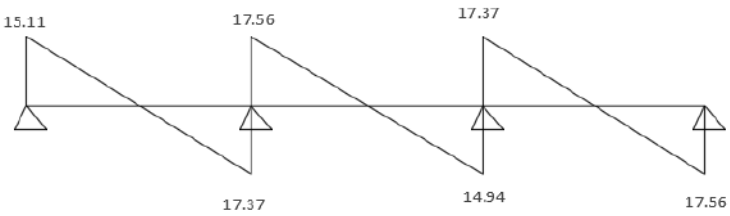


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 3 travée à l'ELU

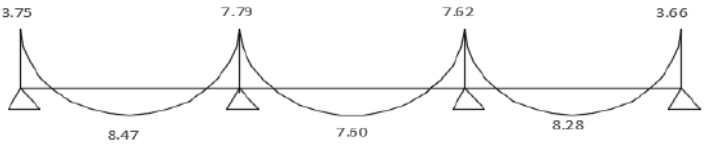


Figure III.10 Diagramme des moments a L'ELU

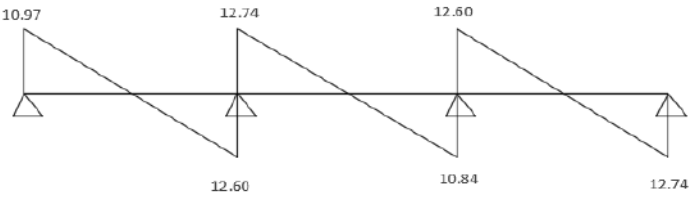


Figure III.10 Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 3 travée à l'ELS

2eme type :poutrelles de 5 travée:

Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU)

travé	AB	BC	CD	DE	EF
M0	20.2583	18.5883	19.8341	18.182	24.2785
Mw	5.63292	11.7104	10.4735	14.2785	17.1433
Me	11.7104	10.4735	14.2785	17.1433	9.85975
Mt	12.7233	9.81562	10.4735	9.09098	12.1393
Tw	15.7665	18.3527	16.8801	16.8801	20.0765
Te	-18.353	-16.88	-16.88	-20.076	-17.275

Tableau III.14 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS)

travé	AB	BC	CD	DE	EF
M0	14.7023	13.4903	14.3944	13.1954	17.6199
Mw	4.08804	8.49873	7.60103	10.3625	12.4416
Me	8.49873	7.60103	10.3625	12.4416	7.15563
Mt	9.23384	7.1236	7.60103	6.5977	8.80997
Tw	11.4424	13.3193	12.2506	12.2506	14.5703
Te	-13.319	-12.251	-12.251	-14.57	-12.537

- **Représentation des sollicitations :**

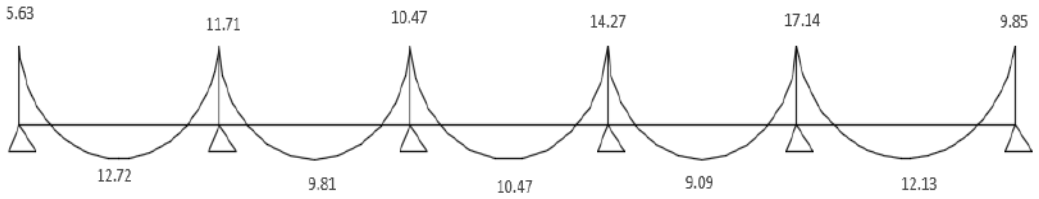


Figure III.11. Diagramme des moments a L'ELU

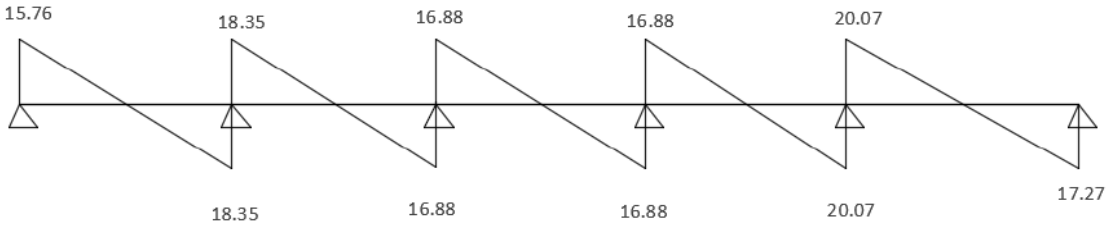


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 5 travée à l'ELU

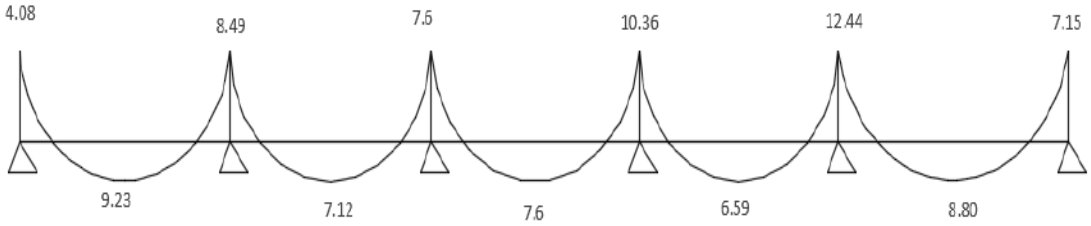


Figure III.13 : Diagramme des moments a L'ELS

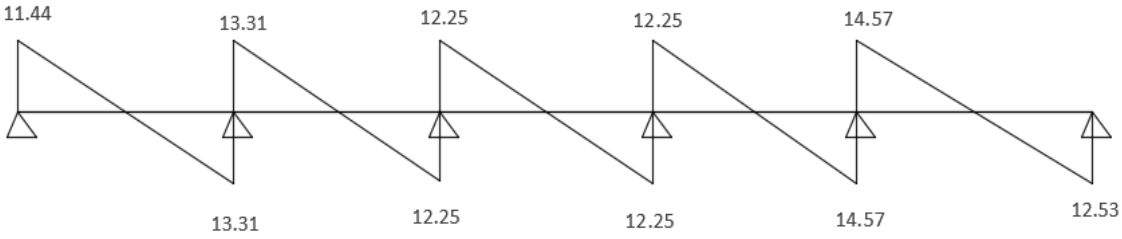


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 5 travée à l'ELS

3eme type :poutrelles de 6 travée:

ELU :

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU**)**

	1	2	3	4	5	6
Ma	1.407868	9.83648471	11.7104872	11.5779819	11.4603497	10.9519624
Mb	9.83648471	11.7104872	11.5779819	11.4603497	10.9519624	4.97970118
Mt	1.41716365	9.48481876	6.94402265	8.31489291	6.9758127	16.3127082
M0	7.03934	20.2583047	18.5882572	19.8340588	18.1819688	24.27854
Tw	13.066	17.4541518	16.6477563	-16.855021	16.9061905	17.3486308
Te	-17.454151	-16.647756	16.8550219	-16.906190	-17.348630	-19.824311

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS**)**

	1	2	3	4	5	6
Ma	1.021748	7.13874353	8.49878456	8.40262005	8.31724951	7.94829176
Mb	7.13874353	8.49878456	8.40262005	8.31724951	7.94829176	3.61397497
Mt	1.02849424	6.88352502	5.03956426	6.03446147	5.06263561	11.8388066
M0	5.10874	14.7022891	13.4902666	14.3943963	13.1954063	17.61994
Tw	9.48284126	12.6671994	12.0819649	-12.2323861	12.2695212	12.5906185
Te	-12.6671994	-12.0819649	12.2323861	-12.2695212	-12.5906185	-14.3873225

- **Représentation des sollicitations :**

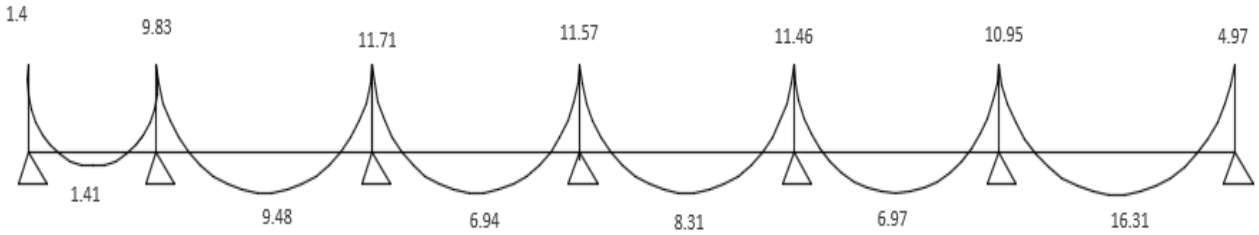


Figure III.15 Diagramme des moments a L'ELU

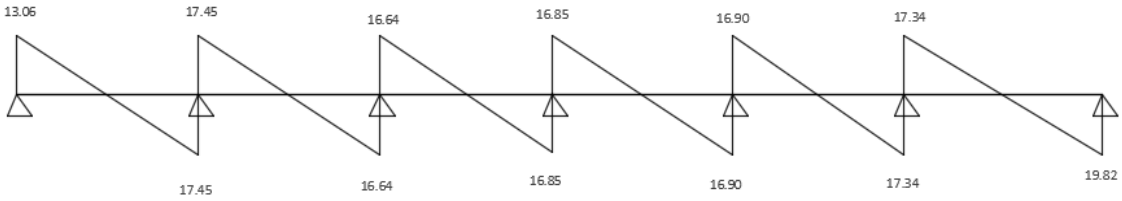


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travée à l'ELU

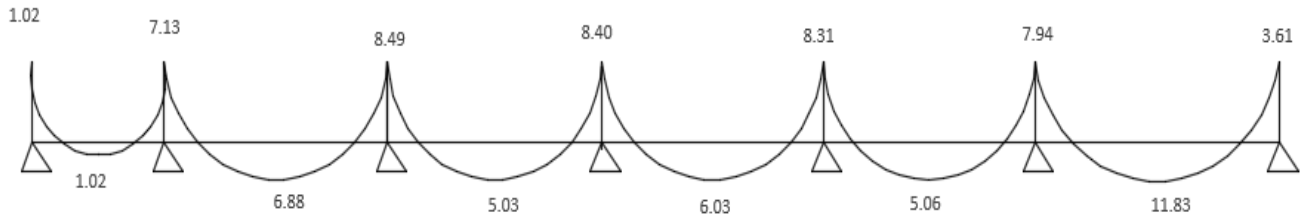


Figure III.17. Diagramme des moments a L'ELS

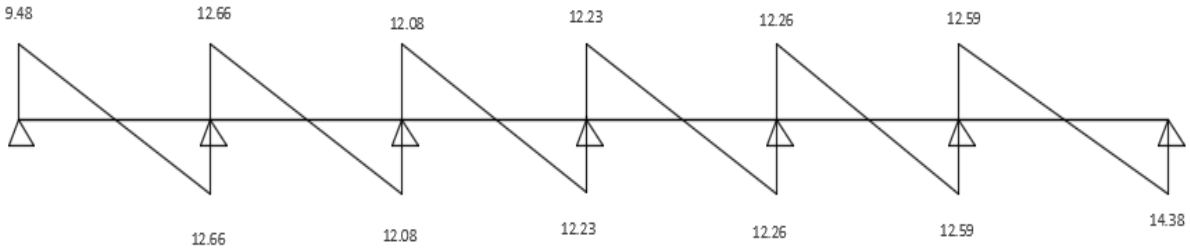


Figure III.18. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 6 travée à l'ELS

III.3.3. Ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns auxautres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

Tableau III.17. Les valeurs les plus sollicitées sur les poutrelles

	ELU			ELS	
	Ma	Mt	T	Ma	Mt
Sollicitation	14.14	16.31	20.07	12.44	11.83
Référence	Type 2	Type 3	Type 2	Type 2	Type 2

***A)* A l'ELU :**

Acier : FeE4 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b = 65 cm ; h = 24 cm ; $h_0 = 4$ cm ; d = 22 cm ; . $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

Tableau III.18. Calcule du ferraillage a l'ELU.

	Mu(KN.m)	**d(cm)**	**μ**	**β**	**Acal (cm^2/ml)**	**Achoisit(cm^2)**
En travée	16.31	22	0.036	0.982	2.16	3T10=2.36
Appuis	17.14	22	0.038	0.981	2.28	2T12=2.26

- **Conditions de non fragilité 1 :** selon le CBA93

  A 2.36cm² > A_{min} = B/1000= 1.3

  Donc:on adopte la section suivante : A = 2.36 cm²

- **Conditions de non fragilité 2 :**

  A=2.36 cm² >A_{min}= B/1000= 0.24

- **Armatures transversales :**

  - Vérification de contrainte de cisaillement :

    $V_{u\,max}$=20.07kN

    τ_u= V_u/(b*d)=0.92MPA

    La fissuration est peu nuisible :

    τ_u=0.88 <τ_u=¯3.33 (cv)

  - Espacement St :

    $S_t \leq$ Min [0.9d ,40cm]= 16.2cm

    S_t=15cm

  - Diamètre des armatures transversales Φt :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5{,}71;\ 12;\ 10]$

⇨ ϕ_t = 6mm.

⇨ $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,28cm2 ; n_t = 2. =>A_t =a_t.n_t = 0,56cm²

  - Vérifications nécessaires :

    Section d'armatures transversales (FeE400).

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

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0{,}92 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}0009\ \textbf{(cv)}$$

$$\frac{A_t \cdot f}{b_0 \cdot S_t} = 1.24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa}$$

- **Au voisinage de l'appui :**
- **Appui de rive :**

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

Avec $a = \text{Min}\left[b - c - 2 ; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65\text{-}2\text{-}2 ; 0.9\times 18\right] = 16{,}20\text{cm}$

$$V_u = 20.07\text{kN} \le 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 120\times 162 = 129{,}6\text{ kN}\ \textbf{(cv)}$$

- Appui intermédiaire :

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2x20.07x10^3}{120x162} = 20.06\,\text{MPa} < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\text{MPa}\ \textbf{(cv)}$$

b) **A l'ELS :**

Tableau III.19. Vérification du ferraillage a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	10.22	3.39	2.016	15	
Appuis	7.30	3.39	1.915	15	

- **Vérification de la flèche** :

$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12*18} = 0{,}0157 > \frac{3{,}6}{400} = 0.009$ **(cnv)** Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.20. Vérification du ferraillage a l'ELS

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.3	3.39	7.43621358	0.01569444	0.836	143.101564	0.668429	2.61968227	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δf<f_{adm}**
21799.8332	8716.5369	14102.2189	0.046	0.000551	0.00102164	0.000471	0.092	**cv**

III.3.4. Ferraillage de 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 dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

- $A^{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrèlles.
- A//: armatures (//) aux poutrèlles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \; ; \; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudés soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\,cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5$

esp = 20cm.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\,cm^2$$

On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5$

St = 25 cm.

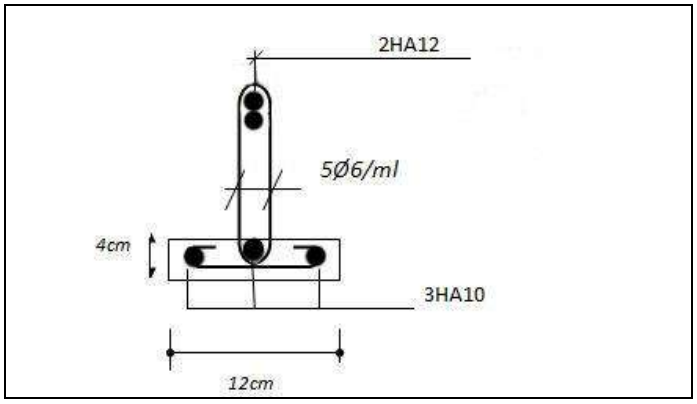


Figure III.19: disposition constructive des armatures de Poutrelle**.**

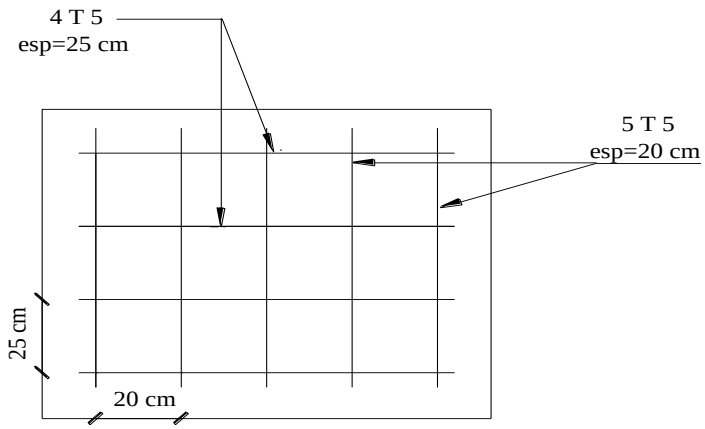


Figure III.20: disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément secondaire vertical qui relit entre deux ou plusieurs étages, il se compose de :

- **La paillasse :**

  C'est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier, elle repose sur les paliers ou les planchers.

- **Palier de repos :**

  On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier de repose, elle permet aux utilisateurs de se reposer.

- **L'emmarchement :**La longueur d'une marche.
- **Le giron :**La largeur d'une marche.
- **Garde corps** :Il a pour rôle d'éviter les risques de chute

Dans notre cas, on constate que les volée se compose de 2 paliers de 1.70 m d'hauteur entre eux, reliés par une paillasse de n=10 contre marches Et pour leurs dimensionnements, il faut satisfaire la cdt de BLONDEL, on assurant le confort pendant l'utilisation :

$$\mathbf{59 \leq g + 2h \leq 66}$$

Avec :

g : giron variée entre (22 , 33) => g = 30

h : contre marche variée entre (14,20) => h=17

n : nombre de contre marche

n' : nombre de marche

L : la longueur de la ligne de foulée (l = n' x g)

On prend la plus grande hauteur d'étage h= 3.23et d'après le plan architectural il y'a 3 volées

1ere volée : 9 marches

2eme et 3eme volée : 7 marches chaque .

H=9*0.17=153 cm et L=9*30= 270 cm.

- Vérification de la formule de BLONDEL :

  $59 \leq g + 2h \leq 66$ (c.v)

- Angle d'inclinaison "α":

$tg\ \alpha = h/g = 180/119 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.53^{o}$

- Longueur de la paillasse "L0":

  $L_0 = L/\cos\alpha = 310.31$ cm

- Longueur totale de l'escalier Ltot

L_{tot}=3.103+1.65=4.60m

- L'épaisseur de la paillasse "ep":

$$\frac{Lt}{35} \leq e_p \leq \frac{Lt}{30}$$

$0.131 \leq e_p \leq 0.153 \Rightarrow e_p = 15cm$

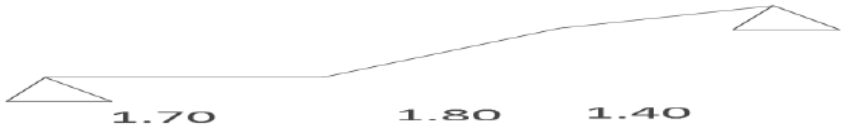


FIGURE III.21. Schéma statique d'escalier

III.4.1. Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation :

- **charge permanente :**
  - **Charge permanent du palier**

Tableau III.21 : Charges permanentes du palier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
4	**Poids propre du palier**	0.15	25	3.75
5	**Enduit ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**5.45**

- Charge permanent de la paillasse

Tableau III.22 : Charges permanentes de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids vlumique (KN/m^3)	Poid surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0.4
2	**Lit de sable**	0,02	18	0.36
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0.4

4	**Poids propre de la paillasse**	0,15/cos(29.53)	25	4.5
5	**Poids des marches**	0,085	25	1.97
6	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
Charge permanente G				7.99

- **Surcharge d'exploitation:**

Q = 2.5KN/m^2

Tableau III.23 : effort tranchant de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Paillasse	7.99	2.5	14.53	10.49
Palier	5.45	2.5	11.1	7.95

III.4.2. Determination des efforts :

- à l'ELU:
  - **Les réactions d'appuis**

$\sum F = 0$

$R_a + R_b - (11.10 \times 1.70) - (14.53 \times 3.64) = 0$

$R_a + R_b = 71.76$ KN.

