REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département De la matière

Filière Génie civil

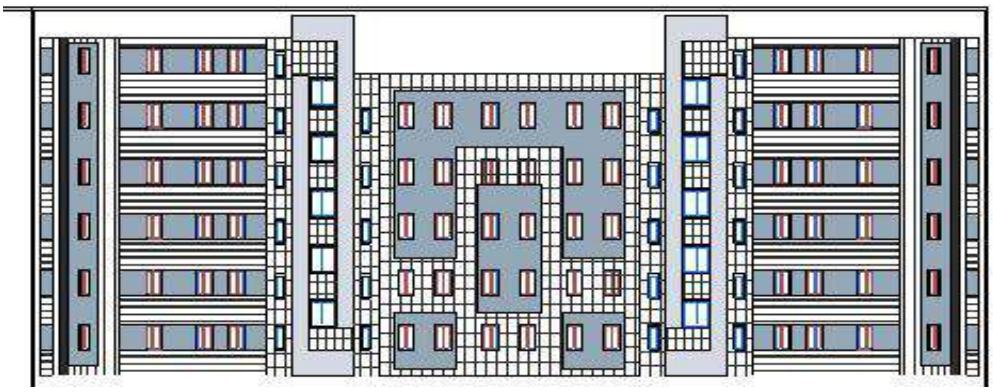
Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : **STRUCTURE**

THEME

CONSEPTION ET CALUL D'UN BATIMENT (SS+R+5)



Réalisé par :

_MAZARI MOUNIR

_LAIDANI HAMZA ABD ERRAOUF

Dirigé par :

M^me^H.HERNOUNE

Promotion: juin 2014

Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme.HARNON pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et le confiance qu'elle nous a accordée.

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

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

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

LAIDANI HAMZA ABDERRAOUF

Mazari monir

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père ·

Merci mes parents·

À mes très chers frères et sœurs·

À toute ma famille sans exception·

À tous mes amis et mes collègues·

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{AME} : HARNON

En fin, je remercie mon ami et binôme Mounir qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail·

LAIDANI HAMZA ABD ERRAOUF

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père.

Merci mes parents.

À mes très chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis et mes collègues.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{AME} : HARNON

En fin, je remercie mon ami et binôme Mounir qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MAZARI MONIR

Liste des tableaux

Tableau 1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours [3]…… ..….5

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……6

Tableau II.1 : dimensionnement des poteaux avec vérification……13

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….……14

Tableau II-3 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……15

Tableau II-4- charges permanentes du mur double cloison……..…16

Tableau II-5- charges permanentes du mur simple cloison……17

Tableau II.6 : les charges supporté par le poteau le plus sollicité……22

Tableau II-7 dimensionnement des poteaux…….……23

Tableau II-8: Tableau des charges permanentes……..……24

Tableau II-9: Tableau des charges permanentes…….24

Tableau II.10 : dimensionnement des poteaux avec vérification…….25

Tableau II.11 : dimensionnement des poteaux avec vérification……25

Tableau II-12: Détermination des sections des voiles. …….……26

Tableau II-13: Détermination des sections des voiles……28

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage.....……42

Tableau III.2. Calcul des moments……42

Tableau III. 3. Calcul des moments du parti B……43

Tableau III.4. Les résultats des calculs……46

Tableau.III.5 : donne les charges, surcharges et efforts à ELU et ELS……50

Tableau III. 6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……53

Tableau III. 7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS……53

Tableau III. 8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……54

Tableau III. 9.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELU)……59

Tableau III. 10.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELs)…….……59

Tableau III. 11. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)……..…60

Tableau III-12: Récapitulations des efforts BLOC A ……63

Tableau III.13. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS ……68

Tableau III. 14. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……69

Tableau III. 15. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS Récapitulation de l'effort du BLOC B71

Tableau III. 16. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……74

Tableau III. 17. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……75

Tableau III. 18. Résultats du résultat de la vérification……77

Tableau III. 19. Charge permanant du palier……..……80

Tableau III. 20. Charge permanant du paillasse……80

Tableau III.21 donne la combinaison des Charges l'ELU et l'ELS……81

Tableau III. 22 Récapitulation des résultats a ELU et ELS…….…….82

Tableau III. 23. Les donnée…….…….…….……..…82

Tableau III. 24. Calcul des sections d'acier de l'escalier……..…83

Tableau III. 25.: Les armatures de répartitions……..….83

Tableau III. 26.: Vérification de l'espacement…….83

Tableau III. 27. RESULTATS DE LA VERIFICATION A l'E.L.S……84

Tableau III. 28.: Vérification de la flèche de l'escalier……..……86

Tableau III. 29.: pré dimensionnement de la poutre palière……..……88

Tableau III. 30 : Les efforts agissants sur une poutre palière……..89

Tableau III. 31.: les données……..……90

Tableau III. 32.: Calcul des sections d'acier de la poutre palière…….……90

Tableau III. 33.: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière…….……93

Tableau III. 34: Combinaison ……..…..……94

Tableau III.35.Calcul des efforts……..……..……95

Tableau III.36.Vérification des contraintes du la dalle…….99

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse…….……103

Tableau IV.2.Centre de torsion…….……104

Tableau IV.3. Excentricité théorique ……..……105

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle……105

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale…….……..106

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A…….……107

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q…….……108

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes……..…….111

Tableau IV.9.:Coefficient de participation massique…….……111

Tableau IV.10: vérification des périodes……112

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique……113

Tableau IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques……..…..…113

Tableau IV.13.Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..……115

Tableau IV.14.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…115

Tableau IV.15.calcul du moment renversement…….……116
Tableau IV.16.calcul du moment stabilisant……116
Tableau IV.17.Vérification de stabilisation……..…116
Tableau IV.18.Vérification des déplacements inter-étage sens X et sens Y…..…..…..……117
Tableau IV.19.Vérification l'effet P- sens X et Y……...……118

Tableau IV.20.vérifications des sollicitations normales…….……119
Tableau IV.21.Calcul de centre de masse……121

Tableau IV.22.Calcul de centre de masse……122

Tableau IV.23.Calcul d'excentricité accidentelle……122

Tableau IV.24. Calcul de l'excentricité totale……..123
Tableau IV.25.Le comportement des trois premiers……..……125

Tableau IV.26.: Coefficient de participation massique……..……125

Tableau IV.27.: vérification des périodes…….……126

Tableau IV.28.Calcul de la force sismique…….……126
Tableau IV.29.Vérification de la résultante des forces sismiques…….……..…126
Tableau IV.30.Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….……128

Tableau IV.31.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….……128

Tableau IV.32.calcul du moment renversement…….……128

Tableau IV.33.calcul du moment stabilisant…….……129
Tableau IV.34.Vérification de stabilisation……129
Tableau IV.35.Vérification des déplacements inter-étage sens X……130
Tableau IV.36.Vérification des déplacements inter-étage sens y……..…...…130
Tableau IV.37.Vérification l'effet P- sens X.……131