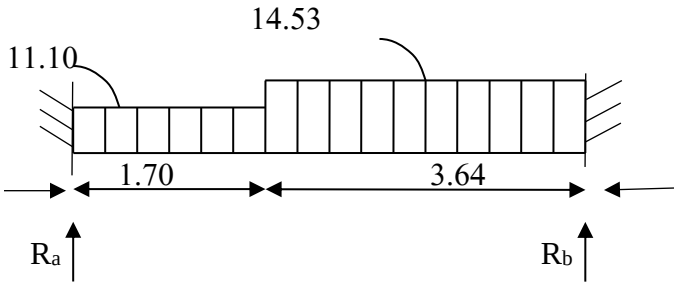


Figure III.22 :charge sur l'escalier a L'ELU

$\sum M/a = 0$

$R_b \times 5.34 - 14.53 \times 3.64 \times ((3.64/2)+1.70) - 11.10 \times 1.70 \times (1.70/2) = 0$

$\sum M/b = 0$

$Ra \times 5.34 - 14.53 \times (3.64)^2/2 - 11.0 \times 1.70 \times (3.64+(1.70/2)) = 0$

$R_b = 37.86$ KN et $R_a = 33.89$ KN

- **Tronçon AC ($0 \leq x \leq 1.70$) :**

Moment fléchissant $M(x) = 33.89x - 11.10x^2/2$

Effort tranchant**:** $T(x) = -11.10x + 33.89$

$M(0) = 0$; $T(0) = 33.89$; $M(1.7) = 41.58$; $T(1.7) = 15.02$

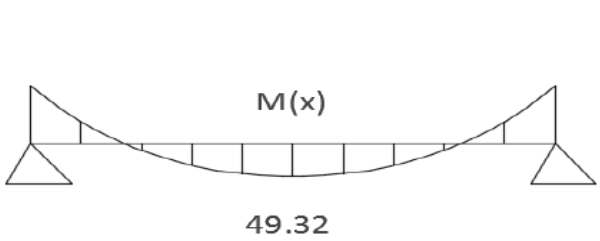
- **Tronçon BC ($0 \leq x \leq 3.64$) :**

Moment fléchissant **:** $M(x) = 37.86x - 14.53x^2/2$

Effort tranchant**:** $T(x) = -14.53x + 37.86$

$M(0) = 0$; $T(0) = 37.86$; $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.60$ m et $M(2.60) = 49.32$KN.m

- **Diagrammes des efforts :**



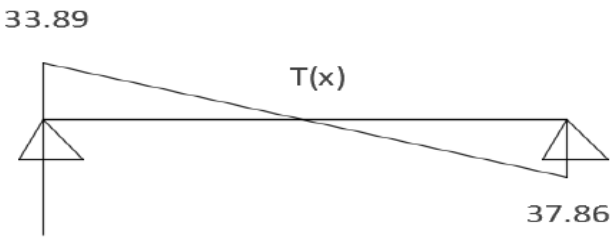


Figure III.23 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- <u>à l'ELS**:**</u>

- **Les réactions d'appuis:**

$\sum F = 0$

$Ra + Rb - (7.95 \times 1.70) - (10.49 \times 3.64) = 0$

$Ra + Rb = 51.69$ KN

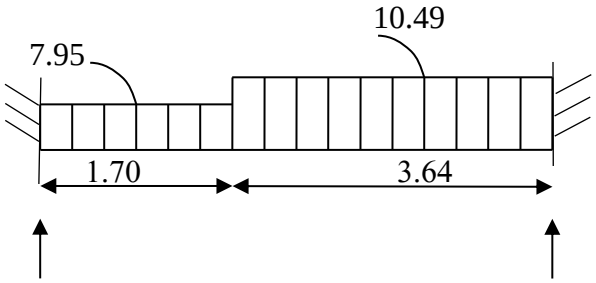


Figure III.24 :charge sur l'escalier a L'ELS

$\sum M/A = 0$

$R_b \times 5.34 - 7.95 \times 1.70 \times (1.70/2) - 10.49 \times 3.64 \times (1.70+3.64/2) = 0$

⇨ R_b=27.32 KN et R_a=24.36 KN

- **Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 1.70) :**

Moment fléchissant M(x) = 24.36x – 7. 95x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -7. 95x + 24.36

M(0) = 0 ; T(0) = 24.36

- **Tronçon BC (0 ≤ x ≤ 3.64) :**

Moment fléchissant **:** M(x) = 27.32x – 10.49x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -10.49x + 27.32

M(0) = 0 ; T(0) = 27.32 ; T(x) = 0 => x = 2.60 m et M(2.60)= 35.57KN.m

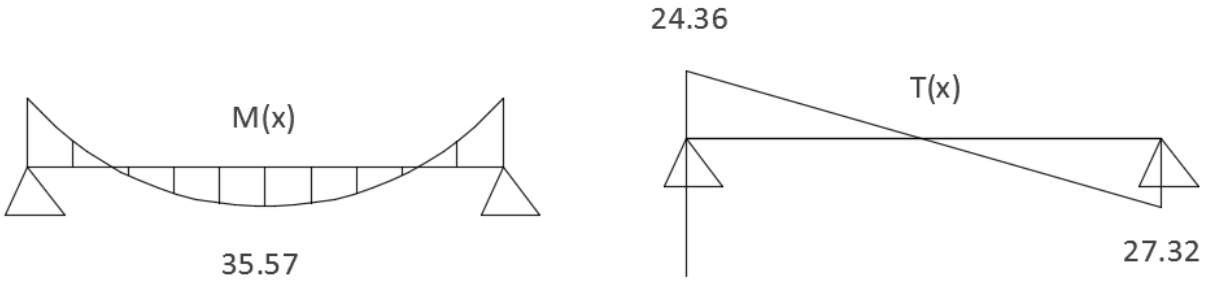


Figure III.25. Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III.4.3. Calcul du ferraillage :

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

- A l'E L U :

Moment en travée : $M_t=0.85M_{max}=0.85\times49.32=41.92$ KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5×49.32=24.66 KN.m

- E L S :

Moment en travée : Mt=0.85Mmax=0.85× 35.57=30.23 KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5× 35.57=17.78KN.

III.4.3.1. Calcul à l'E.L.U:

Acier: F_e =400MPa, γ_σ= 1.15 ,σ_σ= 348 MΠα.

Béton:f_{c28} =25MPa , γ_s= 1.5 , σ_b = 14.2 MPa. b = 100cm, h =15cm, d = 12.5cm , c = 2.5cm ,

Tableau III.24 : calcul du ferraillage

	Mu(KN.m)	d(cm)	μ	β	Acal (cm^2/ml)	Achoisit(cm^2)
En travée	41.92	12.5	0.188	0.895	10.76	7T14=10.77
Appuis	24.66	12.5	0.111	0.940	6.03	7T12=7.92

- Condition de non fragilité :

A_{min}= B/1000 = $1.5\chi\mu^2$

Donc : A> Amin

- **Le choix :**

En travée : A=10.77

Aux appuis :A=7.92

- Armature de répartition : **$A_r = A/4$**

En travée : A_r=4T12=4.52

Aux appuis : A_r=4T10=3.14

- **Condition d'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

S_t=100/7=14.28 cm on prend S_t=15cm

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm <S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [4h ,45cm]=45, S_t = 25≤ $S_{t\,adm}$ =45 (C.V)

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

$\tau u = Vu/ b.d \bar{\leq} \tau = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.16$ MPa**(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau u = (37.86 * 10^3)/(1000*125) = 0.30$ MPa

$\tau u = 0.30 \leq \bar{\tau} = 1.16$ MPa (CV)

III.4.3.2. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:
$\bar{\sigma}_b > \sigma_b$

- **En travées:**

Avec :

A = 10.77

M_{ser} = 30.23KN.m

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc_{28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15MPA$ et $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$\frac{b \times Y^2}{2} + 15A'(Y - c') - 15A(d - Y) = 0$ Y = 4.94cm

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15A'(Y - c')^2 + 15A\,(d - Y)^2 \Rightarrow I = 13251.62\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{30.23*10\text{^}6}{13251.62*10\text{^}4} * 49.4 = 11.27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b 15MPa > \sigma_b = 11.27 \quad \text{(CV)}$$

- **En appuis :**

M_{ser}=12.09KN.m

A =17.78cm2 => y=4..277cm=> I =11096.24cm2

$$\Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{17.78*10^6}{11096.2410*10^4} 52.77 = 4.59 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15MPa > \sigma_b = 8.455 \quad \text{(CV)}$$

III.4.3.3. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{5.34} = 0.0280 < \frac{1}{20} = 0.0424$ (CN V).
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{534} = 0.0280 < \frac{1}{16} = 0.06$ (C N V).
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{10.77}{100 \times 12.5} = 0.00861 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

III.4.3.4. Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche maximale sous charges instantanées.

$$fi = MserL^2 = 10\ Ei\ Ifi$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$$fv = MserL^2 = 10\ Ev\ If$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Donnée : h = 15 cm d=12.5 cm b=100cm c=2.5 cm L=5.34 m A=10.77

$$Y = \frac{b\frac{h^2}{2} + 15A\,d}{bh + 15A} \rightarrow Y = 8.75\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[Y^3 + (h-Y)^3\right] + 15A\,(Y-d)^2 \rightarrow I_0 = 36794.4146\,cm^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,ft_{28}}{4\rho\sigma_S + ft_{28}} \quad \rho = \frac{A}{b.d} \rightarrow \rho = 0.008616$$ **(CBA93 ANNEXE D).**

Il faut déterminer σ_S :

$$\sigma_S = \frac{M_{ser}}{\beta_1.d.A}$$

$\rightarrow \rho_1 = 100\,\rho = 0.861$ $\beta_1 = 0.868$

$\rightarrow \sigma_S = 258.69MPA$

$\rightarrow \mu = 0.666$

$$\lambda_i = \frac{0.05\,fc_{28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b0}\right)\rho} = 2.43\text{MPa}$$ **(CBA93 ANNEXE D).**

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \rightarrow \lambda_v = 0.974\text{MPa}$$

$$If_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \rightarrow If_i = 15423.29cm^4 \;;\; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{fc_{28}} \rightarrow \text{Ei} = 32164.19\text{MPa}$$

$$If_v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \rightarrow If_v = 24534.35cm^4 \;;\; E_V = 3700 \times \sqrt[3]{fc_{28}} \rightarrow E_v = 10721.39MPa$$

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iIf_i} = 17.37\text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vIf_v} = 32.77\text{mm}$$

$$\delta f_i = f_v - f_i = 15.39 < \overline{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = \frac{5340}{500} + 0.5 = 10.68$$

Condition non verifier, on auguemente la section d'acier

Acal (cm^2/ml)	Achoisit(cm^2)
8.31	8T14=12.31
4.74	8T12=9.05

Tableau III.25 : calcul du ferraillage

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\mu tv} = B/1000 = 1.5\chi\mu^2$

Donc : A> Amin

- **Le choix :**

En travée : A=12.31

Aux appuis :A=9.05

- Armature de répartition : **$A_r = A/4$**

En travée : A_r=4T10=3.14

Aux appuis : A_r=4T10=3.14

- **Condition d'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

S_t=100/7=14.5cm on prend S_t=15 cm

L'espacement maximal : $S_{p\ max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\ min}$ = 2.5cm

2,5 cm <St = 20cm < 33 cm (C.V).

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t\ adm}$ = Min [4h ,45cm]=45, S_t = 25≤ $S_{t\ adm}$ =45 (C.V)

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

$\tau u = Vu/ b.d \leq \bar{\tau} = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau u = (37.86 * 10^3)/(1000*155) = 0.30$ MPa

$\tau u = 0.244 \leq \bar{\tau} = 1.16$ MPa (CV)

III.4.3.5. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:
$\bar{\sigma}_b > \sigma_b$

- **En travées:**

Avec :

A = 12.31

$M_{ser} = 30.23$KN.m

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc_{28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15MPA$ et $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$\frac{b \times Y^2}{2} + 15A'(Y - c') - 15A(d - Y) = 0$ Y = 5.19cm

$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15A'(Y - c')^2 + 15A\,(d - Y)^2 \Rightarrow I = 14526.90 cm^4$

$\Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{30.23*10\text{^}6}{19366.81*10\text{^}4} * 5.31 = 10.80$ MPa

$\bar{\sigma}_b 15MPa > \sigma_b = 10.80$ (CV)

- **En appuis :**

$M_{ser} = 17.78$KN.m

A =6.03cm2 => y=4.62cm=> I =11716.34cm2

$\Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{17.78*10^6}{15322.98*10^4} 46.8 = 10.78$ MPa

$\Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15MPa > \sigma_b = 10.78$ (CV)

III.4.3.6. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{5.34} = 0.028 < \frac{1}{20} = 0.0424$ (CN V).
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{534} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.06$ (C N V).
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{9.23}{100 \times 15.5} = 0.0098 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

III.4.3.7. Calcul de la flèche :

Tableau III.26 : Vérification de la flèche

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ
1.086	8.949257426	38035.8	139.7	0.009848
u	λi	λv	ifi cm4	ifv cm4
0.516645301	2.132412673	0.85297	19907	29041.43
fi mm	fv mm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
8.572324294	17.62854891	9.05622	10.86	cv

III.5. Dalle pleine

III.5.1. Introduction :

Ce type de dalle se trouve au niveau des consoles (portes à faux), nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle encastrée sur 2 ou 3 cotés et soumise à une charge uniformément répartie

III.5.1.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.1.2. Évaluation des charges :

- Charges permanentes :

Tableau III.27 : Poids de la dalle pleine

	Epaisseur (m)	Poid Volumiuqe (Kn/m^3)	Poid Surfacique (Kn/m^2)
Carrelage	**0.02**	**20**	**0.4**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.4**
Lit de sable	**0.03**	**18**	**0.54**
Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
Dalle pleine	**0.15**	**25**	**3.75**
			5.45

- Charge d'exploitation :

Q= 3.5 KN/m^2

La dalle travaille sur une seul direction car ρ=Lx/Ly= 1.9/6.15=0.3<0.4

III.5.1.3. Calcul par la méthode des lignes de rupture :

Bloc A:

Notre dalle repose sur 3 appuis :

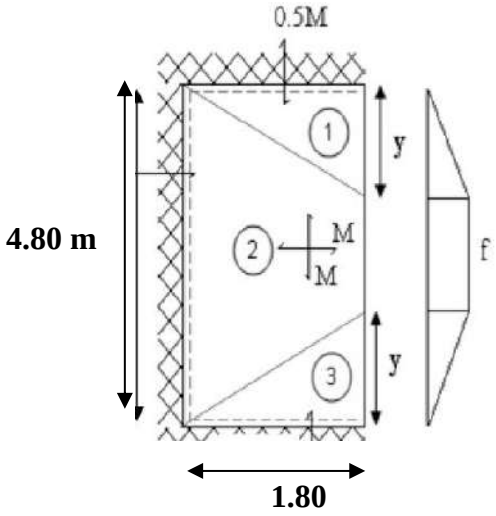


Figure III.26: ligne de rupture de la dalle pleine

Tableau III.28 : Différent charges ultime et service.

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	q_u	q_{ser}
Terrasse	**5.45**	**1.5**	**9.60**	**6.95**
Etage courant	**5.45**	**3.5**	**12.60**	**8.95**

- **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

f q_u (0.6y+4.32) = Mf(5.4/y+3.99)

M= q_u (4.32-0.2y) / (5.4/y+3.99)

Il faut que : 0 < y

dM/dy = 0 =>$-2.394y^2$ -3.48y+23.32 = 0 =>y=2.393 m

Donc :

M_U= 0.46q_u ; M_{ser}=0.46q_{ser}

Avec :

q_u =1.35*5.45 +1.5*1.5=9.60 KN

q_{ser}=5.54+1.5=6.95 KN

- ⇨ M_U=4.416 KN.m
- ⇨ M_{ser}= 3.197 KN.m

On a l_x/l_y=1.8/4.80 =0.375<0.4 alors la dalle travaille sur une seule direction

- <u>En travée :</u>

  $M_{U\,t}$ =4.416 KN.m

  $M_{ser\,t}$= 6.95 KN.m

- <u>En appuis :</u>

  $M_{U\,a}$ = 2.208 KN.m

  $M_{ser\,a}$= 1.598 KN.m

- **<u>Calcule du ferraillage :</u>**

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple
b =100cm, h =15 cm ; c =2.5cm, d=12.5cm ; σ_b = 14,20MPa; σ_s = 348MPa.

- <u>A l'ELU :</u>

Tableau III.29 : calcule du ferraillage a l'ELU

Position	sens	M_u (KN. m)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espacement (cm)	sens	A_{rep} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	y	4.416	1.5	1.02	4T10= 3.14	25	x	4T10= 3.14	25
Appuis	y	2.208	1.5	0.510	4T10= 3.14	25	x	4T10= 3.14	25

- **Vérification de l'espacement:**

S_t=100/4=25 cm on prend S_t=25cm

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < S_t = 25cm < 33 cm (C.V).

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

τu = Vu/ b.d ≤ $\overline{\tau}$ = 0.07 Fc28 /1.5 = 1.16 MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u = q_u * l_x/2$= 9.60*1.8/2 =8.64

$\tau u = (8.64 * 10^3)/(1000*125)$ = 0.053 MPa

τu= 0.053≤ $\overline{\tau}$ = 1.16 MPa (CV)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- A l'ELS :

Tableau III.30 : Vérification des contraintes a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	σ_β (MPa)	σ_σ (MPa)	$\overline{\sigma}_\beta$ (MPa)	$\overline{\sigma}_\sigma$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	6.2	3.02	97.814	14.2	348	
Appuis	3.1	1.44	48.907	14.2	348	

Bloc B :

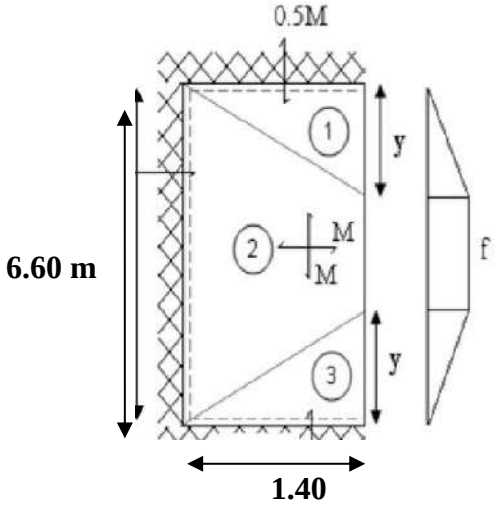


Figure III.27: ligne de rupture de la dalle pleine

Tableau III.31. Travail externe.

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe pour une charge qu
1	0.70*y	f/3	$0,23.y.f.q_u$
2	0.70*y	f/3	$0,23.y.f.q_u$
	(6.60-2y)*1.40	f/2	(4.62-1.40y) $f.q_u$
somme			Fqu(-0.47y+4.62

♣Travail interne:

Tableau III.32. Travail interne.

Eléments	Moment de rupture M	Longueur de ligne de ruptureL	Rotation θ	Travail interne
1	M	1.4	f/y	1,40.M.f/y
	0.5M	1.4	f/y	0,70.M.f/y
2	M	2y	f/1.40	1,42.M.y.f
	0.5M	3.30	f/1.40	2.35.M.f
somme				M.f(2.1 /y+7.06)

Tableau III.33: calcule du moment

ELU	ELS
Mu=5.96	Mser=4.309
qu= 9.61 KN	qser= 6.95 KN
Mu.t=5.066 KN.m	Mser.t=3.66 KN.m
Mu.a=2.98 KN.m	Mser.a=2.15 KN.m

✓ **Calcul du ferraillage :**

Tableau III.34: Calcul du ferraillage a l'ELU

Position	sens	M_u (KN.m)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	X	5.066	1.5	0.116	4T10=3.14	25
	Y	5.066	1.5	0.116	4T10=3.14	25
Appuis	X	2.98	1.5	0.06	4T10=3.14	25
	Y	2.98	1.5	0.06	4T10=3.14	25

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$\tau u = Vu/ b.d \bar{\leq} \tau = 0.07\ Fc28\ /1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u = q_u * l_x/2 = 9.61*1.4/2 = 6.72$

$\tau u = (8.64 * \overline{10}^3)/(1000*125) = 0.053$MPa ; $\tau u = 0.116 \leq \tau = 1.16$ MPa (CV)

Tableau III.35: verification a ELS

	Mser (Kn.m)	σ_β	$\overline{\sigma}_\beta$	σ_σ	$\overline{\sigma}_\sigma$
travé	3.66	0.212649996	15	10.13353631	201.633331
appui	2.15	0.124917348	15	5.952760403	201.633331

III.6. Etude de la dalle machine:

III.6.1. Introduction:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement del'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de:

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.6.2..Prédimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

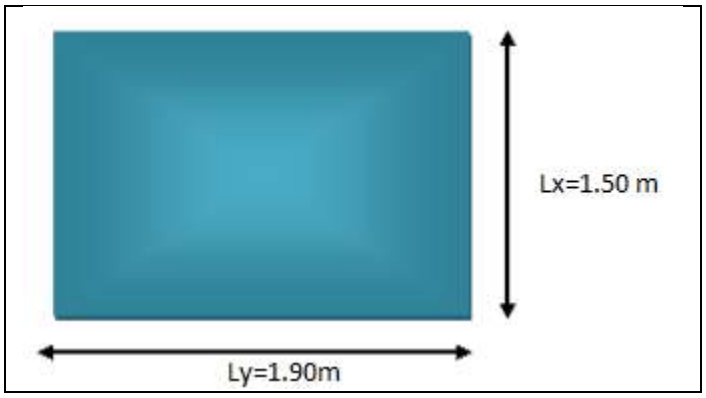


Figure III.28.Dimensions de la dalle machine**.**

Nous avons deux conditions à vérifier:

Résistance à la flexion:

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} = 3 \leq e \leq 3.75$$

Condition de l'E.N.A :
Charge permanent
Poids de la dalle machine = 50KN/m²
Poids propre de la dalle 6.25 + 50
Charge exploitation Q=5 KN/m²

Tableau III.35: Valeur a ELU et ELS

G	Q	Pu	Pser
56.25	5	83.43	61.25

$$0.4 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 1 = 0.4 \leq 0.789 \leq 1$$

La dalle travail dans les deux sens.

$$Mx = \mu x * qu * Lx^2$$
$$My = \mu y * Mx$$

μ_x =10.96 ⟹ M_y=10.756
μ_y=6.15 ⟹ M_y=6.22
Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Tableu III.36. Valeur moment ELU et ELS

	ELU	ELS
μ_x	0.0584	0.065
μ_y	0.560	0.6841
M_x	10.96	8.96
M_y	6.15	6.13

Moment en Travé :

Tableu III.37. Moment en Travé ELUet ELS

	ELU	ElS
M_tx	8.22	6.72
M_ty	4.61	4.60

Moment en appui :

Tableu III.38. Moment en appui ELUet ELS

	ELU	ElS
$M_t x$	-4.11	-3.36
$M_t y$	-2.31	-2.30

Calcul du ferraillage : suivant x :

Tableu III.39. Calcul du ferraillage suivant x

	Moment	μ_x	A cm²	Amin
Travé	8.22	0.0115	1.06	2.50
Appui	-4.11	0.0057	0.53	2.50

A=Amin ⟶ A_{choisi}=3.92=**5HA10**

Suivant y :

Tableu III.39. Calcul du ferraillage suivant y

	Moment	μ_x	A cm²	Amin
Travé	4.61	0.0064	0.59	2.50
Appui	-2.31	0.0032	0.30	2.50

A=Amin ⟶ A_{choisi}=3.92=**5HA10**

Condition de non fragilité :

A=Amin ⟶ A_{choisi}=3.92=**5HA10**

Espacement x = y

$$\frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min[4h, 45]$$

➢ **Vérification de l'espacement:**

S_t=100/5=20 cm on prend S_t=20cm

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

➢ **Vérification de l'effort tranchant :** On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

- Suivant Lx:

$\tau u = Vu_x / b.d_x \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u=(P_u*L_x*L_y)/(2L_y+L_x)= 44.86$ KN

$\tau u= (44.86 * 10^3)/(1000*225) = 0.2$ MPa

$\tau u= 0.2 \leq \bar{\tau} = 1.16$ MPa (CV).

- Suivant Ly:

$\tau u = Vu_y / b.d_y \leq \tau = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.16$ MPa

$v_u=(P_u*L_x*L_y)/(3L_y)= 62.57$ KN

$\tau u= (81.47 * 10^3)/(1000*210) =0.27$ MPa< 1.16MPa

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **A l'ELS :**

Tableau III.40: Vérification des contraintes a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	8.22	6.6	277.6	14.2	348	
Appuis	4.11	4.5	187.7	14.2	348	

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- **Sens x-x :**

$h/L_X = 0.12/2.3= 0.07 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …. (c v)

$h/L_X = 0.07 > M_t /(20M_x)=0.05$ ….. (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*22.5)=0.0017 < 2/f_e=0.005$ ….. (cv)

- **Sens y-y :**

$h/L_y = 0.052 > 1/27$ a $1/35 = 0.131$ à 0.028 …. (c v)

$h/L_y = 0.131 > M_t /(20M_x)=0.05$ ….. (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*22.5)=0.0017 < 2/f_e=0.005$ ….. (cv)

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

- **Vérification de non poinçonnement:**

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 125 KN , γb= 1.5 , $f$cj= 25 MPa , h = 25cm

Uc= 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Qu= 125 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =187.5 KN..... (c.v)

CHAPITRE IV :

Etude Dynamique

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la
structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essai de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

IV.2.1. Centre de masse :

On calcul le centre de masse de chaque niveau, tout d'abord sans voiles, ensuite avec les voiles.
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad et \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Mi : poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.
Xi ; Yi : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.
XG;YG : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

A) BLOC A :

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse :

Niveau			Masse et centre de Masse	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)
A_ DIAPH_ 38.76	38.76	3406.275	8.6691	13.9361
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	4145.702	8.8761	13.9003
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	4155.719	8.873	13.9057
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	4175.183	8.8628	13.8969
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	4206.248	8.8613	13.8888
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	4206.248	8.8613	13.8888
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	4228.002	8.8501	13.8791
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	4262.722	8.8486	13.8703
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	4262.722	8.8486	13.8703
J_ DIAPH_ 9.69	9.69	4265.587	8.8026	13.9037
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	4325.14	8.835	13.8505
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	4415.323	8.9742	13.7677

B) BLOC B :

Tableau IV.2. Calcul de centre de masse :

Niveau		Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)
A__DIAPH_ 38.76	38.76	3385.183	10.70	6.52
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	3702.152	10.69	6.64
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	3698.915	10.67	6.64
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	3714.345	10.67	6.64
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	3729.6	10.67	6.64
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	3729.6	10.67	6.64
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	3769.717	10.67	6.65
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	3809.382	10.67	6.65
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	3809.382	10.67	6.65
J_ DIAPH_ 9.69	9.69	3826.354	10.67	6.65
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	3843.135	10.67	6.65
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	3843.135	10.67	6.65

IV.2.2. Centre de rigidité :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.
- tout moment autour de ce point provoque 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:

$$X_T = \frac{\Sigma I_{YGi}.X_i}{\Sigma I_{YGi}} \qquad Y_T = \frac{\Sigma I_{XGi}.Y_i}{\Sigma I_{XGi}}$$

A) BLOC A :

Tableau IV.3. Calcul de centre de rigidité :

Niveau			Rigidité et centre de rigidité		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ax (KN/m)	∑ Ay (KN/m)	XR (m)	YR (m)
A_ DIAPH_ 38.76	38.76	3.644E+05	3.712E+05	9.79	14.39
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	3.044E+05	3.089E+05	9.76	14.39
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	2.290E+05	2.385E+05	9.73	14.39
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	2.108E+05	2.036E+05	9.69	14.39
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	2.100E+05	1.998E+05	9.64	14.39
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	2.328E+05	2.187E+05	9.58	14.39
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	2.789E+05	2.571E+05	9.51	14.40
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	3.726E+05	3.329E+05	9.42	14.40
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	5.692E+05	4.986E+05	9.32	14.41

J_ DIAPH_ 9.69	9.69	9.201E+05	8.397E+05	9.28	14.43
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	2.126E+06	1.908E+06	9.35	14.47
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	4.435E+06	4.362E+06	9.80	14.58

B) BLOC B :

Tableau IV.4. Calcul de centre de rigidité :

Niveau			Rigidité et centre de rigidité		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ax (KN/m)	∑ Ay (KN/m)	XR (m)	YR (m)
A_ DIAPH_ 38.76	38.76	8.01E+04	7.52E+04	10.53	5.77
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	7.68E+04	7.37E+04	10.53	5.75
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	6.78E+04	6.62E+04	10.53	5.74
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	6.04E+04	5.99E+04	10.54	5.72
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	5.38E+04	5.45E+04	10.54	5.70
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	4.80E+04	4.95E+04	10.54	5.67
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	4.36E+04	4.57E+04	10.54	5.65
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	3.94E+04	4.21E+04	10.54	5.61
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	3.54E+04	3.85E+04	10.53	5.58
J_ DIAPH_ 9.69	9.69	3.19E+04	3.54E+04	10.53	5.53
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	2.83E+04	3.23E+04	10.53	5.75
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	2.66E+04	3.13E+04	10.53	5.77

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

BLOC A :
Ex(acc)= 2.06 m
Ey(acc)= 3.98 m

Tableau IV.5 Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
A_ DIAPH_ 38.76	38.76	1.125	0.4538	Ok
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	0.887	0.4886	ok
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	0.854	0.4837	Ok
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	0.823	0.4939	Ok
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	0.776	0.5038	Ok
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	0.716	0.5061	Ok
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.655	0.5185	Ok
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	0.570	0.5312	Ok
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	0.475	0.5391	Ok
J_ DIAPH_ 9.69	9.69	0.477	0.5237	Ok
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	0.519	0.6151	Ok
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	0.822	0.8122	Ok

BLOC B :
Ex(acc)= 3.22 m
Ey(acc)= 2.06 m

Tableau IV.6 Excentricité **:**

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
A_ DIAPH_ 38.76	38.76	0.171	0.746	Ok
B_ DIAPH_ 35.53	35.53	0.155	0.890	ok
C_ DIAPH_ 32.3	32.3	0.138	0.907	Ok
D_ DIAPH_ 29.07	29.07	0.136	0.927	Ok
E_ DIAPH_ 25.84	25.84	0.134	0.948	Ok
F_ DIAPH_ 22.61	22.61	0.134	0.972	Ok
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.133	1.000	Ok
H_ DIAPH_ 16.15	16.15	0.132	1.033	Ok
I_ DIAPH_ 12.92	12.92	0.134	1.069	Ok
J_ DIAPH_ 9.69	9.69	0.139	1.115	Ok
K_ DIAPH_ 6.46	6.46	0.154	1.176	Ok
L_ DIAPH_ 3.23	3.23	0.197	1.237	Ok

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.
Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Bloc A :

Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_X et L_Y **(C.N.V)**.

Plan irrégulière en plan

Bloc B :

Dans notre cas on pas des retraits ou « *a* et *b* » sont inferieure à $\frac{1}{4}$ de L_X et L_Y **(C.V)**.

Plan régulière en plan

A. Régularité en élévation :

- **Bloc A** irrégulière en plan et dépasse 23 m de hauteur la méthode n'est pas applicable.
- **Bloc B** régulière en plan et dépasse 30m de hauteur la méthode n'est pas applicable

Alors on choisi la methode dynamique spectrale pour les deux blocs .

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :RPA99v2003 [Art .4.3]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

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

- L'ouvrage est du « groupe 2 » (habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Blida, commune Blida. (zone III).

Donc : A=0,25

- facteur de correction d'amortissement η:selon RPA99 version 2003 [Tab.4.2]

- **BLOC A :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

- **BLOC B :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}881$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).

- coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 [Art.**3.4.A.4.b] :**

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003 [Art 3.5] :

BLOC A :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_ 38.76	2935.282	1224.107	1711.175	540.767	0.000	540.767
B_ DIAPH_ 35.53	6155.506	2781.191	3374.315	1167.121	0.000	1167.121
C_ DIAPH_ 32.3	13213.290	6721.208	6492.082	2028.159	0.000	2028.159
E_ DIAPH_ 25.84	16709.168	8552.749	8156.419	2336.118	0.000	2336.118
F_ DIAPH_ 22.61	20276.669	10442.812	9833.857	2607.164	0.000	2607.164
G_ DIAPH_ 19.38	24396.778	13511.142	10885.636	2855.957	0.000	2855.957
H_ DIAPH_ 16.15	28099.787	15603.565	12496.222	3104.392	0.000	3104.392
I_ DIAPH_ 12.92	31906.056	17768.900	14137.156	3328.671	0.000	3328.671
J_ DIAPH_ 9.69	36446.629	21581.203	14865.426	3515.560	0.000	3515.560
K_ DIAPH_ 6.46	40345.180	23897.685	16447.495	3683.439	0.000	3683.439
L_ DIAPH_ 3.23	43423.420	25388.239	18035.181	3942.480	0.000	3942.480

Suivant Y :

Tableau IV.8 Justification de coefficient de comportement R **:**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_ 38.76	2225.333	1224.107	1001.226	426.025	0.000	426.025
B_ DIAPH_ 35.53	4819.596	2781.191	2038.405	947.849	0.000	947.849
C_ DIAPH_ 32.3	10566.631	6721.208	3845.423	1667.562	0.000	1667.562
E_ DIAPH_ 25.84	13334.788	8552.749	4782.039	1928.599	0.000	1928.599
F_ DIAPH_ 22.61	16143.629	10442.812	5700.817	2153.940	0.000	2153.940
G_ DIAPH_ 19.38	19827.189	13511.142	6316.047	2372.154	0.000	2372.154
H_ DIAPH_ 16.15	22785.707	15603.565	7182.142	2589.086	0.000	2589.086
I_ DIAPH_ 12.92	25815.163	17768.900	8046.263	2751.667	0.000	2751.667
J_ DIAPH_ 9.69	30020.607	21581.203	8439.404	2932.046	0.000	2932.046
K_ DIAPH_ 6.46	33104.632	23897.685	9206.947	3018.948	0.000	3018.948
L_ DIAPH_ 3.23	38692.981	25388.239	13304.742	3625.087	0.000	3625.087

BLOC B :

Suivant X :

Tableau IV.9 Justification de coefficient de comportement R **:**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant	Tx	Tx
A_ DIAPH_ 38.76	3060.188	2218.103	842.085	763.933	0.000	763.933
B_ DIAPH_ 35.53	6191.618	4347.611	1844.007	1503.260	0.000	1503.260
C_ DIAPH_ 32.3	9297.939	6513.076	2784.863	2075.537	0.000	2075.537
D_ DIAPH_ 29.07	12505.083	8854.990	3650.093	2544.216	0.000	2544.216
E_ DIAPH_ 25.84	15645.224	11094.814	4550.410	2955.448	0.000	2955.448
F_ DIAPH_ 22.61	18795.392	13355.003	5440.389	3323.018	0.000	3323.018
G_ DIAPH_ 19.38	22394.880	16299.337	6095.543	3649.516	0.000	3649.516
H_ DIAPH_ 16.15	25677.487	18721.541	6955.946	3966.067	0.000	3966.067
I_ DIAPH_ 12.92	28959.527	21141.131	7818.396	4224.050	0.000	4224.050
J_ DIAPH_ 9.69	32478.545	23930.172	8548.373	4417.658	0.000	4417.658
K_ DIAPH_ 6.46	35818.995	26414.886	9404.109	4585.937	0.000	4585.937
L_ DIAPH_ 3.23	39192.766	28934.816	10257.950	4665.386	0.000	4665.386

Suivant Y :

Tableau IV.10 Justification de coefficient de comportement R **:**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_ 38.76	3552.484	2218.103	1334.381	953.238	0.000	953.238
B_ DIAPH_ 35.53	6697.242	4347.611	2349.631	1705.775	0.000	1705.775
C_ DIAPH_ 32.3	9948.988	6513.076	3435.912	2345.862	0.000	2345.862
D_ DIAPH_ 29.07	13310.809	8854.990	4455.819	2866.474	0.000	2866.474
E_ DIAPH_ 25.84	16637.560	11094.814	5542.746	3318.234	0.000	3318.234
F_ DIAPH_ 22.61	19975.380	13355.003	6620.377	3715.438	0.000	3715.438
G_ DIAPH_ 19.38	23629.401	16299.337	7330.064	4058.236	0.000	4058.236
H_ DIAPH_ 16.15	27081.364	18721.541	8359.823	4357.356	0.000	4357.356
I_ DIAPH_ 12.92	30529.280	21141.131	9388.149	4612.168	0.000	4612.168
J_ DIAPH_ 9.69	34140.591	23930.172	10210.419	4821.330	0.000	4821.330
K_ DIAPH_ 6.46	37629.654	26414.886	11214.768	4976.629	0.000	4976.629
L_ DIAPH_ 3.23	41122.760	28934.816	12187.944	5057.801	0.000	5057.801

Facteur de qualité Q *:*[RPA : Tab.4.4.] :

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

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

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Facteur de qualite :

Critère		*BLOC A*			*BLOC B*		
		observé	*X*	*Y*	*observé*	*X*	*Y*
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	0	OUI	0	0
2	Redondance en plan	OUI	0	0	OUI	0	0
3	Régularité en plan	NON	0.05	0.05	OUI	0	0
4	Régularité en élévation	OUI	0	0	OUI	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	0.05	non	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	0	OUI	0	0
			1.1	1.1		1.05	1.05

périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S3.}$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

- Disposition des voiles

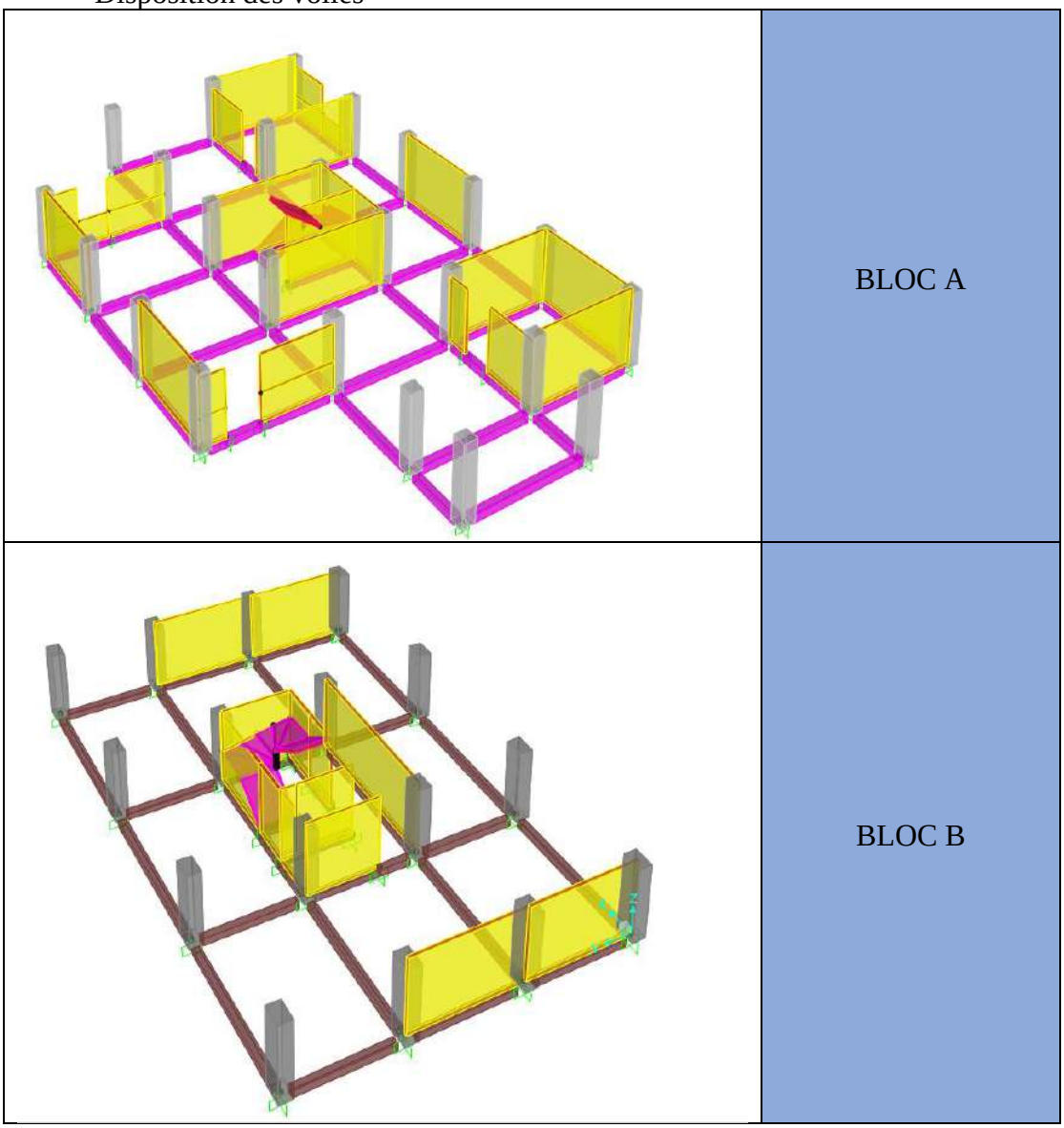


Figure.IV.1 Disposition des voiles

IV.4.1. .Vérification de comportement des trois premiers modes :

A) BLOC A :

Tableau IV.12 Comportement modale en percentage :

	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	**0.690**	**2%**	**64%**	**1%**
Mode 2	**0.665**	**63%**	**2%**	**0%**
Mode 3	**0.489**	**0%**	**1%**	**67%**

- 1er mode translation suivant l'axe « y »
- 2eme mode translation suivant l'axe « x »
- 3eme mode rotation au tour de l'axe « z »

B) BLOC B :

Tableau IV.13 Comportement modale en percentage :

	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	**0.671**	**66%**	**2%**	**1%**
Mode 2	**0.654**	**2%**	**64%**	**0%**
Mode 3	**0.480**	**1%**	**0%**	**66%**

- 1er mode translation suivant l'axe « x »
- 2eme mode translation suivant l'axe « y »
- 3eme mode rotation au tour 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.

A) BLOC A :

Tableau IV.14 Participation massique :

MODE	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.689785	2%	64%	1%	2%	64%	1%
2	0.665019	63%	2%	0%	65%	65%	1%
3	0.488842	0%	1%	67%	65%	66%	68%
4	0.168209	0%	20%	0%	65%	86%	68%
5	0.152775	20%	0%	0%	85%	86%	68%
6	0.129649	0%	0%	18%	86%	86%	86%
7	0.118349	0%	0%	0%	86%	86%	86%
8	0.110532	0%	0%	0%	86%	86%	86%
9	0.089562	0%	0%	0%	86%	86%	86%
10	0.079871	0%	0%	0%	86%	86%	86%
11	0.078806	0%	1%	0%	86%	87%	86%
12	0.07839	0%	5%	0%	86%	92%	87%
13	0.077031	0%	0%	0%	86%	92%	87%
14	0.076523	0%	0%	0%	86%	92%	87%
15	0.073953	0%	0%	0%	86%	92%	87%
16	0.07349	0%	0%	0%	86%	92%	87%
17	0.070955	0%	0%	0%	86%	92%	87%
18	0.07008	0%	0%	0%	86%	92%	87%
19	0.069278	6%	0%	0%	92%	92%	87%
20	0.068634	0%	0%	0%	92%	92%	87%
21	0.068306	0%	0%	0%	92%	92%	87%
22	0.068026	0%	0%	0%	92%	92%	87%
23	0.067942	0%	0%	0%	92%	92%	87%
24	0.067765	0%	0%	0%	92%	92%	87%
25	0.067609	0%	0%	0%	92%	92%	87%
26	0.067553	0%	0%	0%	92%	92%	87%
27	0.067283	0%	0%	0%	92%	92%	87%
28	0.067242	0%	0%	0%	92%	92%	87%
29	0.063419	0%	0%	0%	92%	92%	87%
30	0.062064	0%	0%	6%	93%	92%	93%

B) BLOC B :

Tableau IV.15 Participation massique :

MODE	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.670961	66%	2%	1%	66%	2%	1%
2	0.654220	2%	64%	0%	67%	66%	1%
3	0.480434	1%	0%	66%	68%	66%	67%
4	0.170937	19%	0%	0%	87%	66%	67%
5	0.152621	0%	21%	0%	87%	87%	67%
6	0.122245	0%	0%	20%	87%	87%	88%
7	0.106289	0%	0%	0%	87%	87%	88%
8	0.101828	0%	0%	0%	87%	87%	88%
9	0.096462	0%	0%	0%	87%	87%	88%
10	0.093581	0%	0%	0%	87%	87%	88%
11	0.081744	0%	0%	0%	87%	87%	88%
12	0.080987	6%	0%	0%	93%	87%	88%
13	0.080014	0%	0%	0%	93%	87%	88%
14	0.078443	0%	0%	0%	93%	87%	88%
15	0.070639	0%	1%	0%	93%	88%	88%
16	0.070261	0%	5%	0%	93%	93%	88%
17	0.069626	0%	0%	0%	93%	93%	88%
18	0.058142	0%	0%	6%	93%	93%	94%

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :

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

$K = 9.94 \approx 10$

BLOC A :

T10 =0.07s <0.20s C.V

BLOC B :

T10 = 0.09s < 0.20s C.V

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_S} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1] :

A) BLOC A :

$$Vx = \text{Vy} = \frac{0.25 \times 1.385 \times 1.10 \times 56589.029}{3.5} = 6168.204 \text{ KN}$$

Tableau. IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

E_{dX}KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
5018.909	6168.204	0.814	Vérifier
E_{dY}KN	**VsyKN**	**Edy/Vsy**	**Vérification**
4971.214	6168.204	0.805	Vérifier

B) BLOC B :

$$Vx = \text{Vy} = \frac{0.25 \times 1.617 \times 1.05 \times 48688.703}{3.5} = 5891.33\text{KN}$$

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

E_{dX}KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
5214.14	5891.33	0.885	Verifier
E_{dY}KN	**VsyKN**	**Edy/Vsy**	**Vérification**
5236.045	5891.33	0.889	Verifier

IV.4.4. Vérification de renversement :

Selon RPA version 2003 [Art 4.4.1] [1] :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

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 est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

a) **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur** *:* RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure .

BLOC A :

Tableau. IV.18 : Distribution des forces sismique :

Niveau	Hi (cm)	poids (KN)	Wi*Hi	Fix (KN)	Fiy (KN)
12	**3876**	3629.090	14066352.840	617.736	611.865
11	**3553**	4644.760	16502832.280	724.736	717.848
10	**3230**	4654.780	15034939.400	660.272	653.997
9	**2907**	4673.960	13587201.720	596.693	591.023
8	**2584**	4703.620	12154154.080	533.760	528.687
7	**2261**	4703.620	10634884.820	467.040	462.601
6	**1938**	4725.070	9157185.660	402.145	398.324
5	**1615**	4758.210	7684509.150	337.472	334.265
4	**1292**	4758.210	6147607.320	269.977	267.412
3	**969**	4753.660	4606296.540	202.289	200.367
2	**646**	4818.550	3112783.300	136.700	135.401
1	**323**	4941.170	1595997.910	70.090	69.424
			114284745.020		

BLOC B :

Tableau. IV.19 : Distribution des forces sismique :

Niveau	Hi (cm)	poids (KN)	Wi*Hi	Fix (KN)	Fiy (KN)
12	**3876**	3843.135	14895991.260	813.553	816.971
11	**3553**	3843.135	13654658.655	745.757	748.890
10	**3230**	3826.354	12359123.420	675.000	677.836
9	**2907**	3809.382	11073873.474	604.806	607.347
8	**2584**	3809.382	9843443.088	537.605	539.864
7	**2261**	3769.717	8523330.137	465.506	467.462
6	**1938**	3729.600	7227964.800	394.759	396.418
5	**1615**	3729.600	6023304.000	328.966	330.348
4	**1292**	3714.345	4798933.740	262.096	263.198
3	**969**	3698.915	3584248.635	195.756	196.578
2	**646**	3702.152	2391590.192	130.618	131.167
1	**323**	3385.183	1093414.109	59.717	59.968
			95469875.510		

b) Moment de renversement :

BLOC A :

Tableau. IV.20 : Moment de renversement :

Hi	Fix	Fiy	Mrx	Mry
38.76	617.736	611.865	23943.4282	23715.8924
35.53	724.736	717.848	25749.8528	25505.1504
32.3	660.272	653.997	21326.7787	21124.109
29.07	596.693	591.023	17345.871	17181.0321
25.84	533.760	528.687	13792.3511	13661.2816
22.61	467.040	462.601	10559.7688	10459.4187
19.38	402.145	398.324	7793.57735	7719.5145
16.15	337.472	334.265	5450.16583	5398.37257
12.92	269.977	267.412	3488.10613	3454.95844
9.69	202.289	200.367	1960.18349	1941.55575
6.46	136.700	135.401	883.08491	874.6929
3.23	70.090	69.424	226.389301	224.237909
		$\sum$Somme	132519.558	131260.22

Bloc B :

Tableau. IV.21 : Moment de renversement :

Hi	Fix(KN)	Fiy(KN)	Mrx(KN.m)	Mry(KN.m)
38.76	736.424	739.518	28543.79957	28663.71425
35.53	738.264	741.365	26230.51128	26340.70766
32.3	670.562	673.379	21659.15411	21750.14587
29.07	606.023	608.569	17617.09915	17691.10993
25.84	540.900	543.172	13976.85211	14035.56994
22.61	473.287	475.276	10701.0274	10745.98323
19.38	410.038	411.761	7946.545763	7979.929808
16.15	345.294	346.745	5576.499581	5599.926881
12.92	276.235	277.396	3568.959732	3583.953204
9.69	208.099	208.974	2016.484073	2024.955477
6.46	139.341	139.927	900.145618	903.9271985
3.23	69.671	69.963	225.0364045	225.9817996
		∑Somme	**138962.1148**	**139545.9053**

c) Moment stabilisant :

BLOC A :

Tableau. IV.22 Moment stabilisant :

Niveau	Poids (KN)	Xg(m)	Yg(m)	Msx(KN.m)	Msy(KN.m)
12	3629.090	8.6691	13.9361	50575.3611	31460.9441
11	4644.760	8.8761	13.9003	64563.5574	41227.3542
10	4654.780	8.873	13.9057	64727.9742	41301.8629
9	4673.960	8.8628	13.8969	64953.5547	41424.3727
8	4703.620	8.8613	13.8888	65327.6375	41680.1879
7	4703.620	8.8613	13.8888	65327.6375	41680.1879
6	4725.070	8.8501	13.8791	65579.719	41817.342
5	4758.210	8.8486	13.8703	65997.8002	42103.497
4	4758.210	8.8486	13.8703	65997.8002	42103.497
3	4753.660	8.8026	13.9037	66093.4625	41844.5675
2	4818.550	8.835	13.8505	66739.3268	42571.8893
1	4941.170	8.9742	13.7677	68028.5462	44343.0478
			∑somme	**773912.377**	**493558.75**

BLOC B :

Tableau. IV.23 Moment stabilisant :

Niveau	Poids (KN)	Xg(m)	Yg(m)	Msx(KN.m)	Msy(KN.m)
12	3385.183	10.67	6.65	22508.08177	36109.07002
11	3702.152	10.67	6.65	24615.60865	39490.11495
10	3698.915	10.67	6.65	24591.49659	39457.80587
9	3714.345	10.67	6.65	24691.10839	39623.88959
8	3729.600	10.67	6.65	24792.516	39786.62688
7	3729.600	10.67	6.65	24786.9216	39792.22128
6	3769.717	10.67	6.64	25045.99975	40224.38828
5	3809.382	10.67	6.64	25309.53401	40647.62969
4	3809.382	10.67	6.64	25307.24838	40649.91532
3	3826.354	10.67	6.64	25417.32172	40832.93671
2	3843.135	10.69	6.64	25534.94188	41075.42688
1	3843.135	10.70	6.52	25061.46765	41134.99547
			∑somme	**297662.2464**	**478825.021**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

BLOC A :

Tableau. IV.24 vérification de stabilité :

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
132519.558	131260.22	773912.377	493558.75	5.90	3.72	Oui

BLOC B :

Tableau. IV.25 vérification de stabilité :

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
138962.1148	139545.9053	297722.944	478804.150	2.14	3.43	Oui

- Les deux blocs sont stables vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements en-tête et inter-étages :

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

- $\delta_k = \delta_{ek}$ *R [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]
- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$[selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

A) Déplacement inter-étage :

BLOC A :

Tableau. IV.26 vérification des déplacements :

Niveau	δx	δx reél	Δx	δy	δy reél	Δy	H/100	Verification
12	2.52	8.81	0.90	2.48	8.68	0.86	3.23	OK
11	2.26	7.92	0.92	2.23	7.82	0.88	3.23	OK
10	2.00	7.00	0.93	1.98	6.94	0.90	3.23	OK
9	1.74	6.07	0.93	1.73	6.04	0.90	3.23	OK
8	1.47	5.15	0.91	1.47	5.14	0.90	3.23	OK
7	1.21	4.23	0.88	1.21	4.24	0.87	3.23	OK
6	0.96	3.35	0.83	0.96	3.37	0.82	3.23	OK
5	0.72	2.52	0.76	0.73	2.55	0.75	3.23	OK
4	0.50	1.76	0.66	0.51	1.80	0.66	3.23	OK
3	0.32	1.11	0.53	0.33	1.14	0.54	3.23	OK
2	0.16	0.58	0.38	0.17	0.60	0.40	3.23	OK
1	0.06	0.20	0.20	0.06	0.20	0.20	3.23	OK

BLOC B :

Tableau. IV.27 vérification des déplacements :

Niveau	δx	δx reél	Δx	δy	δy reél	Δy	H/100	Verification
12	2.82	9.87	0.92	2.76	9.67	0.98	3.23	OK
11	2.56	8.95	0.96	2.48	8.69	1.01	3.23	OK
10	2.28	7.99	0.99	2.19	7.68	1.02	3.23	OK
9	2.00	7.00	1.00	1.90	6.66	1.02	3.23	OK
8	1.71	5.99	1.00	1.61	5.65	1.00	3.23	OK
7	1.43	4.99	0.99	1.33	4.65	0.96	3.23	OK
6	1.14	4.00	0.94	1.05	3.69	0.90	3.23	OK
5	0.88	3.06	0.88	0.80	2.79	0.82	3.23	OK
4	0.63	2.19	0.78	0.56	1.97	0.72	3.23	OK
3	0.40	1.41	0.65	0.36	1.25	0.59	3.23	OK
2	0.22	0.76	0.49	0.19	0.66	0.43	3.23	OK
1	0.07	0.26	0.26	0.06	0.22	0.22	3.23	OK

B) Déplacement en-tête :

Selon le RPA88 le déplacement en tête sera calculé comme suite :

$(R \times \delta \text{ tête}) \leq H/250$ Tel que :
H : la hauteur totale du bloc

BLOC A :

Tableau. IV.28 déplacement et tète :

	δx	δx reel	H/250
Sens-X	2.82	9.87	15.504
Sens-Y	2.76	9.67	15.504

BLOC B :

Tableau. IV.29 déplacement et tète :

	δx	δx reel	H/250
Sens-X	2.52	8.81	15.504
Sens-Y	2.48	8.68	15.504

IV.4.6. Justification de la largeur de joint RPA99 [Art.5.8] :

Notre structure comporte un joint sismqiue, les blocs voisins doivent être séparés par un joint dont la largeur minimale dmin satisfait la condition suivante :

dmin =15mm+ (δ1+ δ2) mm ≥40mm

Avec :

δ1 et δ2 déplacements maximum calculés au niveau du sommet de chaque bloc

Tableau. IV.30 largeur joint sismique :

δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	d_{min} (mm)	$d_{min} \geq 40$	$d_{adoptées}$ (cm)
88.1	98.7	186.8	C.V	20

IV.4.7. Vérification de cisaillements des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.
il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

a) Cisaillement des poutres :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] fissuration peu nuisible .

$\bar{\tau}$ =Min [0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa] fissuration Préjudiciable et très Préjudiciable .

BLOC A :

Tableau. IV.31 vérification de cisaillement :

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
PP30x45	0.3	0.45	151.77	G+Q+Edx	1.19	3.26
PS 30x35	0.3	0.35	108.911	G+Q+Edy	1.12	3.26

BLOC B :

Tableau. IV.32 vérification de cisaillement :

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
PP35x65	0.35	0.65	151.77	G+Q+Edx	0.91	3.26
PS 30x35	0.3	0.35	108.911	G+Q+Edy	1.5	3.26
Chainage	0.3	0.3	61.938	G+Q+Edy	0.5	3.26

b) Cisaillement des Poteaux :

Dans le system R=3.5 (Contreventement par des voiles) pas de vérification de cisaillement pour les poteaux .

c) Cissallement des Voiles :

Il faut vérifié :

$\tau max \leq \tau b_{adm} = 0.2\ fc28$

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

T=1.4 $Tcalculé$

avec :

b épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute

BLOC A :
Sens X :

Tableau. IV.33 vérification de cisaillement des voiles X-X

Voile	b(mm)	L(m)	Tmax	tmax	τadm
1	150	5.4	716.320	1.376	5
2	150	3.3	283.790	0.892	5
3	150	4.75	757.810	1.654	5
4	150	5.5	462.220	0.872	5
5	150	4.75	861.340	1.881	5
6	150	4.75	689.680	1.506	5

Sens Y :

Tableau. IV.34 vérification de cisaillement des voiles Y-Y

Voile	b(mm)	L(m)	Tmax	tmax	τadm
1	150	4.75	432.470	0.944	5
2	150	4.7	706.100	1.558	5
3	150	5.2	531.280	1.060	5
4	150	4.75	740.750	1.617	5
5	150	4.7	715.180	1.578	5
6	150	4.55	765.400	1.745	5
7	150	4.5	786.500	1.813	5

BLOC B :

Sens X :

Tableau. IV.35 vérification de cisaillement des voiles X-X

Voile	b(mm)	L(m)	Tmax	tmax	τadm
1	150	7.3	1945.190	2.763	5
2	150	3.75	1028.370	2.844	5
3	150	3.55	930.590	2.718	5

Sens Y :

Tableau. IV.36 vérification de cisaillement des voiles Y-Y

Voile	b(mm)	L(m)	Tmax	tmax	τadm
1	150	4.55	1035.000	2.359	5
2	150	4.7	1071.750	2.365	5
3	150	3.05	534.460	1.817	5
4	150	3.05	325.110	1.105	5
5	150	4.55	1058.370	2.412	5
6	150	4.7	1097.390	2.421	5

IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduite à la base :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 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 :

$$V = \frac{N_d}{Bc.fc_{28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort normal de compression de calcul due au séisme
Bc : l'aire (section brute) de cette dernière
fc_{28} : la résistance caractéristique du béton 25 MPa.

BLOC A :

Tableau. IV.37 l'effort normal réduit a la base

Poteau	Effort Ndx (KN)	Effort Ndy (KN)	Bc(mm²)	Vx	Vy
55X55	2039.98	2082.99	280900	0.290	0.297

La section est vérifié dans le deux directions

BLOC B :

Tableau. IV.38 l'effort normal réduite a la base

Poteau	Effort Ndx (KN)	Effort Ndy (KN)	Bc(mm²)	Vx	Vy
85X55	2973.14	3284	439900	0.270	0.298

La section est vérifié dans le deux directions

IV.4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA2003V99 [Art 5.9]:

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

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

BLOC A :

Tableau. IV.39 Vérification de l'effet **P-Δ**

Niveau	Hk(cm)	poids (KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx(cm)	Δy(cm)	θ x(°)	θ y(°)
38.76	323	3629.09	617.734	608.781	0.90	0.86	0.0163	0.0158
35.53	323	4644.76	724.733	714.229	0.92	0.88	0.0182	0.0177
32.3	323	4654.78	660.270	650.700	0.93	0.90	0.0202	0.0199
29.07	323	4673.96	596.692	588.043	0.93	0.90	0.0225	0.0222
25.84	323	4703.62	533.758	526.022	0.91	0.90	0.0250	0.0248
22.61	323	4703.62	467.038	460.269	0.88	0.87	0.0275	0.0274
19.38	323	4725.07	402.144	396.316	0.83	0.82	0.0302	0.0303
16.15	323	4758.21	337.471	332.579	0.76	0.75	0.0330	0.0334
12.92	323	4758.21	269.977	266.064	0.66	0.66	0.0358	0.0365
9.69	323	4753.66	202.289	199.357	0.53	0.54	0.0386	0.0400
6.46	323	4818.55	136.700	134.719	0.38	0.40	0.0416	0.0439
3.23	323	4941.17	70.089	69.074	0.20	0.20	0.0427	0.0444

BLOC B :

Tableau. IV.40 Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	Hk(cm)	poids (KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx(cm)	Δy(cm)	θ x(°)	θ y(°)
38.76	323	3385.183	736.424	739.518	2.90	2.80	0.0131	0.0139
35.53	323	3702.152	738.264	741.365	2.62	2.51	0.0149	0.0155
32.3	323	3698.915	670.562	673.379	2.33	2.21	0.0169	0.0173
29.07	323	3714.345	606.023	608.569	2.04	1.91	0.0190	0.0192
25.84	323	3729.600	540.900	543.172	1.74	1.62	0.0214	0.0212
22.61	323	3729.600	473.287	475.276	1.44	1.32	0.0240	0.0233
19.38	323	3769.717	410.038	411.761	1.15	1.04	0.0268	0.0255
16.15	323	3809.382	345.294	346.745	0.87	0.78	0.0299	0.0280
12.92	323	3809.382	276.235	277.396	0.62	0.55	0.0333	0.0306
9.69	323	3826.354	208.099	208.974	0.39	0.34	0.0371	0.0335
6.46	323	3843.135	139.341	139.927	0.21	0.18	0.0421	0.0368
3.23	323	3843.135	69.671	69.963	0.07	0.06	0.0448	0.0380

- **Conclusion :**

Toutes les sections prise dans ce chapitre satisfaisant les conditions et vérifications prise Par les règlements Algériens (CBA93 ,RPA99V2003)
Alors on adopte toutes les sections obtenue pour les trois blocs

CHAPITRE V :

Ferraillage Des Eléments Résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

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 R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

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

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =14,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2.a Recommandations du R.P.A99 :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.b Armatures transversales :

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

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Bloc A :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

niveau (B)	N°	position	combinaison	Mu	ACALCULE	Amin Rpa	correction	ACHOISI
terrasse	464	Travée	ELU	77.75	5.6	6.75	6.75	4HA14+2CH12=8.42
	626	appuis	ACC	-194.44	12.8	6.75	12.8	4HA14+4HA16=14.2
8,9,10	409	Travée	ELU	76.32	5.4	6.75	6.75	4HA14+2CH12=8.42
	672	appuis	ACC	-202.11	13.3	6.75	13.3	4HA14+4HA16=14.2
4,5,6,7	369	Travée	ELU	75.74	5.4	6.75	6.75	4HA14+2CH12=8.42
	664	appuis	ACC	-198.86	13.4	6.75	13.4	4HA14+4HA16=14.2
RDC,1,2,3	277	Travée	ELU	74.25	5.2	6.75	6.75	4HA14+2CH12=8.42
	648	appuis	ACC	-165.72	10.6	6.75	10.6	4HA14+4CH14=12.32

Tableau V.3. Ferraillage longitudinales des poutres secondaires.

niveau (B)	N°	position	combinaison	Mu	ACALCULE	Amin Rpa	correction	ACHOISI
terrasse	474	Travée	ACC	72.3302	5.9	5.25	5.9	4HA14=6.16
	474	appuis	ACC	-84.0276	6.9	5.25	6.9	4HA14+2CH12=8.42
8,9,10	398	Travée	ACC	71.9788	5.9	5.25	5.9	4HA14=6.16
	398	appuis	ACC	-97.0805	8.1	5.25	8.1	4HA14+2CH12=8.42
4,5,6,7	378	Travée	ACC	70.2038	5.7	5.25	5.7	4HA14=6.16
	378	appuis	ACC	-95.4882	8	5.25	8	4HA14+2CH12=8.42
RDC,1,2,3	298	Travée	ACC	50.5259	4.1	5.25	5.25	4HA14=6.16
	298	appuis	ACC	-74.9713	6.2	5.25	6.2	3HA14+2CH12=6.88

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.

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

- $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

- $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	N°	position	Mser(KN.m)	Combinaison	Aadoptée	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\sigma_{b<\overline{\sigma_b}}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
terrasse	464	Travée	56.8765	G+Q	6.88	7.2	201.6	C.V	C.V
	462	appuis	-109.4102	G+Q	13.32	11.1	201.6	C.V	C.V
8,9,10	409	Travée	55.4797	G+Q	6.88	7	-	C.V	-
	427	appuis	-102.6561	G+Q	13.32	10.4	-	C.V	-
4,5,6,7	369	Travée	55.0585	G+Q	6.88	6.9	-	C.V	-
	367	appuis	-96.5555	G+Q	13.73	9.7	-	C.V	-
RDC,1,2,3	277	Travée	53.9796	G+Q	6.88	6.8	-	C.V	-
	277	appuis	-90.4966	G+Q	10.65	9.8	-	C.V	-

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niveau	N°	position	Mser(KN.m)	Combinaison	Aadoptée	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\sigma_{b<\overline{\sigma_b}}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
terrasse	477	Travée	19.2747	G+Q	6.16	3.9	109	C.V	C.V
	477	appuis	-27.7993	G+Q	7.29	5.4	134.1	C.V	C.V
8,9,10	67	Travée	17.8887	G+Q	6.16	3.6	-	C.V	-
	68	appuis	-33.8475	G+Q	8.42	6.2	-	C.V	-
4,5,6,7	49	Travée	14.7166	G+Q	6.16	3	-	C.V	-
	50	appuis	-30.6792	G+Q	8.42	5.6	-	C.V	-
RDC,1,2,3	28	Travée	11.8965	G+Q	5.75	1.8	-	C.V	-
	28	appuis	-23.4784	G+Q	6.88	4.6	-	C.V	-

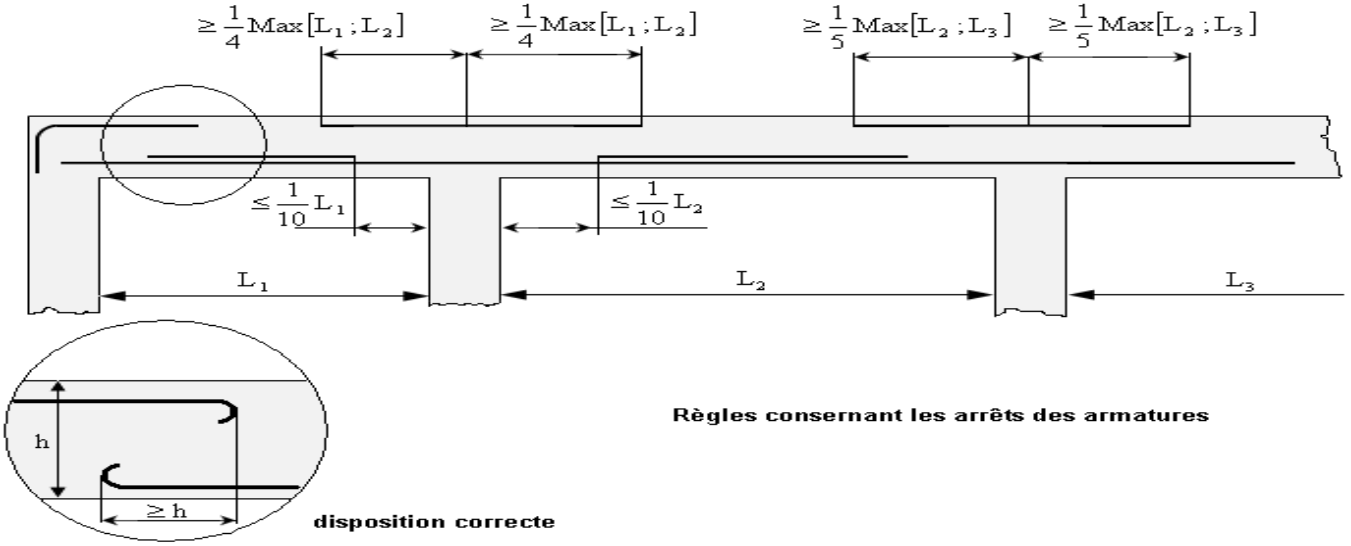


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99v2003 et CBA93:
Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA

- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ AmaxRPA.