Tableau IV.38.Vérification l'effet P- sens Y…….…….……132

Tableau IV.39.vérifications des sollicitations normales……..……..……132

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux……133

Tableau V.1. Les données de calcul……..……134

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc A……..……..135

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC A ……..……...136

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….…..……136

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……..…..……137

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…..….137

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA…….137

Tableau V.8. Calcul de $\overline{2}_u$ ……...……...….138

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……139

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….139

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……139

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres……..140

Tableau V.13. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle……143

Tableau V.14.Vérification des contraintes à l'état limite de service……..144

Tableau V.15. Calcul de $\overline{2}_u$ ……..……145

Tableau V.16. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..……..146

Tableau V.17. Les données de calcul……153

Tableau VI.18. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)…….……154

Tableau V.19. Vérification des armatures a ELS des voiles…….……156

Tableau V.20. Calcul des armateurs horizontaux ……157

Tableau V.21. Diamètre des armateurs transversaux……158

Tableau V.22. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc B……..……158

Tableau V.23. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC B ……..……159

Tableau V.24. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..…159

Tableau V.25. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……..…159

Tableau V.26. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…..160

Tableau V.27. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA……160

Tableau V.28. Calcul de $\overline{2}_u$ ……..……160

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……..…161

Tableau V.30. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…..…161

Tableau V.31. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……..…161

Tableau V.32. Vérification de la flèche des poutres……..…162

TableauV.33.Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle……..…164

Tableau V.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service……..…165

Tableau V.35. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..…166

Tableau V.36 .Les données de calcul……..…167

Tableau V.37. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)……..…168

Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles ……..……169

Tableau V.39.Calcul des armateurs horizontaux ……..……170

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux……..……171

Tableau VI.1.Per dimensionnement des semelles isolées……..……173

Tableau VI.2.Vérification des contraintes à ELS…….……174

Tableau VI. 3. dimensionnement finale des semelles isolées…….……174

Tableau VI.4.Vérification finale des contraintes à ELS……174

Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……...…175

Tableau VI.6.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……..…..…..…175

Tableau VI.7.Pré dimensionnement poutre de libage……..…….…..177

Tableau VI.8.Pré dimensionnement de la semelle…….177

Tableau VI.9.Vérification des contraintes à L'ELS…….……...…177

Tableau VI.10.Dimensionnement finale de la semelle……...……..178

Tableau VI.11.Vérification de contrainte à L'ELS……..…….……178

Tableau VI.12. Calcul des armatures principales à L'ELS…….…..……178

Tableau VI.13. Calcul des armatures principales à L'ELU……179

Tableau VI.14.le ferraillage finale de filante sous poteaux……..…….……179

Tableau VI.15. Longueur de scellement…….……..179

Tableau VI.16. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….……180

Tableau VI.17. Détermination des moments de la poutre de libage……...……180

Tableau VI.18. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…….……181

Tableau VI.19. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS...181

Tableau VI.20.calcule des armatures transversales de la poutre de libage…….182

Tableau VI.21. Calcul des armatures principales à L'ELS…….…182

Tableau VI.22. Calcul des armatures principales à L'ELU…….……..……182

Tableau VI.23. Choix finale armatures principales à L’ELU……...…….……183

Tableau.VI.24 .Vérification de la stabilité au renversement……...……183

Tableau VI.25. Longueur de scellement……..…...…184

Tableau VI .26.sollicitations aux l’ELU et L’ELS…….……185

LISTE DE FIGURE

CHAPITRE I

- Fig. I.1.Vue en plan du projet.……..…..……1
- Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton……..7
- Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier …….…….……....8

CHAPIRE II

- Fig. II.1: Sens poutrelles……12
- Fig. II .2 : Composants d'un plancher……..…….....……..13
- Fig. II.3: Composants d'un plancher courant……...……...…..14
- Fig. II.4: dimensionnement de plancher a corps creux…….……15
- Fig. II.5: Dimensions du corps creux……...…….15
- Fig. II.6: Composants d'un mur……16
- Fig II.7 : Dimensionnement de la poutre…….…….17
- Fig. II.8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité……..…….……21
- Fig. II.9: Coupe de voile en élévation……..…….27
- Fig. II.10. Coupe sur L'escalier…….……..28

CHAPIRE III

- Fig.III.1. Acrotère…….29
- Fig.III.2. Sollicitation de l'acrotère……..30
- Fig. III.3.Diagramme des efforts à l'ELU……..……..31
- Fig. III.4. Section de B.A à l'ELU……32
- Fig. III.5. Section de B.A à l'ELS…….……34
- Fig. III.6.Ferraillage de l'acrotère…….....37
- Fig.III.7. Disposition des armatures de la table de compression……..39
- Fig.III.8. Schéma de poutrelle……...……40
- Fig. III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A……..41
- Fig. III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B……...…….43
- Fig. III.11. Travée avec un seul étai au milieu……..44
- Fig. III.12. Travée avec deux étais espacés……...……44
- Fig. III.13. Travée avec trois étais espacés……..…..……45
- Figure.III.14. Travée avec quatre étais espacés……45
- Fig.III.15. Travée avec Cinque étais espacés……..…….46
- Fig. III.16. Choix de disposition des étaiements…….…..…….47

- Fig.III.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……..…..…..……52
- Fig. III.18.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….52
- Fig. III.19. Diagramme des moments fléchissant à ……..……54
- Fig. III.20 Diagramme des efforts tranchant à l'Els……..54
- Fig. III.21 Diagramme des moments fléchissant à l'Elu……..…….56
- Fig. III 22.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….……56
- Fig. III.23 Diagramme des moments fléchissant à l'Els…….……..58
- Fig. III 24.Diagramme des efforts tranchant à l'Els…….……58
- Fig III.25. Diagramme des moments……...……60
- Fig. III.26. III. Diagramme des efforts…….61
- Fig. III.27.Diagramme des moments fléchissant à l'Elu……...62
- Fig. III .28..Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….……..62
- Fig. III.29.Diagramme des efforts tranchante et moments fléchissant à l'Els……..63
- Fig. III.30. Schéma de la section des poutrelles en travée et en appuis……...……64
- Fig.III.31. ferraillage des poutrelles BLOC A…….……...…..77
- Fig. III.32. ferraillage des poutrelles BLOC B…….……78
- Fig. III.33.Représentation d'un escalier……...…….78
- Fig.III.34 : Schéma statique a l'E.L.U…….……..81
- Fig.III.35: Schéma statique a l'Els..…….…….82
- Fig.III.36: Dimensionnement de la poutre palière……..……..87
- Fig.III.37.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..…….89
- Fig.III.38Différents efforts dans la poutre (ELS)…….……89
- Fig. III.39.Diagramme des efforts internes (ELU)……..……96
- Fig.III.40.Diagramme des efforts internes (ELS)……...……..96
- Fig.III.41.ferraillage de la dalle…….……..101

CHAPIRE VI

- Fig.VI .1 : disposition de la viole vue en plan……102
- Fig.VI.2: vue en 3D…….……103
- Fig.VI .3: Inerties des voiles et des poteaux…….…….…….104
- Fig. IV.4 .Spectre de réponse…….……109
- Fig. IV.5.Le comportement des trois premiers modes…….……...……110
- Fig. IV.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..……..114
- Fig. IV.7.Distribution des forces sismiques……...…….……115

- Fig.VI.8 : disposition des voiles du bloc B…..……..……120
- Fig.VI.9: vue en 3D…….……121
- Fig.VI.10: Le comportement des trois premiers modes…….…...……..124
- Fig.VI.11.Largeur minimum du joint sismique……..133

CHAPIRE V

- Fig.V.1. Disposition des armatures pour les poutres……..138
- FigV.2. Ferraillages des poutres principalesPP1 (A) de la terrasse+ étage courant..140
- Fig.V.3. Ferraillages des poutres principales PP2(A) de l'étage courant +terrasse…141
- Fig V.4.Ferraillages des poutres secondaires (A) de la terrasse et Etage courant....141
- Fig.5.Ferraillage des poteaux des étages 4et 5eme niveaux…….…..…...…….147
- Fig V.6. Ferraillage des poteaux1+2+3eme niveaux……..147
- Fig V.7. Ferraillage des poteaux SS+ RDC……148
- Fig V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles……153
- Fig.9. Ferraillages des poutres principales (B) de la terrasse et Etage courant…….162
- Fig.10. Ferraillages des poutres secondaires (B) de la terrasse et Etage courant…163
- Fig V.11. Ferraillage des poteaux des SS+1erétage……167
- Fig V.12. Ferraillage des poteaux des étages 2 ; 5emeetage……167
- Fig V.13. Les armatures transversales et les épingles……..……..171
- Fig V.14. La zone de recouvrement des voiles……...…171

CHAPIRE V

- FigVI.1.Représentation des semelles filantes……..…..175
- Fig VI.2 .Semelle filante sous poteaux + sous poteaux et ……..…..…….176
- Fig VI.3.Ferraillage des longrines bloc A et B……..186

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu ;Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

📖[4] : BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000.

Manuels techniques :

📖 Cours de formation

Logiciels :

- SAP2000 V 16
- AUTO CAD 2012
- ROBOT EXPERT

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة عمارة غير منتظمة القياسات (**طابق أرضي**+5**طوابق+طابق تحت أرضي**) **الواقعة في** مدينة البويرة. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر.