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

Niveau	position	Achoisi (cm²)	Amin CBA cm²	Amin RPA cm²	AmaxRPA cm²	Correction
terrasse	Travée	6.88	1.35	6.75	54	4HA14+2CH12=8.42
	appuis	13.32	1.35	6.75	54	4HA14+4HA16=14.2
8,9,10	Travée	6.88	1.35	6.75	54	4HA14+2CH12=8.42
	appuis	13.32	1.35	6.75	54	4HA14+4HA16=14.2
4,5,6,7	Travée	6.88	1.35	6.75	54	4HA14+2CH12=8.42
	appuis	13.73	1.35	6.75	54	4HA14+4HA16=14.2
RDC,1,2,3	Travée	6.88	1.35	6.75	54	4HA14+2CH12=8.42
	appuis	10.65	1.35	6.75	54	4HA14+4CH14=12.32

Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

Niveau	position	Achoisi (cm²)	Amin CBA cm²	Amin RPA cm²	AmaxRPA cm²	Correction
terrasse	Travée	6.16	1.05	5.25	42	4HA14=6.16
	appuis	7.29	1.05	5.25	42	4HA14+2CH12=8.42
8,9,10	Travée	6.16	1.05	5.25	42	4HA14=6.16
	appuis	8.42	1.05	5.25	42	4HA14+2CH12=8.42
4,5,6,7	Travée	6.16	1.05	5.25	42	4HA14=6.16
	appuis	8.42	1.05	5.25	42	4HA14+2CH12=8.42
RDC,1,2,3	Travée	5.75	1.05	5.25	42	4HA14=6.16
	appuis	6.88	1.05	5.25	42	3HA14+2CH12=6.88

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V.8 : Lois de la contrainte

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min $[0.15*\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min $[0.2*\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]
situation durable	$\bar{\tau}$=2.5MPa	$\bar{\tau}$ =3.33MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}$ =3.26MPa	$\bar{\tau}$ =4.34MPa

Tableau V.9. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

niveau	N°	combinaison	T	ζ	ζ	ζ < ζ
terrasse	471	1,35.G+1,5.Q	150.142	1.177	3.333	C.V
8,9,10	603	G+Q+EdX	151.73	1.19	4.347	C.V
4,5,6,7	585	G+Q+EdX	150.454	1.18	4.347	C.V
RDC,1,2,3	277	1,35.G+1,5.Q	149.012	1.687	3.333	C.V

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires

niveau	N°	combinaison	T	ζ	ζ	ζ < ζ
terrasse	1090	G+Q+EdY	86.072	0.675	3.260	C.V
8,9,10	1055	G+Q+EdY	104.351	0.818	3.260	C.V
4,5,6,7	1013	G+Q+EdY	108.72	0.852	3.260	C.V
RDC,1,2,3	987	G+Q+EdY	93.921	0.736	3.260	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 [Art A.6.4.2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2]

- St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93 [art A.5.1.2.2] :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopté(cm)		
Section	τu	St (cm)	At (cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At (cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
30*45	1.68	38.25	1.15	11.25	22.5	1.01	10	15	4Ø8= 2.01
30*35	0.852	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	10	15	4Ø8 = 2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp	0.081	0.062	CV	0.081	0.085	CNV	0.006	0.01	CNV
Ps	0.074	0.062	CV	0.074	0.085	CNV	0.006	0.01	CNV

- Pour les poutres secondaire de 30*35 : Df = 1 mm < $l_0/400$ = 11.8 mm
- Pour les poutres principale de 30*45 :Df = 4.1 mm < $l_0/400$ = 11.00 mm

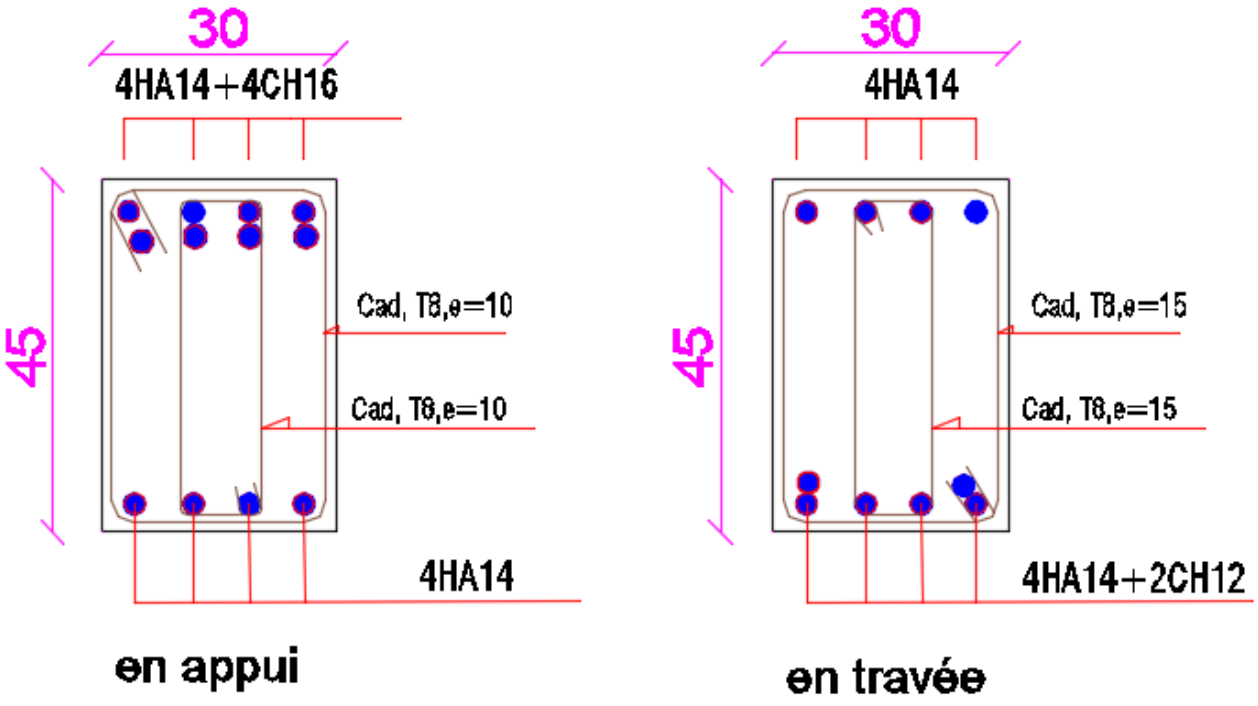


Figure V-2 : Ferraillage poutre principale terrasse.

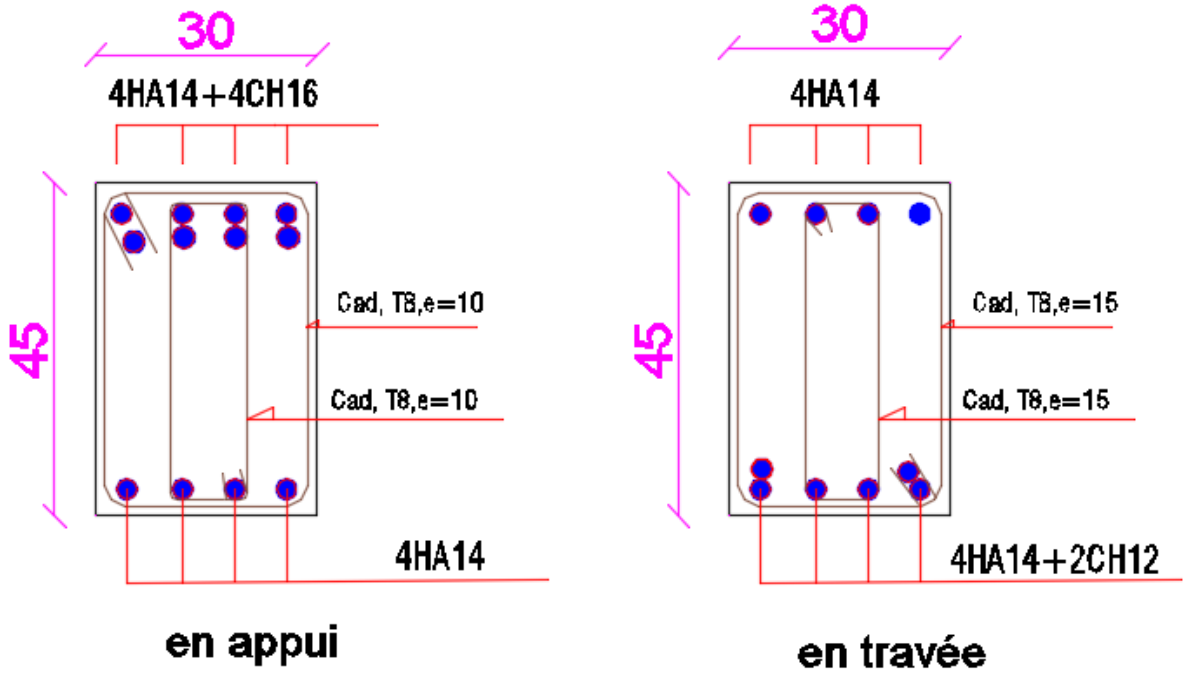


Figure V-3 : Ferraillage poutre principale 8eme et 9eme et 10eme étage

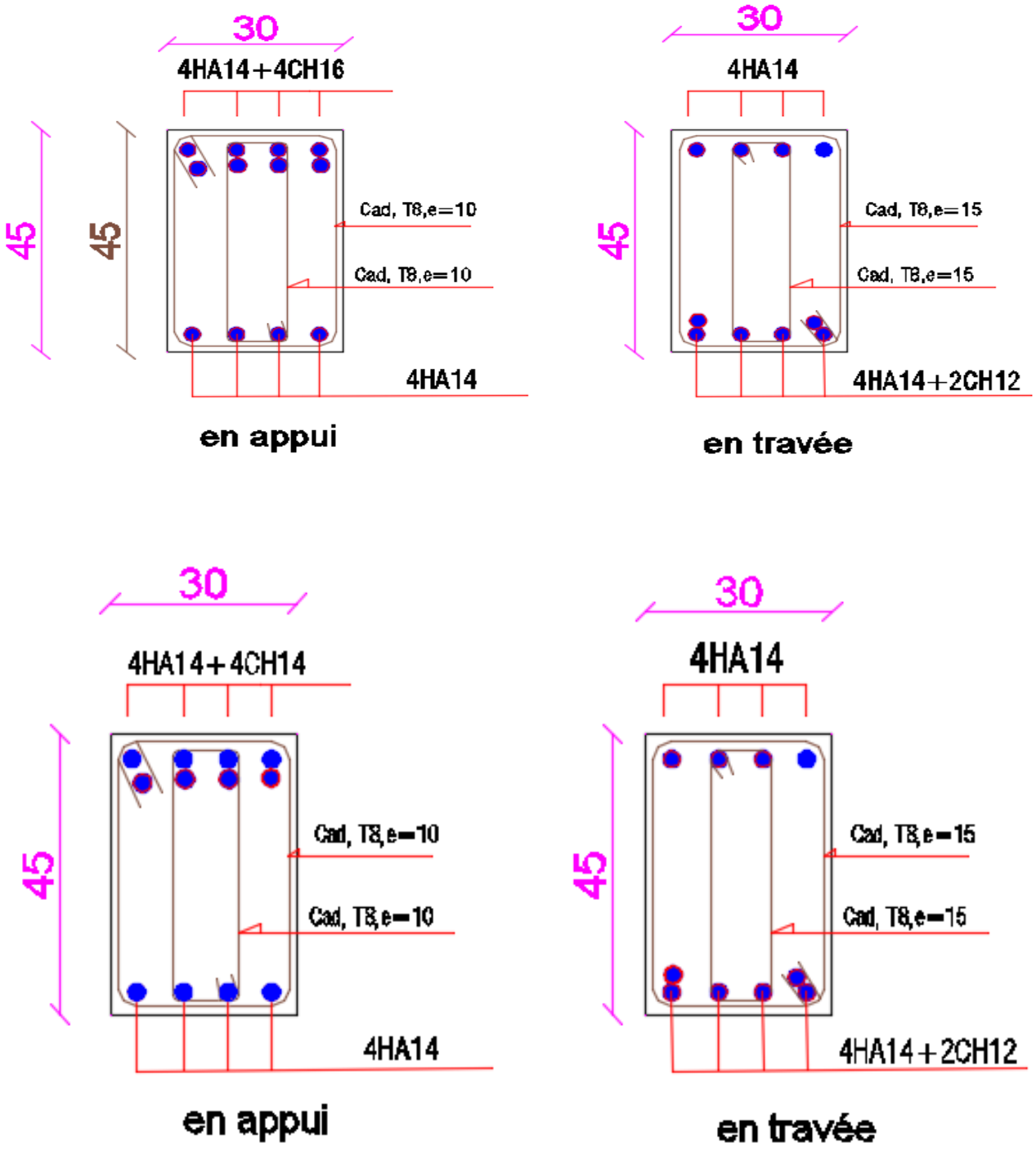


Figure V-5 : Ferraillage poutre principale RDC et 1eme et2 et 3eme étage

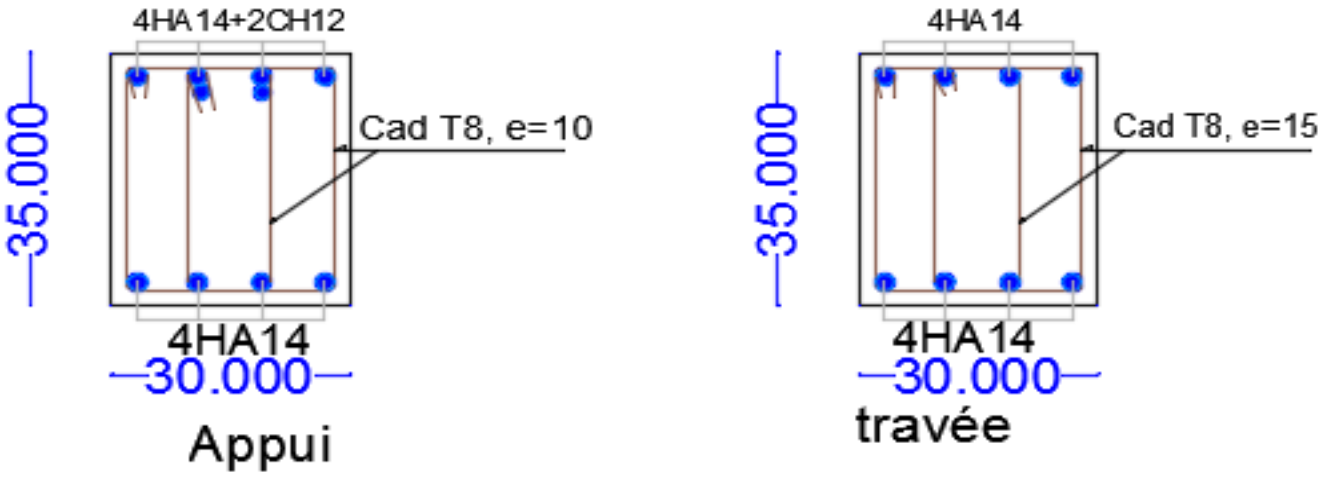


Figure V-6: Ferraillage poutre secondaire.

Bloc B :

Tableau V.13. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

niveau (B)	N°	position	combinaison	Mu	ACALCULE	Amin Rpa	correction	ACHOISI
terrasse	553	Travée	ELU	142.805	6.8	11.375	11.375	4HA14+4Ch14=12.32
	547	appuis	ACC	-323.4001	13.8	11.375	13.8	4HA14+4CH16=14.20
8,9,10	496	Travée	ACC	148.7921	6.1	11.375	11.375	4HA14+4Ch14=12.32
	500	appuis	ACC	-343.7179	14.8	11.375	14.8	4HA16+4CH16=16.08
4,5,6,7	480	Travée	ACC	149.5595	6.2	11.375	11.375	4HA14+4Ch14=12.32
	484	appuis	ACC	-343.9707	14.8	11.375	14.8	4HA16+4CH16=16.08
RDC,1,2,3	233	Travée	ELU	128.6018	6.1	11.375	11.375	4HA14+4Ch14=12.32
	228	appuis	ACC	-298.3157	12.7	11.375	12.7	4HA14+4CH16=14.20

Tableau V.14. Ferraillage longitudinales des poutres secondaires.

niveau (B)	N°	position	combinaison	Mu	ACALCULE	Amin Rpa	correction	ACHOISI
terrasse	561	Travée	ACC	72.6225	5.9	5.25	5.9	4CH14=6.16
	565	appuis	ACC	-98.4166	8.2	5.25	8.2	4HA14+2HA12=8.42
8,9,10	132	Travée	ACC	92.6993	7.9	5.25	7.9	4CH14=6.16
	132	appuis	ACC	-118.1625	9.9	5.25	9.9	4HA14+2CH14+2CH12=11.50
4,5,6,7	100	Travée	ACC	98.7528	8.1	5.25	8.1	4CH14=6.16

	122	appuis	ACC	-121.4871	10.2	5.25	10.2	4HA14+2CH14+2CH12=11.50
RDC,1,2,3	70	Travée	ACC	88.9932	7.3	5.25	7.3	4CH14=6.16
	70	appuis	ACC	-104.9408	8.7	5.25	8.7	4HA14+2CH14=9.24

V.2.8. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

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

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.15.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	N°	position	Mser(KN.m)	Combinaison	Aadoptée	σb Mpa	σs Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
terrasse	553	Travée	104.4683	G+Q	11.78	5.2	159.4	C.V	C.V
	553	appuis	-145.3338	G+Q	14.04	6.8	187.7	C.V	C.V
8,9,10	521	Travée	97.3335	G+Q	11.78	4.9	-	C.V	-
	521	appuis	-139.5096	G+Q	13.73	6.6	-	C.V	-
4,5,6,7	473	Travée	95.1056	G+Q	11.78	4.7	-	C.V	-
	473	appuis	-133.7313	G+Q	13.73	6.3	-	C.V	-
RDC,1,2,3	233	Travée	93.4954	G+Q	11.78	4.7	-	C.V	-
	228	appuis	-131.069	G+Q	13.32	6.3	-	C.V	-

Tableau V.16.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niveau	N°	position	Mser(KN.m)	Combinaison	Aadoptée	σb Mpa	σs Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
terrasse	564	Travée	13.7694	G+Q	6.16	1.8	19.8	C.V	C.V
	564	appuis	-20.5903	G+Q	8.42	3.4	85.9	C.V	C.V
8,9,10	157	Travée	15.4756	G+Q	8.01	1.8	-	C.V	-
	157	appuis	-21.3517	G+Q	10.27	3.7	-	C.V	-
4,5,6,7	126	Travée	12.1939	G+Q	9.14	1.7	-	C.V	-
	126	appuis	-17.98	G+Q	10.27	3.1	-	C.V	-
RDC,1,2,3	78	Travée	5.2686	G+Q	8.01	0.7	-	C.V	-
	78	appuis	-10.6167	G+Q	9.14	1.2	-	C.V	-

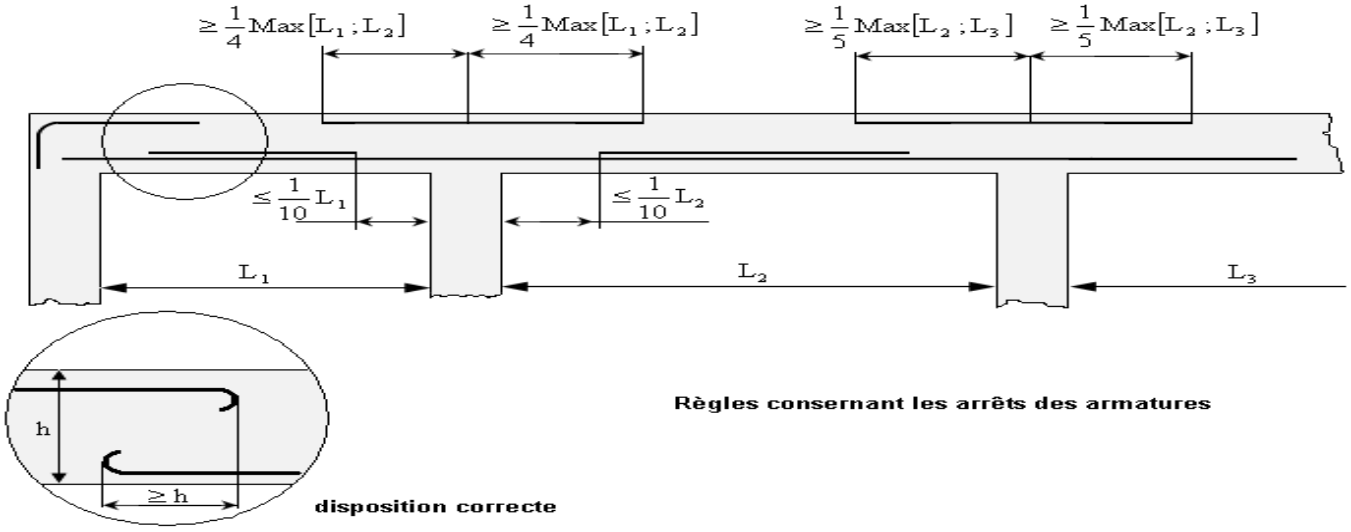


Figure V.7: Disposition des armatures pour les poutres

V.2.9.Vérification des poutres selon les conditions RPA99v2003 et CBA93:
Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ AmaxRPA.

Tableau V.17.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

Niveau	position	Achoisi (cm²)	Amin CBA cm²	Amin RPA cm²	AmaxRPA cm²	Correction
terrasse	Travée	11.78	2.275	11.375	91	4HA14+4Ch14=12.32
	appuis	14.04	2.275	11.375	91	4HA14+4CH16=14.20
8,9,10	Travée	11.78	2.275	11.375	91	4HA14+4Ch14=12.32
	appuis	13.73	2.275	11.375	91	4HA16+4CH16=16.08
4,5,6,7	Travée	11.78	2.275	11.375	91	4HA14+4Ch14=12.32
	appuis	13.73	2.275	11.375	91	4HA16+4CH16=16.08
RDC,1,2,3	Travée	11.78	2.275	11.375	91	4HA14+4Ch14=12.32
	appuis	13.32	2.275	11.375	91	4HA14+4CH16=14.20

Tableau V.18.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

Niveau	position	Achoisi (cm²)	Amin CBA cm²	Amin RPA cm²	AmaxRPA cm²	Correction
terrasse	Travée	6.16	1.05	5.25	42	4C14=6.16
	appuis	8.42	1.05	5.25	42	4HA14+2HA12=8.42
8,9,10	Travée	8.01	1.05	5.25	42	4CH14=6.16
	appuis	10.27	1.05	5.25	42	4HA14+2CH14+2CH12=11.50
4,5,6,7	Travée	9.14	1.05	5.25	42	4CH14=6.16
	appuis	10.27	1.05	5.25	42	4HA14+2CH14+2CH12=11.50
RDC,1,2,3	Travée	8.01	1.05	5.25	42	4CH14=6.16
	appuis	9.14	1.05	5.25	42	4HA14+2CH14=9.24

V.2.10.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V-19 : Lois de la contrainte

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]
situation durable	$\bar{\tau}$=2.5MPa	$\bar{\tau}$ =3.33MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}$ =3.26MPa	$\bar{\tau}$ =4.34MPa

Tableau V-20 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

niveau	N°	combinaison	T	ζ	ζ	ζ < ζ
terrasse	544	G+Q+EdX	189.861	1.489	4.347	C.V
8,9,10	496	G+Q+EdX	197.826	1.552	4.347	C.V
4,5,6,7	484	G+Q+EdX	198.803	1.559	4.347	C.V
RDC,1,2,3	228	1,35.G+1,5.Q	184.54	1.447	3.333	C.V

Tableau V-21 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires

niveau	N°	combinaison	T	ζ	ζ	ζ < ζ
terrasse	565	G+Q+EdY	115.218	0.904	4.348	C.V
8,9,10	132	G+Q+EdY	141.442	1.109	4.348	C.V
4,5,6,7	122	G+Q+EdY	146.29	1.147	4.348	C.V
RDC,1,2,3	70	G+Q+EdY	127.641	1.001	4.348	C.V

V.2.11.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

- St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V-22. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopté(cm)		
Section	τu	St (cm)	At (cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At (cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
35*65	1.68	40	1.2	16.25	32.5	1.46	15	25	4Ø8= 2.01
30*35	0.852	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	10	15	4Ø8 = 2.01

V.2.12.Vérification de la flèche :