قمنا بالدراسة الديناميكية **ثلاثية الأبعاد بواسطة**.(SAP2000 version 16.0)

تقوية البنية بواسطة جدران خرسا نية مسلحة كان ضروريا بما أن **الارتفاع الكلي فاق الارتفاع** المعمول به في **(**RPA99 version 2003**).**

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

RESUME

Le présent projet de fin d'étude, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan composé d'un RDC + 5 étages+Sous-sol situé à BOUIRA. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément aux règles BAEL 91 Modifié 99, CBA93, RPA99 version 2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul (SAP2000 version 16.0).

Le renforcement de la structure par l'ajout des voiles de contreventement, a été nécessaire vu que la hauteur totale dépasse la valeur exigé par le RPA99 version 2003.

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

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building of irregular form in plan composed of a ground and 5 floors located andUnderground in BOUIRA. The meadow dimensionality of the elements carriers of the structure has been made in accordance with the rules BAEL 91 Modified 99, CBA93, RPA99 version 2003.

The seismic analysis of the structure has been achieved by the software of calculation (SAP2000 version 16.0).

The backing of the structure by the addition of shells was necessary since the total height passes the value required by the RPA99 version 2003.

Lastly, we studied the infrastructure while calculating the foundations.

Introduction générale

Ce travail est une étude et conception, dimensionnement des éléments de la structure et de vérification d'un bâtiment constitue deux blocs en (R+5+SS). Les trois premiers chapitres font l'objet d'une présentation de l'ouvrage, d'une détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux utilises, Pré dimensionnement des éléments résistants et calcul des éléments secondaires avec toutes les vérifications nécessaire.

Aux 4^{eme} chapitres on détermine les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure.

L'analyse dynamique effectuée a l'aide d'un logiciel de calcul des structures (SAP 2000.V. 16).

L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre.

Dans le sixième chapitre on procède a l'étude de l'infrastructure, le choix de type de fondation le plus convenable et le ferraillage (fondations et longrines).

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à analyser, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.
L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de 5étages plus un sous-sol.

I.1. destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des, éléments résistants d'un ouvrage (RDC+5+Sous-sol) en béton arme contreventépardes voiles, (Voir plans ci-après).

- **Usage de projet :**

Notre projet est une résidence universitaire qui est classé selon le RPA 99 version 2003 dans le groupe d'usage 02.

- **Situation :**

L'ouvrageétudie sera implantéàBOUIRA, qui est classée selon le RPA 99 version 2003(ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité zone IIa.

- **Description de l'ouvrage :**

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de deux blocs, un bloc d'hébergement en chambrescomporte06niveaux(R+5) plus un sous-sol d'hauteur totale égala a 21.42 m et un autre bloc de la cage d'escalier en (R+5) séparer par un joint sismique.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bloc est de forme irrégulière, dont les caractéristiques sont :

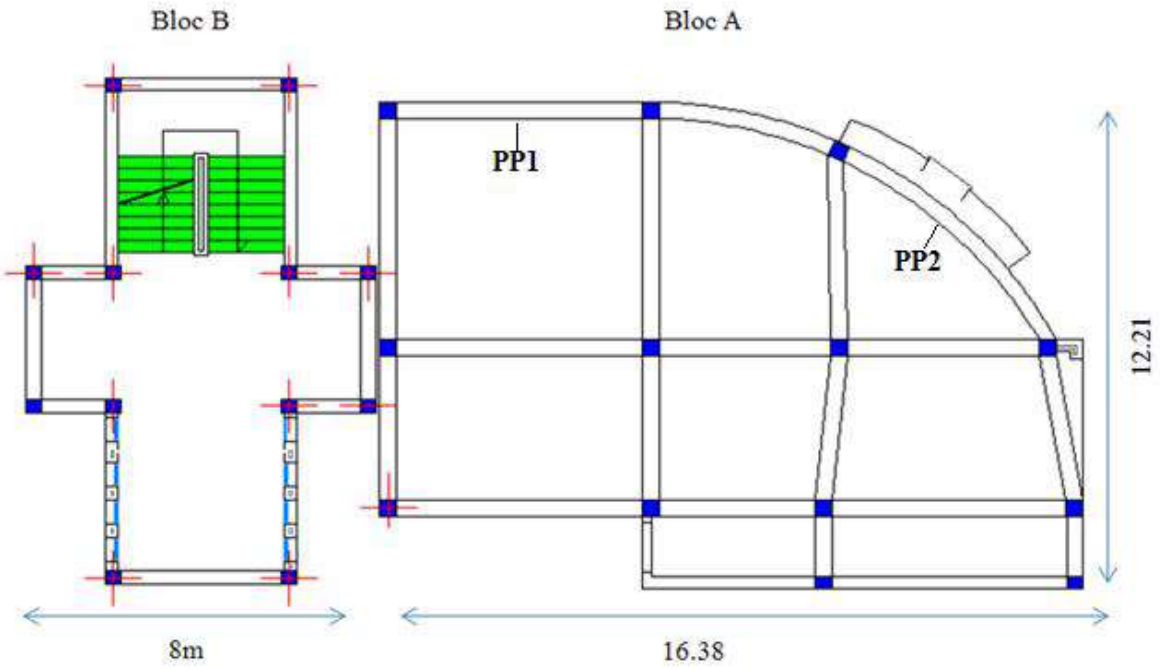


Fig. I.1.Vue en plan du projet.

- **Dimensions**

	Dimensions en plans	**Dimensions en élévation**
Bloc A	Longueur : 16.38m Largeur: 11.8 m	Hauteur totale: H=21. 42 m Hauteur de l'étage courant: h=3.06m Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m Hauteur de l'sous-sol:...… hss=3.06 m
Bloc B	Longueur : 8 m Largeur : 12.21m	Hauteur totale : H=18. 36 m Hauteur de l'étage courant: h =3.06m Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m

- **Système de contreventement**

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

Planchers

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Plancher corps creux ;
- Plancher dalle plaine.

- **Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

– Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm ;
– Murs intérieurs (simple cloison).

- **L'acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

- **Escalier**

La circulation entre les étages de notre structure est assurée par un escalier droit avec deux volées.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

- **caractéristique du Béton :**

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

- **ciment** : Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

– Résistance mécanique.
– Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CPA325**)

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

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

I.3.2. Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension <6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.3. Béton armé: le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

* les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement ,et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.3.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.3.2. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (¤ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \le 40\ Mpa \quad F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\ Mpa \qquad [3]$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau 1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours [3]

f_{c28} **(MPa)**	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.3.3.3. Résistance caractéristique à la traction :

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

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

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

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$$

Avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.3.4. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / \ a}{\Delta_l / \ l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

¬ = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

I.3.3.5. Module de déformation longitudinale:

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

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

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

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

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$

soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}$ MPa [1]

I.3.3.6. Acier :

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

a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	¤ 6*et*¤ 8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq ¤ \leq 6$	520

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5$ MPa]. [1] Art.2.2.1.

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

➢ E.L.U de résistance :

i. Contrainte du béton en compression :

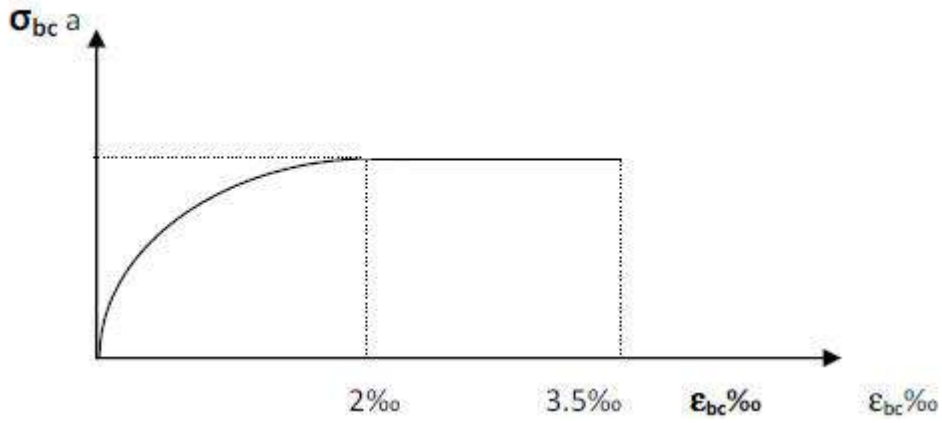


Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression

$\pm_{bc}$ est donnée par la formule:

$$\overline{\pm_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta . ¥_b} \qquad [1]$$