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

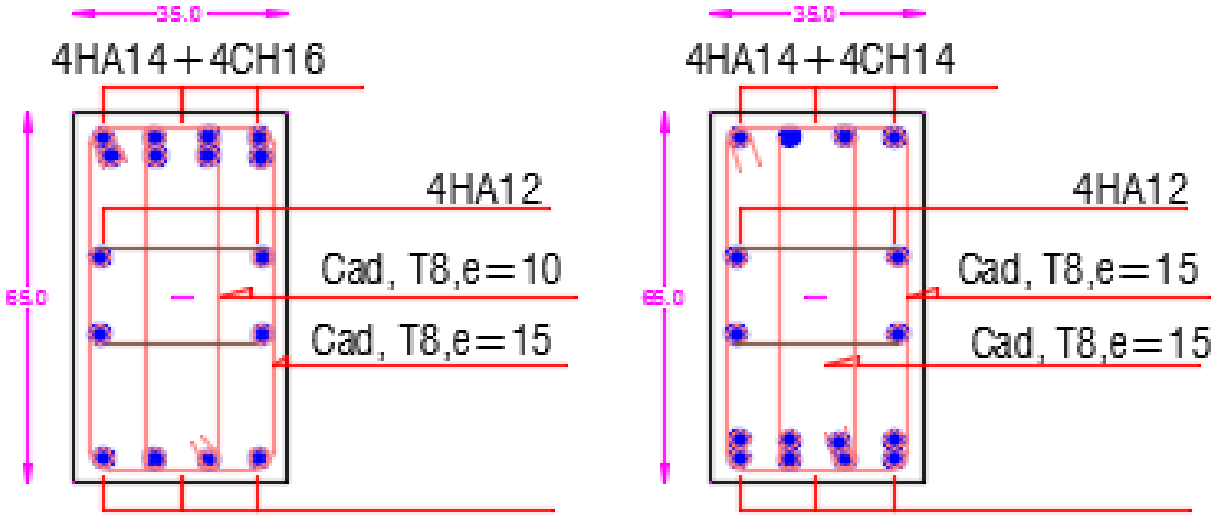
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.23 : Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp	0.089	0.062	CV	0.089	0.085	CV	0.005	0.010	CNV
Ps	0.074	0.062	CV	0.074	0.085	CNV	0.006	0.01	CNV

- Pour les poutres secondaire de 30*35 : Df =0.5 mm < $l_0/400$ = 11.37 mm
- Pour les poutres principale de 35*65 :Df = 1.2 mm < $l_0/1000$ = 12.20 mm



Appui travée

Figure V.8 : Ferraillage poutre principal terrasse

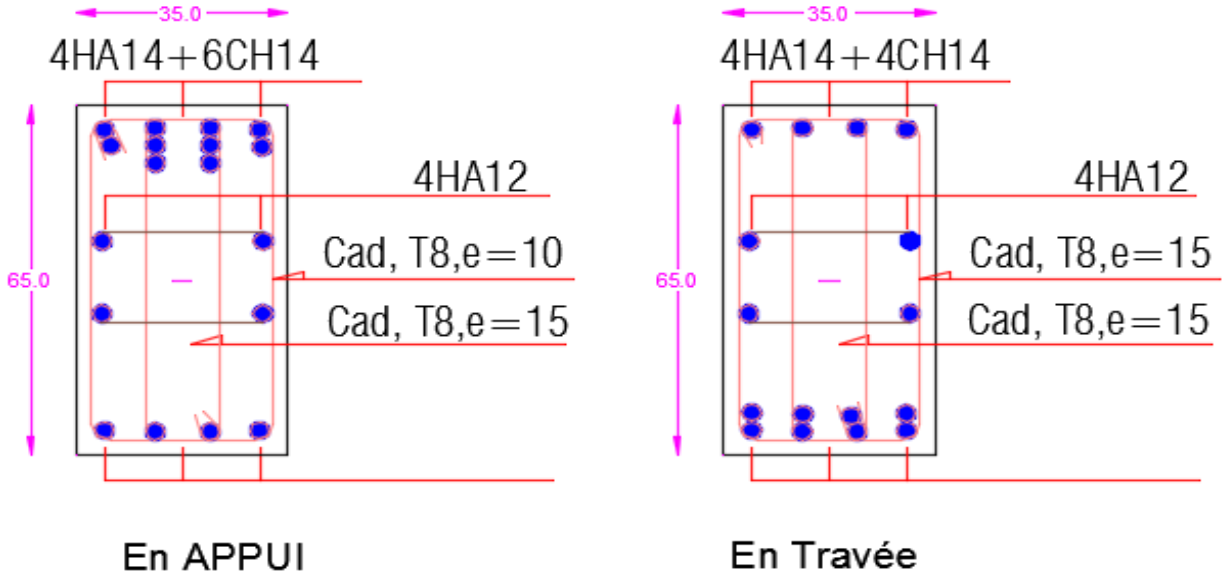


Figure V.9 : Ferraillage poutre principale 8eme et 9eme et 10eme étage

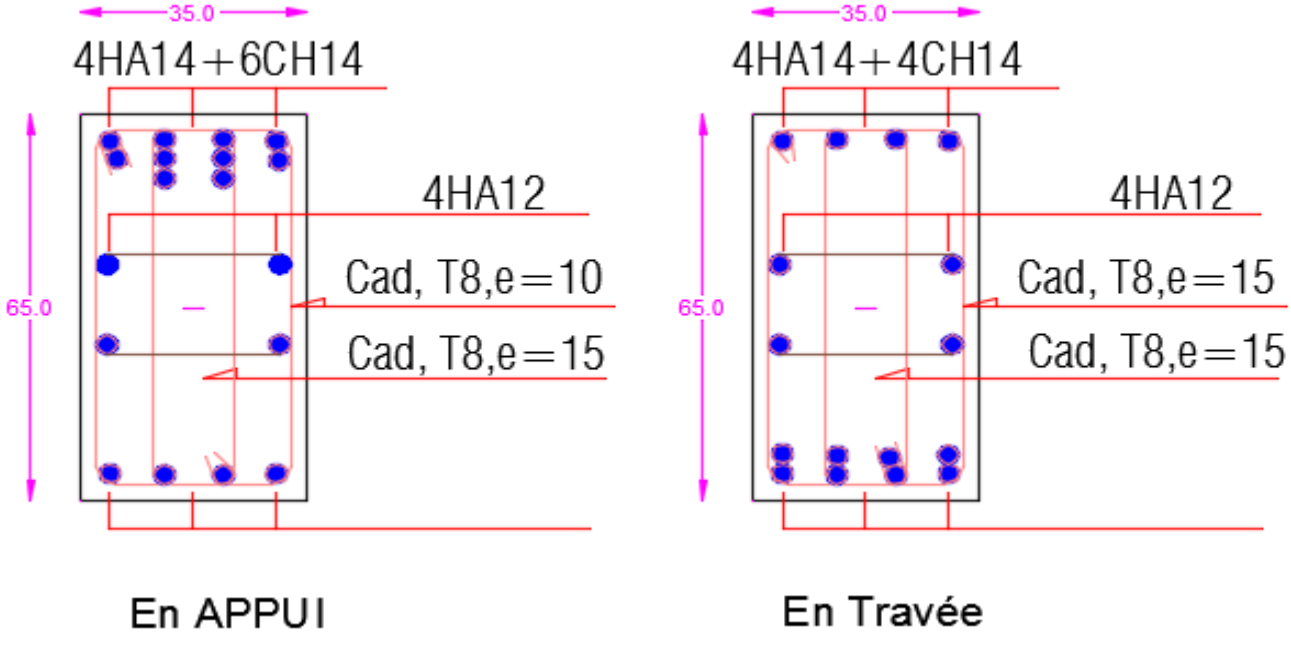


Figure V.10: Ferraillage poutre principale 4eme et 5eme et 6eme et 7eme étage

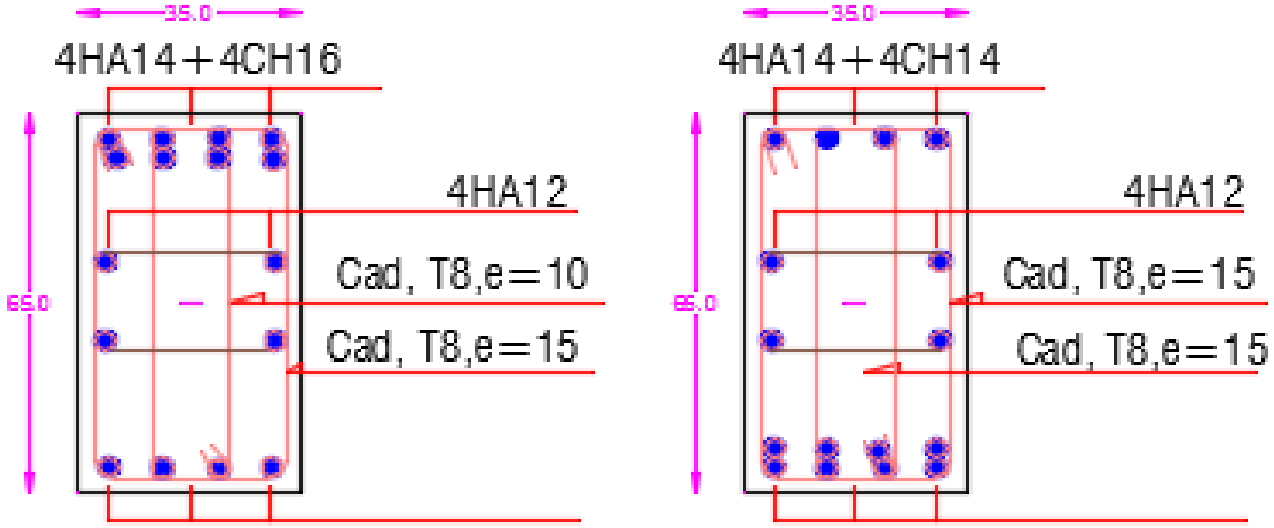


Figure V.11 : Ferraillage poutre principale RDC et 1eme et2 et 3eme étage

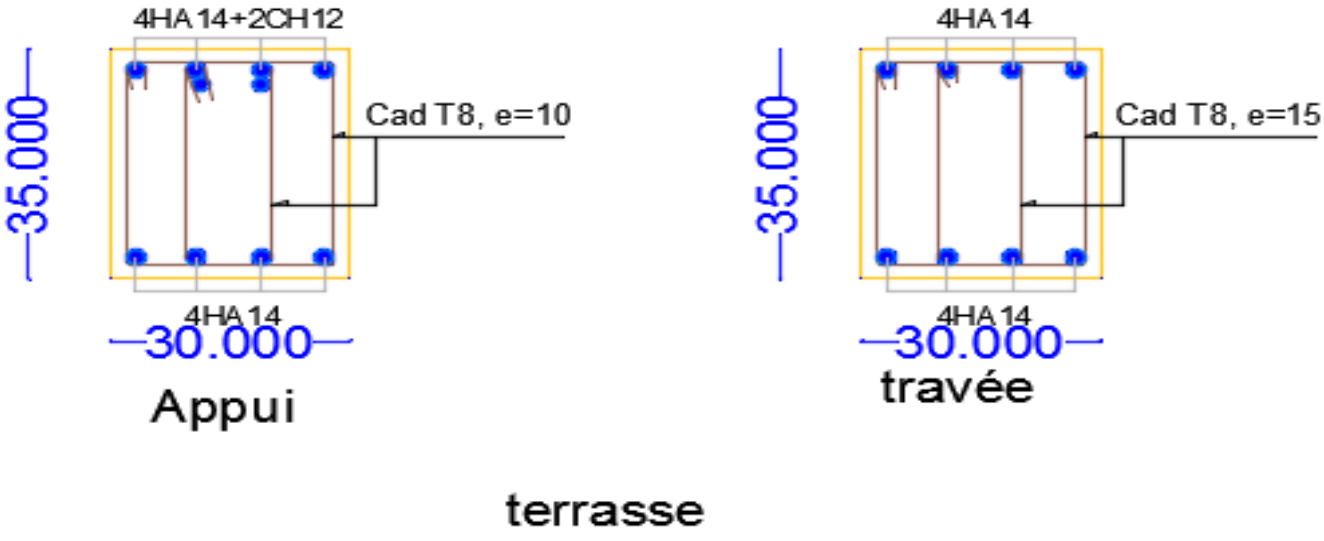


Figure V.12 : Ferraillage poutre secondaire Terrasse .

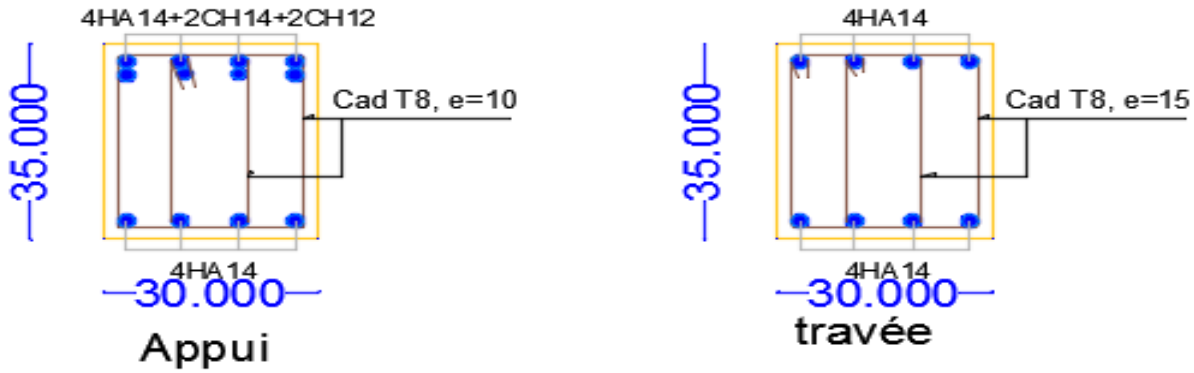


Figure V-13 : Ferraillage poutre secondaire 8eme et 9eme et 10eme étage

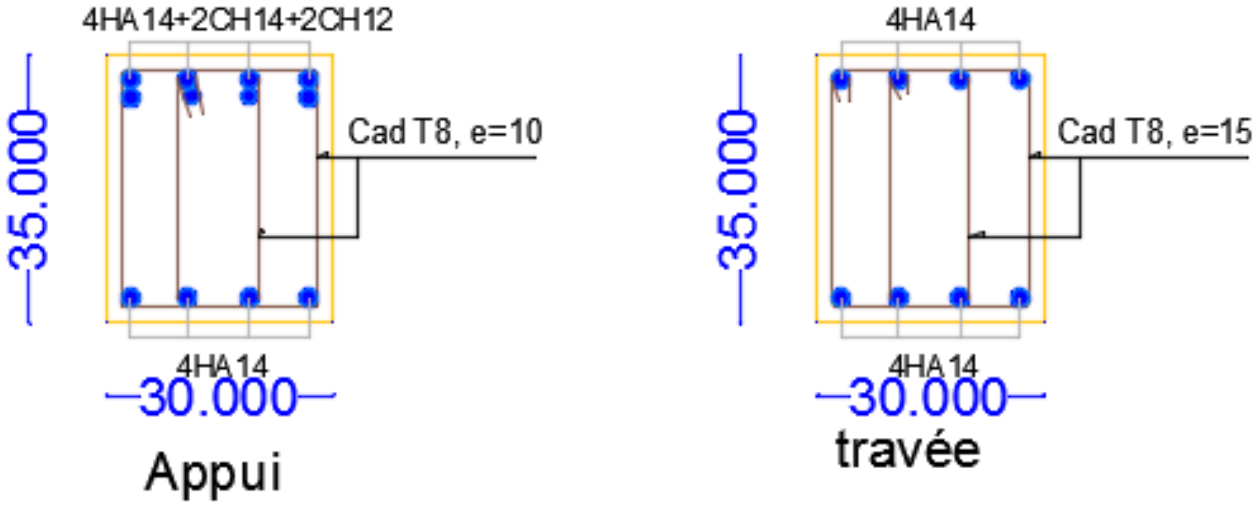


Figure V.14: Ferraillage poutre secondaire 4eme et 5eme et 6eme et 7eme étage

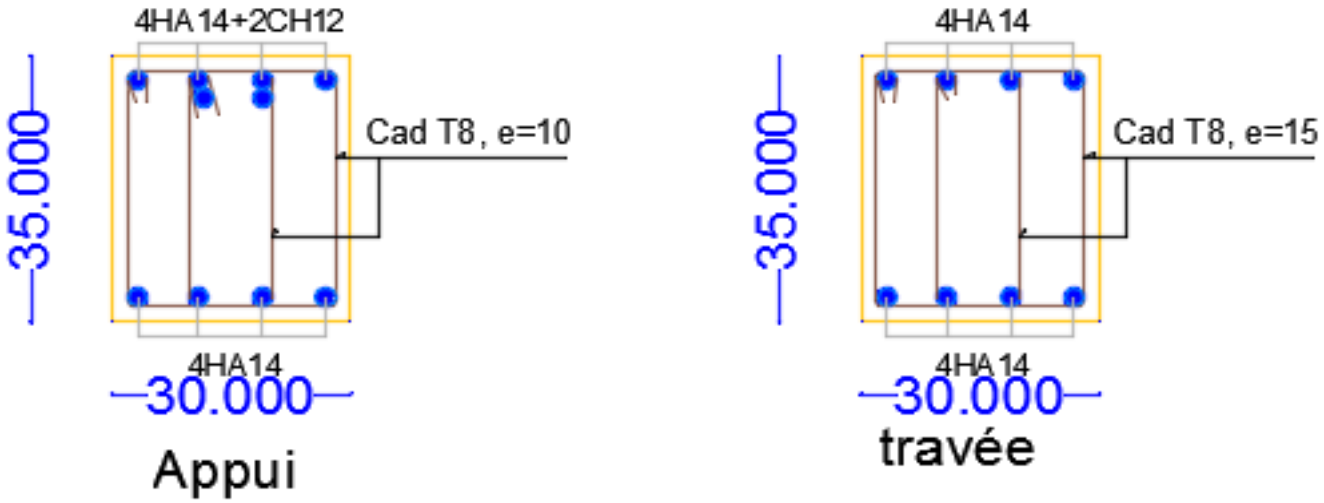


Figure V.15: Ferraillage poutre secondaire RDC et 1eme et2 et 3eme étage

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M_{MAX}" 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 :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s= 348 MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 v2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois casextrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :
Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.
Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.
2eme cas : Influence de l'effort normal :
Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,
Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et son M_{corres}.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.
Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min}et son M_{corres}.

V.3.4. 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 :

- $e=e_1+e_2$
- $e_1=\frac{M}{N+e_a}$
- $e2=\frac{3L_f^2(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a=\max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ 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, liée 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.3.5. 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 efforts 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 ci-dessous.

Bloc A :

Tableau .V.24: Les Armatures longitudinaux des poteaux

N	Cas	comb	N3 (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A (cm²)	Amin(cm²)	Amax(cm²)	Acal(cm²)	Achoi (cm²)	
177	Nmax→Mcor	ACC	-2800.777	0	0	8.8	27.23	181.50	28.20	28.40	4HA20+8HA16 =28.56cm²
	Mmax→Ncor	/	/	0	0	/					
58	Nmin→Mcor	ACC	1126.397	0	0	28.2					
256	Nmax→Mcor	ELU	-1901.8	0	0	8	22.50	150.00	22.50	23.44	12HA16 =24.13
	Mmax→Ncor	/	/	0	0	/					
185	Nmin→Mcor	Acc	540.216	0	0	13.5					
262	Nmax→Mcor	ELU	-1194.651	0	0	7.2	18.23	121.50	18.23	18.47	8HA16+4HA14 =22.24cm²
	Mmax→Ncor	/	/	0	0	/					
188	Nmin→Mcor	Acc	177.838	0	0	10.6					
273	Nmax→Mcor	ELU	-523.958	0	0	6.4	14.40	96.00	14.40	15.39	8HA16+4HA14 =22.24cm²
	Mmax→Ncor		/	0	0	/					
601	Nmin→Mcor	ACC	37.421	0	0	8.4					

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Tableau .V.25 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

	N°	Section	combinaison	Achoisi (cm)²	Nser max(kN)	бb(MPa)	[бb](MPa)	бs (MPa)	[бs] (MPa)
N max	151	**Pot(55x55)**	G+Q	28.56	-1930.677	5.6	15	83.6	201.63
N min	683				-659.148	1.9		28.7	
N max	256	**Pot(50x50)**	G+Q	24.13	-1383.638	4.9	15	72.8	201.63
N min	686				-402.121	1.4		21.2	
N max	689	**Pot(45x45)**	G+Q	22.24	-869.374	3.8	15	56.6	201.63
N min	262				-184.746	0.8		12	
N max	273	**Pot(40x40)**	G+Q	22.24	-381.765	2.1	15	31.3	201.63
N min	574				-14.215	0.1		1.2	

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa
La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Armatures transversales : Selon le RPA99 Art. 7.4.2.2

Tableau .V.26 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	Zone	φl/3	A_t (mm^2)	$S_{tfinale}$	choix
60*60	courante	6.66	0.56	15	4Φ8
	nodale		0.38	10	
55*55	courante		0.51	15	4Φ8
	nodale		0.34	10	
50*50	courante		0.46	15	4Φ8
	nodale		0.31	10	
45*45	courante		0.41	15	4Φ8
			0.27	10	