Avec : $¥_b$: coefficient de sécurité,

tel que :

¥$_b$ = 1,5 Pour une combinaison fondamentale ;

¥$_b$ = 1,15 Pour une combinaison accidentelle.

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

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

¯ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

ii. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

iii. Contrainte limite de l'acier:

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

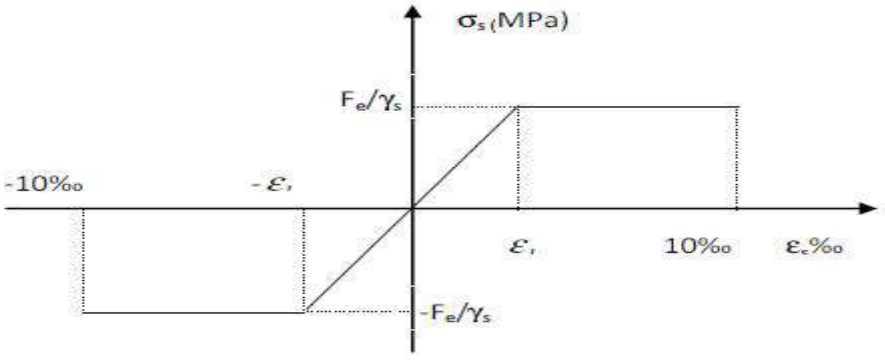


Fig. I.3 : **Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]M**

Avec :

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

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

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

£$_s$: Allongement ou raccourcissement de l'acier

£$_l$: Allongement ou raccourcissement limite

£$_s$ = sFe/¥$_s$. E_s d'où : £$_s = \Delta L / L$

➢ A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\pm_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$ [1]

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\pm_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{¦ f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\pm_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{¦ f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

¦ : Coefficient de fissuration tel que :

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

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\,MPa \\ 2.5\,MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

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

II.1.Pré-dimensionnement

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

II.1.1. Les planchers

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

II.1.1.1. Plancher à corps creux :

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

$$\mathbf{(L/25)} \quad \text{á} \quad \mathbf{h_t} \quad \text{á} \quad \mathbf{(L/20)}$$

Avec :

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

Bloc A :

L = 5.88 m d'où alors $23.52\text{cm} \leq h_t \leq 29.00\text{ cm}$

On adoptera $\mathbf{h_t = 25\ cm}$ telle que : $h_t = d + e$

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (20+ 5)\ cm}$.

Bloc B :

L = 4.2 m d'où alors $0.168\text{cm} \leq h_t \leq 21.00\text{ cm}$

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

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

II.1.1.2. Dalle pleine :

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

i. Critère de résistance :

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

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

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où :

Ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii. Sécurité contre l'incendie :

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

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

iii. condition d'isolation acoustique : Ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance **500/50 á *ep* á 500/40 Ĝ 10.00 á *ep* á 12.50**
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