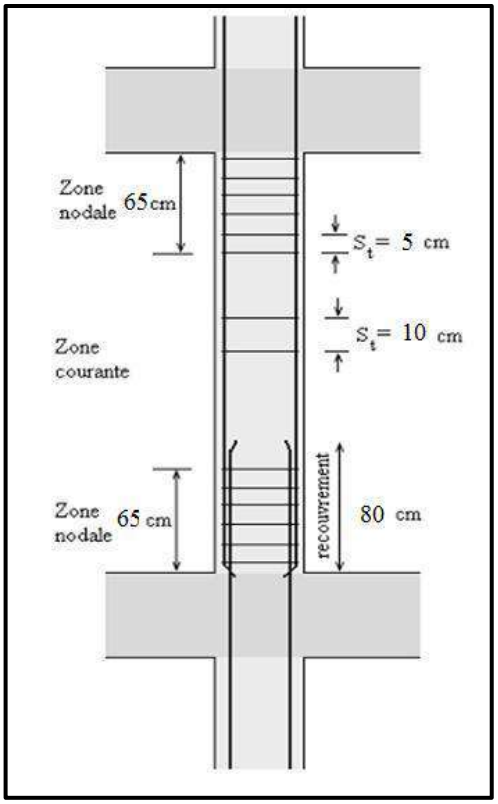


Figure .V.16: Disposition des armatures dans les poteaux

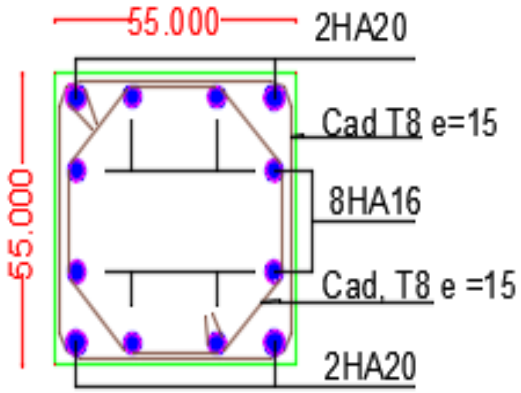


Figure .V. 17: Ferraillage poteaux55*55

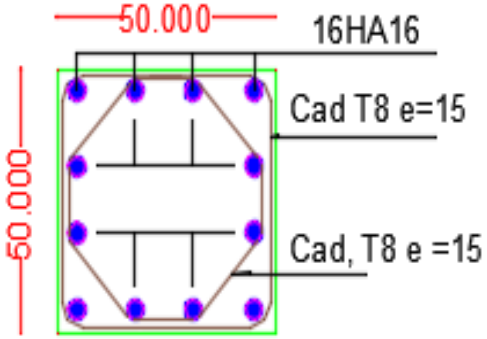


Figure .V18: Ferraillage poteaux 50x50

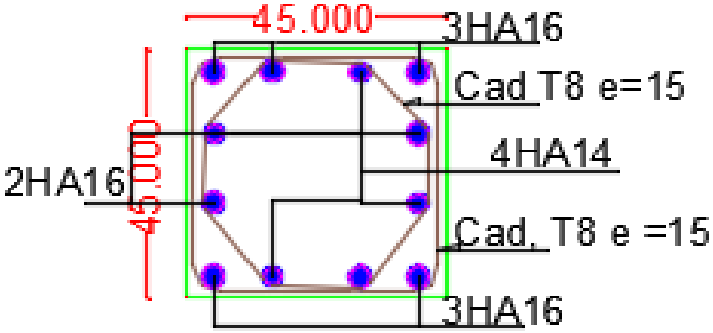


Figure .V. 19: Ferraillage poteaux45*45

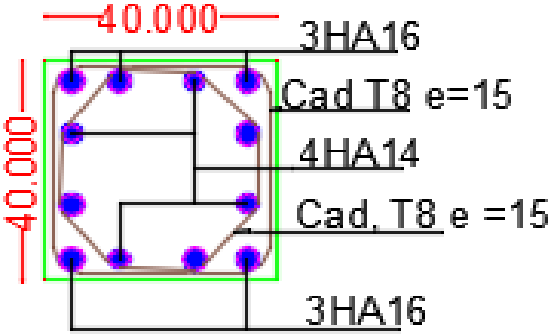


Figure .V. 20: Ferraillage poteaux 40

Bloc B :

Tableau .V.27: Les Armatures longitudinaux des poteaux

	N	Cas	Comb	N3 (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	Amax (cm²)	Acal (cm²)	Achoi (cm²)
Pot(85x55)	374	Nmax→Mcor	ELU	-3958.804	0	0	11.20	42.08	42.08	43.98	
		Mmax→Ncor	/	/	0	0					14HA20
	266	Nmin→Mcor	ACC	-666.664	0	0					**43.98cm²**
Pot(80x55)	375	Nmax→Mcor	ELU	-2913.602	0	0	10.80	39.60	39.60	43.98	
		Mmax→Ncor	/	/	0	0					14HA20=
	267	Nmin→Mcor	Acc	-441.813	0	0					**43.98cm²**
Pot(75x50)	365	Nmax→Mcor	ELU	-1912.023	0	0	10.00	33.75	33.75	37.20	
		Mmax→Ncor	/	/	0	0					8HA20+6HA16
	269	Nmin→Mcor	Acc	-243.116	0	0					**37.2cm²**
Pot(70x50	368	Nmax→Mcor	ELU	-955.764	0	0	9.60	31.50	31.50	32.67	
		Mmax→Ncor	/	/	0	0					4HA20+10HA16²
	272	Nmin→Mcor	Acc	-41.751	0	0					**32.67cm²**

V.3.8. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Tableau .V.29 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

	N°	Section	combinaison	Achoisi (cm)²	Nser max(kN)	бb(MPa)	[бb](MPa)	бs (MPa)	[бs] (MPa)
N max	374	Pot(85x55)	G+Q	43.98	-2889.01	5.4	15	83.6	201.63
					/				
N min	266				-1395.62	2.6		28.7	
N max	375	Pot(80x55)	G+Q	43.98	-2126.35	4.2	15	72.8	201.63
					/				
N min	267				-953.692	1.9		21.2	
N max	365	Pot(75x50)	G+Q	37.2	-1395.59	3.2	15	56.6	201.63
					/				
N min	269				-522.988	1.2		12	
N max	371	Pot(70x50	G+Q	32.67	-698.119	1.7	15	31.3	201.63
					/				
N min	313				-95.629	0.2		1.2	

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa
La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.9. Armatures transversales : Selon le RPA99 Art. 7.4.2.2 :

Tableau .V.30 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	Zone	φl/3	A_t (mm^2)	$S_{tfinale}$	choix
85x55	courante	6.66	0.56	15	4Φ8
	nodale		0.38	10	
80x55	courante		0.51	15	4Φ8
	nodale		0.34	10	
75x50	courante		0.46	15	4Φ8
	nodale		0.31	10	
70x50	courante		0.41	15	4Φ8
			0.27	10	

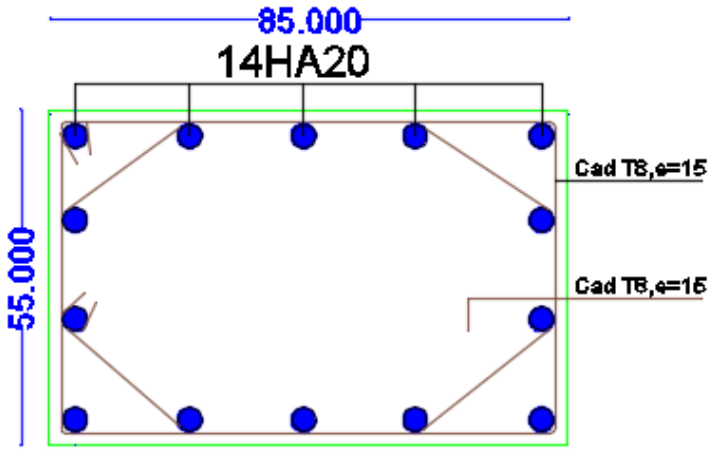


Figure .V. 21: Ferraillage poteaux55x85

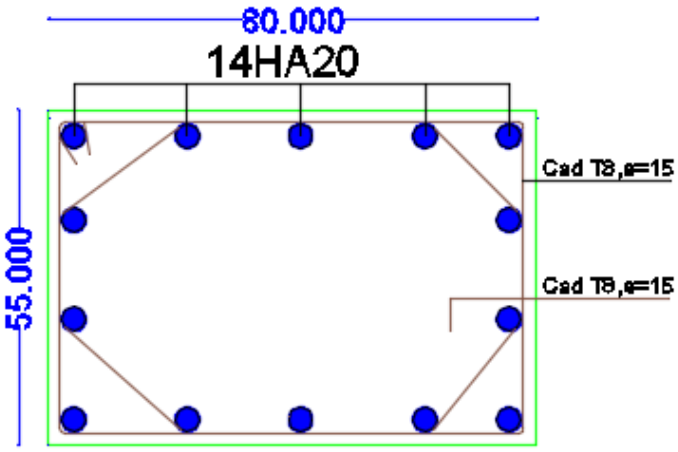


Figure .V. 22: Ferraillage poteaux 55x80

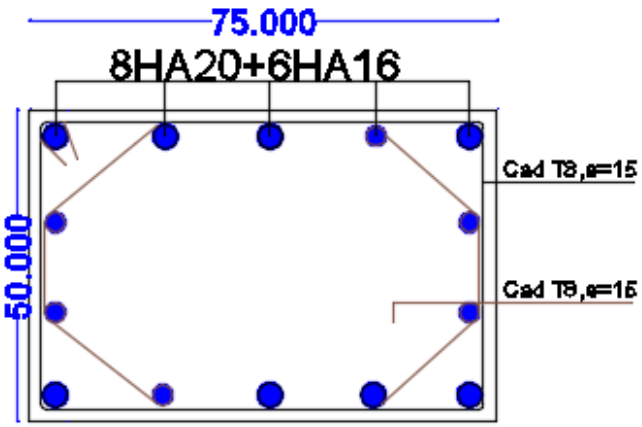


Figure .V. 23: Ferraillage poteaux50x75

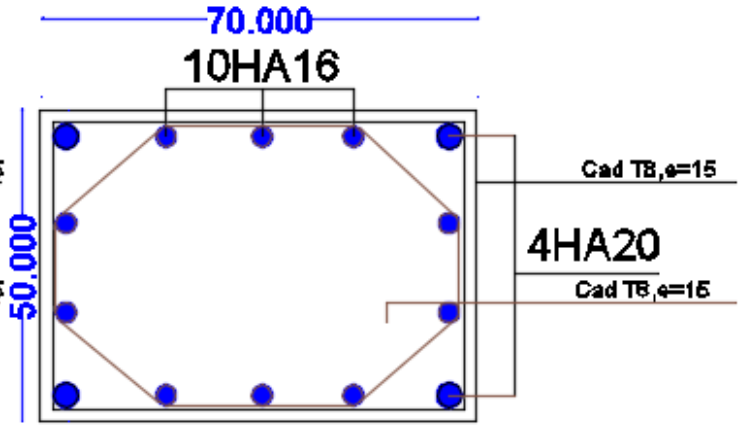


Figure .V. 24: Ferraillage poteaux 50x70

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.

- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

- $A_{ver} \leq 0.4 cm2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

$a.b$: A_v

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- $A_v = 0.2\% B_t$ →dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\% B$ →dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\% B$ →dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

B-Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".
- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\mathbf{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}}{\mathbf{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\boldsymbol{\bar{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- Ah : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $Sh \leq \min [1.5a ; 30cm]$

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :
-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

S_v (zone courante)

$S_v = \frac{S_v}{2}$ (zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

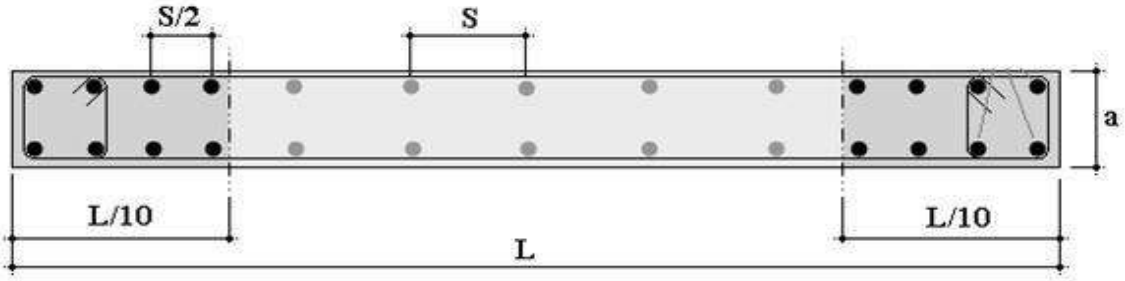


Figure .V.25: Disposition des armatures dans les voiles

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.31 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A :

Tableau .V.32 : calcul des armatures à l'ELU

Voile	Niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
V1	RDC	15X550	6322.84	11031.78	G+Q+Edx	25.8	20	2*[4HA20+8HA16+22HA10=45.84cm²
	1er		5695.03	8660.49		25.8	20	
	2e		5084.3	7490.26		25.8	20	
	3e		4480.82	6057.21		25.4	20	2*[12HA16+22HA10]=41.41cm²
	4e		3891.15	4831.55		25.4	20	
	5e		3318.3	3768.55		25.4	20	
	6e		2765.18	2823.85		25	20	2*[8HA16+4HA14+22HA10]=39.68cm²
	7e		2240.06	2010.31		25	20	
	8e		1738.18	1333.77		25	20	
	9e		1255.69	786.83		24.6	20	
	10e		810.4	351.17		24.6	20	
	11e		425.14	95.12		24.6	20	
v2	RDC	15*455	948.97	9429.61	G+Q+Edy	41.7	20	2*[14HA20+18HA10=58.12cm²
	1er		841.289	7366.81		31.1	20	
	2e		886.05	5823.35		22	20	
	3e		900.68	3473.58		21.6	20	
	4e		910.77	2617.06		21.6	20	
	5e		1063.91	2812.88		21.6	20	
	6e		863.82	1881.6		21.2	20	2*[8HA20+6HA16+18HA10=51.34cm²
	7e		803.68	1266.057		21.2	20	
	8e		716.45	801.57		21.2	20	
	9e		579.68	411.47		20.8	20	2*[4HA20+10HA16+18HA10=46.81cm²
	10e		406.61	192.3		20.8	20	
	11e		209.3	105.45		20.8	20	

V.4.2.5.2. Armatures horizontales (Sens X)

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales : $A_h = \frac{A_v}{4}$

Tableau V.33. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	A_h (cm^2)	Espacement (cm)	A_h choisis (cm^2)
Suivant x	5.5	0.15	4.32	20	6 HA10 = 4.71

Tableau V.34. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements

Etage	L	N	M	Lt(m)	As_1	As_2	Amin RPA	choix
RDC	5.5	6322.84	11031.78	1.305	25.8	25.8	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
1er	5.5	5695.03	8660.49	1.092	25.8	25.8	12.38	2*[22HA10]=17.28cm²
2e	5.5	5084.3	7490.26	1.039	25.8	25.8	12.38	2*[22HA10]=17.28cm²
3e	5.5	4480.82	6057.21	0.885	25.4	25.4	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
4e	5.5	3891.15	4831.55	0.720	25.4	25.4	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
5e	5.5	3318.3	3768.55	0.530	25.4	25.4	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
6e	5.5	2765.18	2823.85	0.282	25	25	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
7e	5.5	2240.06	2010.31	-0.059	25	25	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
8e	5.5	1738.18	1333.77	-0.535	25	25	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
9e	5.5	1255.69	786.83	-1.273	24.6	24.6	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
10e	5.5	810.4	351.17	-3.067	24.6	24.6	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²
11e	5.5	425.14	95.12	-8.517	24.6	24.6	12.375	2*[22HA10]=17.28cm²

Niveau	AV (cm^2)	Amin RPA	APot	espacement
RDC	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	28.56	20
1er	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	28.56	20
2e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	28.56	20
3e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	24.13	20
4e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	24.13	20
5e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	24.13	20
6e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20
7e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20
8e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20
9e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20
10e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20
11e	2*[22HA10]=17.28cm²	12.375	22.4	20

Armatures horizontales (Sens Y)

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales : $A_h = \frac{A_v}{4}$

Les resultas dans le tableaux suivant :

Tableau V.35. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	A_h (cm^2)	Espacement (cm)	A_h choisis (cm^2)
Suivant y	4.55	0.15	3.54	20	6 HA10 = 4.71

Tableau V.36. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements

Etage	L	N	M	Lt(m)	As_1	As_2	Amin RPA	choix
RDC	4.55	948.97	9429.61	2.101	41.7	41.7	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
1er	4.55	841.289	7366.81	2.078	31.1	31.1	10.24	2*[18HA10=14.14cm²]
2e	4.55	886.05	5823.35	2.013	22	22	10.24	2*[18HA10=14.14cm²]
3e	4.55	900.68	3473.58	1.828	21.6	21.6	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
4e	4.55	910.77	2617.06	1.675	21.6	21.6	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
5e	4.55	1063.91	2812.88	1.622	21.6	21.6	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
6e	4.55	863.82	1881.6	1.483	21.2	21.2	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
7e	4.55	803.68	1266.057	1.180	21.2	21.2	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
8e	4.55	716.45	801.57	0.733	21.2	21.2	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
9e	4.55	579.68	411.47	-0.155	20.8	20.8	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
10e	4.55	406.61	192.3	-1.373	20.8	20.8	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]
11e	4.55	209.3	105.45	-1.149	20.8	20.8	10.2375	2*[18HA10=14.14cm²]

Tableau V.37. Calcul l'espacements

Niveau	A_V (cm^2)	$A_{min\ RPA}$	A_{Pot}	espacement
				courante
RDC	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	28.56	20
1er	2*[18HA10=14.14cm²]	10.24	28.56	20
2e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.24	28.56	20
3e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	24.13	20
4e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	24.13	20
5e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	24.13	20
6e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20
7e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20
8e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20
9e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20
10e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20
11e	2*[18HA10=14.14cm²]	10.2375	22.4	20

V.4.5.1.3. Armatures transversales

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

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

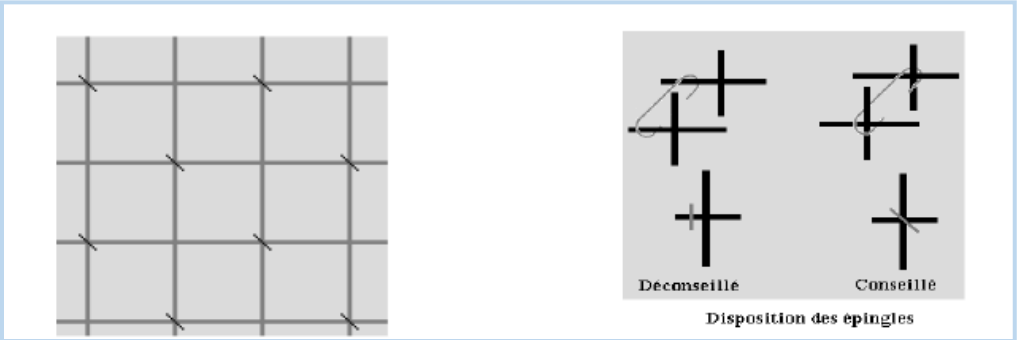


Figure V-26: disposition des armatures transversales (épingles)

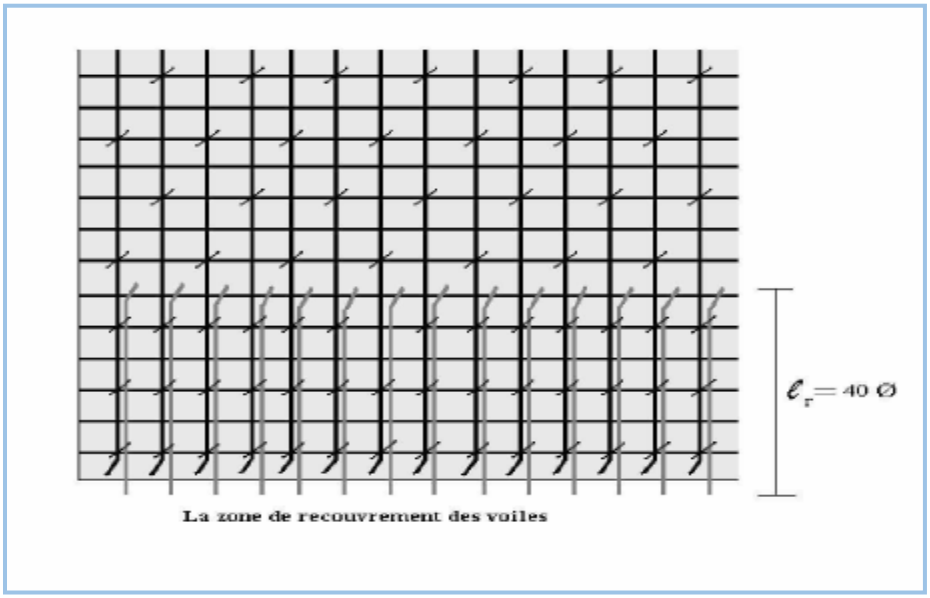


Figure V-27: La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.
- Selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.2] :

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$
Où :
$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$
b0 : épaisseur du linteau.
d : hauteur utile.
V_u : effort tranchant ultime.
-Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1- Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄

- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.
h : hauteur totale du linteau.
d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda>1$ (linteau longe) ; $\lambda< 1$(linteau court)

A- linteau long$\lambda>1$:

On à: $St \leq At\, fe\frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court λ< 1

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

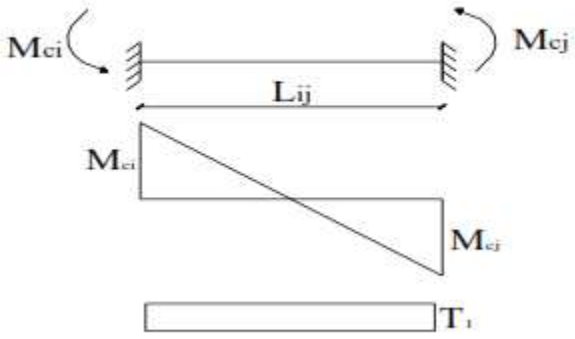


Figure.V.28 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

1- <u>Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :</u>

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

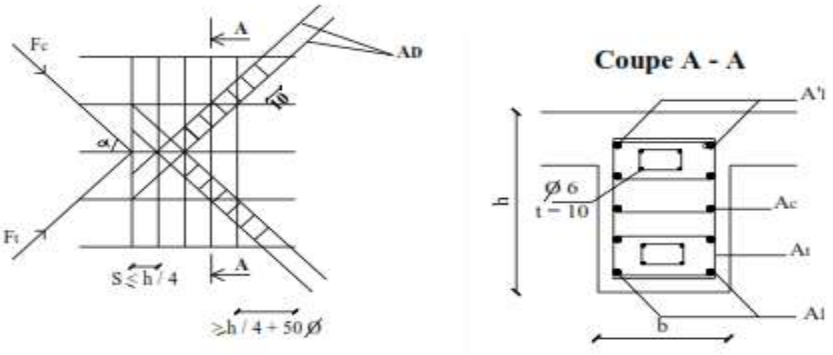


Figure.V.29 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :** selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.3] :

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

$A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.38 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

voile	niveau	S (cm²)	T(KN)	ζ(MPA)	ζ adm	ζ>ζadm
l1 x	RDC	15*470	325.7	1.48	1.5	Flexion simple
	1er		266.35	1.21	1.5	Flexion simple
	2e		315.7	1.43	1.5	Flexion simple
	3e		251.18	1.14	1.5	Flexion simple
	4e		231.3	1.05	1.5	Flexion simple
	5e		280.21	1.27	1.5	Flexion simple
	6e		246.46	1.12	1.5	Flexion simple
	7e		199.08	0.90	1.5	Flexion simple
	8e		144.28	0.66	1.5	Flexion simple
	9e		89.183	0.41	1.5	Flexion simple
	10e		11.42	0.05	1.5	Flexion simple
	11e		13.83	0.24	1.5	Flexion simple

l2 y	RDC	15*470	250.82	1.13	1.5	Flexion simple
	1er		233.03	1.06	1.5	Flexion simple
	2e		217.63	0.99	1.5	Flexion simple
	3e		194.68	0.88	1.5	Flexion simple
	4e		171.63	0.78	1.5	Flexion simple
	5e		157.03	0.71	1.5	Flexion simple
	6e		136.4	0.62	1.5	Flexion simple
	7e		111.66	0.51	1.5	Flexion simple
	8e		89.17	0.41	1.5	Flexion simple
	9e		57.63	0.26	1.5	Flexion simple
	10e		89.12	0.40	1.5	Flexion simple
	11e		19.15	0.33	1.5	Flexion simple
l2y	RDC	15*470	0	0	1.5	Flexion simple
	1er		26.04	0.36	1.5	Flexion simple
	2e		23.81	0.33	1.5	Flexion simple
	3e		21.22	0.30	1.5	Flexion simple
	4e		18.04	0.25	1.5	Flexion simple
	5e		17.46	0.24	1.5	Flexion simple
	6e		15.65	0.22	1.5	Flexion simple
	7e		13.75	0.19	1.5	Flexion simple
	8e		12.6	0.18	1.5	Flexion simple
	9e		10.78	0.15	1.5	Flexion simple
	10e		7.87	0.11	1.5	Flexion simple
	11e		12.82	0.18	1.5	Flexion simple

Tableau .V.39: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

voile	NIV	AL	AT	λ	λ>1	S(linteaux courts)	S cm	AL choi
l1 x	RDC	5.44	0.79	0.86	non	14.00	15	6HA12=6.79cm²
	1er	4.49	0.79	0.86	non	13.86	15	6HA12=6.79cm²
	2e	6.36	0.79	0.86	non	13.86	15	6HA12=6.79cm²
	3e	4.57	0.79	0.86	non	13.87	15	6HA12=6.79cm²
	4e	4.36	0.79	0.86	non	13.89	15	6HA12=6.79cm²
	5e	5.57	0.79	0.86	non	13.90	15	6HA12=6.79cm²
	6e	5.09	0.79	0.86	non	13.91	15	6HA12=6.79cm²
	7e	4.46	0.79	0.86	non	13.92	15	6HA10=4.79cm
	8e	3.74	0.79	0.86	non	13.94	15	6HA10=4.79cm
	9e	3.04	0.79	0.86	non	13.95	15	6HA10=4.79cm
	10e	0.16	0.79	0.86	non	13.97	15	6HA10=4.79cm
	11e	0.45	0.79	0.86	non	13.99	15	6HA10=4.79cm

l2 y	RDC	0.00	0.79	0.86	non	14	15	0
	1er	3.55	0.79	0.86	non	13.86	15	6HA10=4.71cm²
	2e	3.39	0.79	0.86	non	13.86	15	6HA10=4.71cm²
	3e	3.08	0.79	0.86	non	13.87	15	6HA10=4.71cm²
	4e	2.76	0.79	0.86	non	13.89	15	6HA8=3.02cm²
	5e	2.46	0.79	0.86	non	13.90	15	6HA8=3.02cm²
	6e	2.19	0.79	0.86	non	13.91	15	6HA8=3.02cm²
	7e	1.90	0.79	0.86	non	13.92	15	6HA8=3.02cm²
	8e	1.58	0.79	0.86	non	13.94	15	6HA8=3.02cm²
	9e	1.21	0.79	0.86	non	13.95	15	6HA8=3.02cm²
	10e	0.85	0.79	0.86	non	13.97	15	6HA8=3.02cm²
	11e	0.35	0.79	0.86	non	13.99	15	6HA8=3.02cm²
l2y	RDC	0.00	0.79	0.86	non	14.00	15	0
	1er	0.77	0.79	0.86	non	13.98	15	5HA10=3.93cm²
	2e	0.70	0.79	0.86	non	13.98	15	5HA10=3.93cm131
	3e	0.62	0.79	0.86	non	13.98	15	5HA10=3.93cm132
	4e	0.54	0.79	0.86	non	13.98	15	5HA10=3.93cm133
	5e	0.53	0.79	0.86	non	13.98	15	5HA10=3.93cm134
	6e	0.48	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm135
	7e	0.43	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm136
	8e	0.41	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm137
	9e	0.36	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm138
	10e	0.29	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm139
	11e	0.49	0.79	0.86	non	13.99	15	5HA10=3.93cm140

. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.40 : vérification des armateurs verticaux a l'ELS

voile	L cm	Achoisie	Nser	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
v1	540	45.84	3140.22	311.08	4.2	63.1	15	201.63
V2	550	58.12	2131.05	38.27	2.6	38.1	15	201.63
V3	80*750	89.28	6126.91	666.15	11.4	166.6	15	201.63

V.4.6.3. Vérification des contraintes :

Tableau .V.41 : Vérification des armatures

Voile	L(cm²)	T	ζ	ζbar	ζ<ζbar
V1x	550	695.33	1.2	5	CV
V2x	540	406.06	1.3	5	CV
V3y	470	114.60	0.6	5	CV
V4y	475	130.89	0.7	5	cv

Bloc B :

Tableau .V.42 : calcul des armatures à l'ELU

Voile	Niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
V1	RDC	15X730	5210.39	36352.4	G+Q+Edx	68.1	20	2*(14HA20+30HA12)=77.91cm²
	1er		4749.93	30669.29		52.2	20	2*(14HA20+30HA10)=67.54cm²
	2e		4297.83	24914.53		36.3	20	
	3e		3850.86	19872.51		33	20	
	4e		3412.78	15437.46		33	20	
	5e		2978.61	11629.28		33	20	
	6e		2545.44	8449.91		32.6	20	2*(8HA20+6HA16+30HA10)=60.76m²
	7e		2123.001	5768.19		32.6	20	
	8e		1702.46	3738.47		32.6	20	
	9e		1282.56	2336.73		32.6	20	2*(4HA20+10HA16+30HA10)=56.25cm²
	10e		864.77	1526.11		32.6	20	
	11e		444.44	1026.76		32.6	20	
v2	RDC	15x455	9759.51	12654.36	G+Q+Edy	35.4	20	2*(14HA20+18HA12)=64.34cm²
	1er		8625.67	11342.53		35.4	20	
	2e		1627.003	9091.35		35.4	20	
	3e		7469.44	9858.45		35	20	2*(14HA20+18HA10)=58.12cm²
	4e		6375.05	8295.48		35	20	
	5e		5330.45	6906.12		35	20	
	6e		4358.46	5613.01		34.6	20	2*[8HA20+6HA16+18HA10=51.34cm²
	7e		3470.88	4301.37		34.6	20	
	8e		2653.45	3252.14		34.6	20	
	9e		1282.44	1497.36		34.2	20	2*(4HA20+10HA16+318HA10)=46.82 cm²
	10e		767.15	829.98		34.2	20	
	11e		354.98	334.89		34.2	20	

V.4.6.4.. Armatures horizontales (Sens X)

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales : $A_h = \frac{A_v}{4}$

Tableau V.43. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	A_h (cm^2)	Espacement (cm)	A_h choisis (cm^2)
Suivant x	7.7	0.15	8.48	10	10HA12=11.31cm²
Suivant x	7.7	0.15	5.89	10	10HA10=7.85cm²

Tableau V.44. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements

Etage	L	N	M	Lt(m)	As_1	As_2	Amin RPA	choix cm²
RDC	7.3	5210.39	36352.4	3.01	43.98	43.98	16.425	2*[30HA12]=33.93
1er	7.3	4749.93	30669.29	2.96	43.98	43.98	16.425	2*[30HA10]=23.53
2e	7.3	4297.83	24914.53	2.88	43.98	43.98	16.425	2*[30HA10]=23.54
3e	7.3	3850.86	19872.51	2.79	43.98	43.98	16.425	2*[30HA10]=23.55
4e	7.3	3412.78	15437.46	2.67	43.98	43.98	16.425	2*[30HA10]=23.56
5e	7.3	2978.61	11629.28	2.51	43.98	43.98	16.425	2*[30HA10]=23.57
6e	7.3	2545.44	8449.91	2.31	37.2	37.2	16.425	2*[30HA10]=23.58
7e	7.3	2123.001	5768.19	2.02	37.2	37.2	16.425	2*[30HA10]=23.59
8e	7.3	1702.46	3738.47	1.63	37.2	37.2	16.425	2*[30HA10]=23.60
9e	7.3	1282.56	2336.73	1.21	32.67	32.67	16.425	2*[30HA10]=23.61
10e	7.3	864.77	1526.11	1.13	32.67	32.67	16.425	2*[30HA10]=23.62
11e	7.3	444.44	1026.76	1.73	32.67	32.67	16.425	2*[30HA10]=23.63

Tableau V.45. Calcul l'espacements

Niveau	A_V (cm²)	$A_{min\ RPA}$	A_{Pot}	espacement
RDC	2*[30HA12=33.93cm²	16.425	43.98	20
1er	2*[30HA10=23.56cm²	16.425	43.98	20
2e	2*[30HA10=23.56cm²	16.425	43.98	20
3e	2*[30HA10=23.56cm131	16.425	43.98	20
4e	2*[30HA10=23.56cm132	16.425	43.98	20
5e	2*[30HA10=23.56cm133	16.425	43.98	20
6e	2*[30HA10=23.56cm134	16.425	37.2	20
7e	2*[30HA10=23.56cm135	16.425	37.2	20
8e	2*[30HA10=23.56cm136	16.425	37.2	20
9e	2*[30HA10=23.56cm137	16.425	32.67	20
10e	2*[30HA10=23.56cm138	16.425	32.67	20
11e	2*[30HA10=23.56cm139	16.425	32.67	20

Armatures horizontales (Sens Y)

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales : $A_h = \frac{A_v}{4}$

Tableau V.46. Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	A_h (cm²)	Espacement (cm)	A_h choisis (cm²)
Suivant y	4.55	0.15	5.09	20	7HA10=5.50cm²/S=20cm
	4.55	0.15	3.54	20	6HA10=4.71cm²/S=20cm

Tableau V.47. Le ferraillage final des voiles avec leurs espacements

Etage	L	N	M	Lt(m)	As_1	As_2	Amin RPA	choix
RDC	4.55	9759.51	12654.36	0.93	43.98	43.98	10.575	2*[18HA12=20.36cm²]
1er	4.55	8625.67	11342.53	0.95	43.98	43.98	10.575	2*[18HA12=20.36cm²]
2e	4.55	1627.003	9091.35	2.02	43.98	43.98	10.575	2*[18HA12=20.36cm²]

3e	4.55	7469.44	9858.45	0.96	43.98	43.98	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
4e	4.55	6375.05	8295.48	0.94	43.98	43.98	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
5e	4.55	5330.45	6906.12	0.93	43.98	43.98	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
6e	4.55	4358.46	5613.01	0.92	37.2	37.2	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
7e	4.55	3470.88	4301.37	0.86	37.2	37.2	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
8e	4.55	2653.45	3252.14	0.85	37.2	37.2	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
9e	4.55	1282.44	1497.36	0.77	32.67	32.67	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
10e	4.55	767.15	829.98	0.65	32.67	32.67	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]
11e	4.55	354.98	334.89	0.40	32.67	32.67	10.575	2*[18HA10=14.14cm²]

Tableau V.48. Calcul l'espacements

Niveau	A_V (cm²)	$A_{min\ RPA}$	A_{Pot}	espacement
RDC	2*[18HA12=20.36]	10.575	43.98	20
1er	2*[18HA12=20.36]	10.575	43.98	20
2e	2*[18HA12=20.36]	10.575	43.98	20
3e	2*[18HA10=14.14	10.575	43.98	20
4e	2*[18HA10=14.15	10.575	43.98	20
5e	2*[18HA10=14.16	10.575	43.98	20
6e	2*[18HA10=14.17	10.575	37.2	20
7e	2*[18HA10=14.18	10.575	37.2	20
8e	2*[18HA10=14.19	10.575	37.2	20
9e	2*[18HA10=14.20	10.575	32.67	20
10e	2*[18HA10=14.21	10.575	32.67	20
11e	2*[18HA10=14.22	10.575	32.67	20

. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.49: vérification des armateurs verticaux a l'ELS

voile	L cm	Achoisie	Nser	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
v1	730	77.91	7564.1	161.24	3.8	57.1	15	201.63
V2	455	64.34	4535.45	23.49	2.9	43.9	15	201.63

V.4.6.5. Vérification des contraintes :

Tableau .V.50 : Vérification des armatures

Voile	L(cm²)	T	ζ	ζbar	ζ<ζbar
Vx	730	198.96	1.2	5	CV
Vy	455	96.6	0.8	5	CV

CHAPITRE VI :

Etude De

L'infrastructure

VI.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles.

VI.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition :

$\sigma \max \leq \sigma adm \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

On a:

$Nser_A =$ 62587.185 KN ; $Nser_B =$ 53267.933 KN

$Nser_T = (2xNser_A + Nser_B) + Nser_{infrastructre}$

$Nser_{infrastructre} =$ Premblai + Psemelle + P a.poteau + P a.voile

$Nser_{infrastructre} =$ 73979.95 KN

$Nser_T =$ 252422.253 KN

$\sigma_{sol} =$ 1.8 bar

On a S ≥ 991.346 m²

On a choisi un débord de 2m

La surface totale de radier est : 1446 cm²

VI.3. Prédimensionnement de radier :

VI.3.1. Détermination d'épaisseur de la radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$hr \geq \frac{Lmax}{20}$

Avec: L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

Lmax = 7.3m

$\Rightarrow hr \geq$ 40 cm

Apres vérification on adopte un épaisseur de : 80 cm

VI.3.2. Prédimensionnement de nervure :

VI.3.2.1. Hauteur de nervure :

$h \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{730}{10} = 73$ cm

on prend h= 80 cm

VI.3.2.2. Vérification de poinçonnement :

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,

⇨ Nu = 3581.1 kN.

Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b)+2h]$$

a,b : les dimensions du poteau (85,55).

Nu < N limite ➡ 3581.1 KN < 3600 KN

On adopte un hauteur de 80 cm pour les nervures

VI.3.3. Vérification de stabilité vis a vis le renversement :

- **Centre de masse :**

Xg = 26.57 m
Yg = 14.06 m

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

- Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
- Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique.

Et :

- Mr= M0+V0h
- M0: Moment à la base de la structure.
- V0: L'effort tranchant à la base de la structure.
- M0, V0 : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V19.1
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

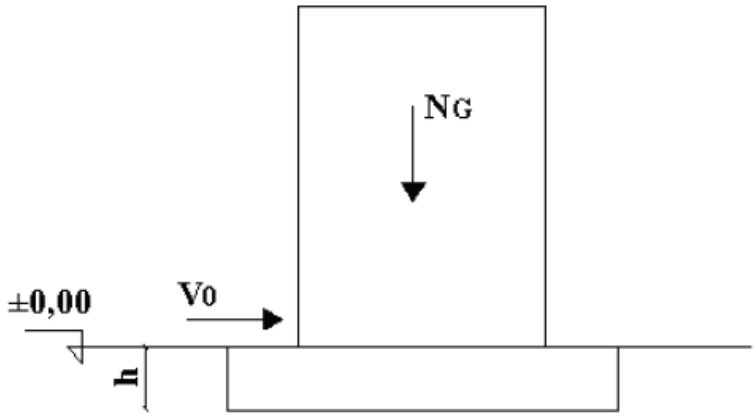


Figure VI.1 : Schéma statique du bâtiment

Msx=Ng. Xg

Mrx= 1122511.398 KN.m

Msy =Ng.Yg

Mry = 1122603.798 KN.m

Avec:

$N_g=N_{g1}+N_{g2}$

Et :

- N_{g1}: Poids propre de la superstructure.
- N_{g2}: Poids propre du radier.

Alors : N_{G1}= 178442.30 KN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25*1446*0,8=28920$ kN

Donc: N_G= 207362.303 KN

Msx = 5509616.391 KN.m

Msy = 2915513.98 KN.m

Sens x-x

Msx = 5509616.391 KN.m

Mrx= 1122511.398 KN.m

$\frac{M_s}{M_R}$ = 4.91 > 1.5 …. *CV*

Sens y-y:

Msy = 2915513.98 KN.m

Mry = 1122603.798 KN.m

$\frac{M_s}{M_R}$ = 2.6 > 1.5 …… cv

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.4. Vérification des contraintes sous le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \frac{244865.187}{1446} = 0.175 < 0.18MPa$$

VI.3.5. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le BAEL 91.
La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μx ,μy qui dépend du coefficient de

POISSON et du rapport : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

$\rho = \frac{4.7}{7.3} = 0.64 > 0.4$ la dalle travaille suivant deux direction

et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ …….sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y q L y^2$ …….sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée :
  Mtx= 0.85Mx
  Mty=0.85My

- Moment sur appuis:
  Max= May=0.3Mx (appui de rive)
  Max= May=0.5Mx (appui d'intermédiaire)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:
  $Mt_x = 0.75M_x$
  $Mt_y = 0.75M_y$

- Valeur de pression sous le radier :

  ELU: qu= 217.28 KN/m²
  ELS: qser= 169.33 KN/m²
- Valeur des moments en ELU ν=0

On prend le panneau le plus sollicité :

Tableau. VI.1 : valeur des moments en ELU

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Max	May
P1	4.7	7.3	0.64	0.0762	0.3524	365.61	128.86	274.21	96.64	182.81	64.43

- Valeur des moments en ELS ν=0.2

Tableau. VI.2 : valeur des moments en ELS

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Max	May
P1	4.7	7.3	0.64	0.0819	0.5117	392.99	201.09	294.74	150.82	196.49	100.55

- Calcul de ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On calcul comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple.
Avec :
fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; σbc=14,17MPa ; fe=400MPa ; σs=348MPa ; b=100cm ; h=80 cm ; d= 77 cm ; c=3 cm

Tableau. VI.3 : Ferraillage de radier

	SENS	Mu (KN.m)	Acalculé (cm²)	Achoisi (cm²)	St (cm)
travée	x	274.21	10.4	11HA12=12.44cm²	10
	y	96.64	8.1	11HA12=12.44cm²	10
appuis	x	182.81	8.1	11HA12=12.44cm²	10
	y	64.43	8.1	11HA12=12.44cm²	10

- **Vérification des contraintes a ELS**

Tableau. VI.4: Vérification des contraintes a ELS

	SENS	Achoisie (cm^2)	Mser (KN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
travée	x	12.44	294.74	2.9	228	15	348
	y	12.44	150.82	1.3	18.1	15	348
appuis	x	12.44	196.49	1.7	23.6	15	348
	y	12.44	100.55	0.9	12.1	15	348

- **Espacement *:***

Sens x-x : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Sens y-y : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

VI.3.6. Ferraillage du nervure :

VI.3.6.1. Vérification de cisaillement de nervure :

on a utilisé la modélisation avec ETABS2016 pour obtenir les valeurs des efforts

On doit vérifier :

$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.1\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa] fissuration Préjudiciable

$\bar{\tau}$= 2.5 MPa

Tableau. VI.5: Vérification de cisaillement de nervure

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Nervure 55x85	0.55	0.80	152.4975	F ELU	0.36	2.5

VI.3.6.2. Calcul des armatures :

- **Longitudinale :**

b =55 cm ; h=85cm ; d=82 cm ;L=7.2m ; qult=224.33 KN/ml; qser= 174.57 KN/m²

Tableau. VI.6: ferraillage des nervures

	Mu	Acalculé	Achoisi	st
Travée	285.45	11.0	5HA20 = 15.71cm²	15
Appius	472.83	18.7	5HA20+1CH20 = 18.75 cm²	15

VI.3.6.3. Vérification des contraintes a L'ELS :

Tableau. VI.7: Vérification des contraintes a L'ELS

	Achoisie	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	15.71	227.5911	2.5	138.8	15	201.63
Appuis	18.75	377.5055	3.5	191.7	15	201.63

- **Transversale :**

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

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

St ≤ 40 cm .
St=30 cm
St ≤ 20 cm
St= 20 cm
At ≥ 3.3 cm²

At choisis = 4.8 cm²

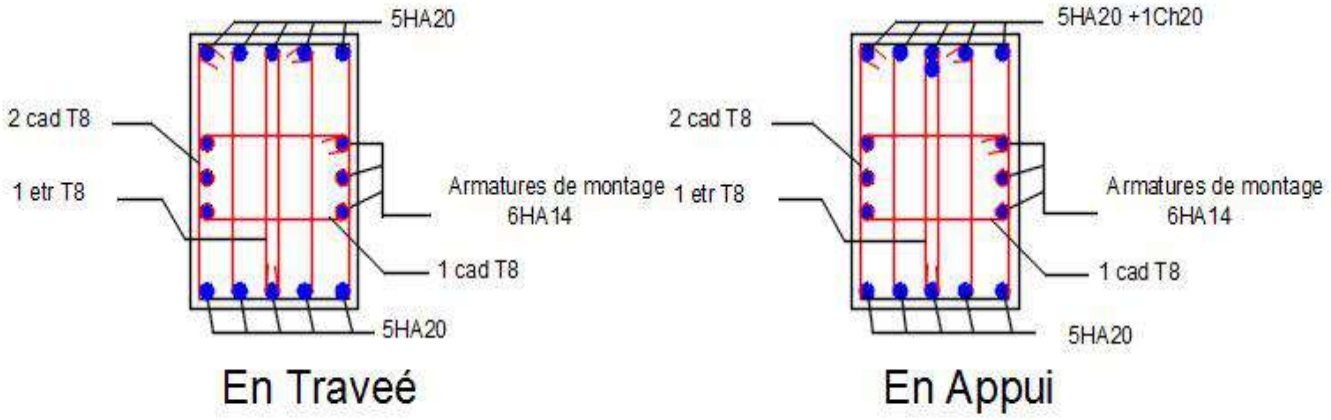


Figure VI.2 : disposition des armatures de nervure

Conclusion Générale

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tous ça en assurant l'économie et surtout la sécurité des usagers.
La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour
- connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type fondation (superficielle ou profonde)
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " Sap2000V19" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.
Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs.

Reference bibliographique

Documents réglementaires :

- ✓ Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.
- ✓ Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- ✓ Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
- ✓ Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- ✓ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- ✓ Precis de calcul de beton arme . H.RENAUD , J.LAMIRAULT
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment. tome 1 Henry Thonier.
- ✓ Calcul des fondations superficielles et profondes . Roger Frank
- ✓ Calcul pratique des fondations et de soutènement . ALI BOUAFIA .
- ✓ Cours Béton Armé

Mémoire fin d'étude :

- ✓ CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENTA USAGE D'HABITATION (R+7+UN ENTRE SOL) CONTREVENTE PAR DES VOILES EN BETON ARME (S.Zerouak

- ✓ Etude d'un bâtiment à usage administratif en (2S/S+RDC+17) contrevente par noyau centrale en béton arme (CHIKER , LAIDANI)

- ✓ CONCEPTION ET ETUDE D'UN HOTEL (R+9+2 SOUS-SOL) (TAIBI ,NAMAMSSI)

Les logiciels :

- ✓ SAP2000 version 19
- ✓ Etabs2016 v16.1
- ✓ ROBOT Expert BA
- ✓ AUTO CAD 2016.