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

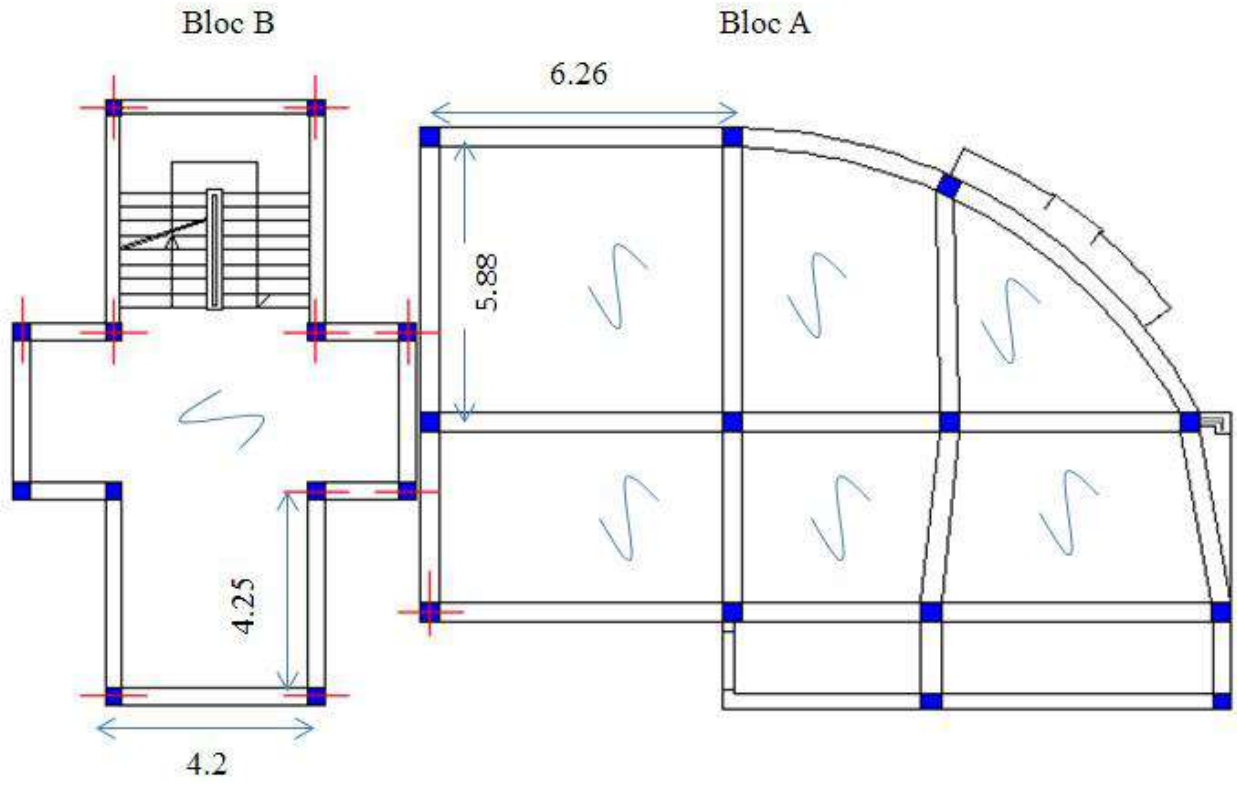


Figure II.1: Sens poutrelles

II.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.1.2.1. Plancher terrasse

II.1.2.1.1. Charges permanentes :

Le tableau suivant montre les valeurs des charges permanentes :

Tableau II.1 : dimensionnement des poteaux avec vérification.

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.8**

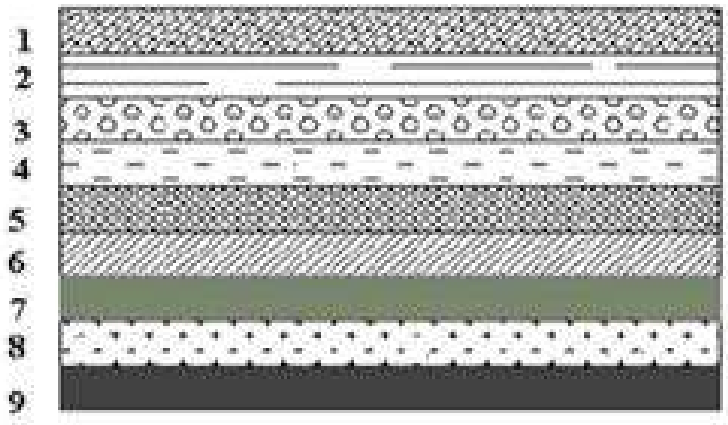


Fig. II .2 : Composants d'un plancher terrasse

II.1.2.1.2. Surcharges d'exploitation:

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m^2**

Les plancher courant (hébergement en chambres) : Q**= 1.5 KN/m^2**

II.1.2.2. Plancher courant :

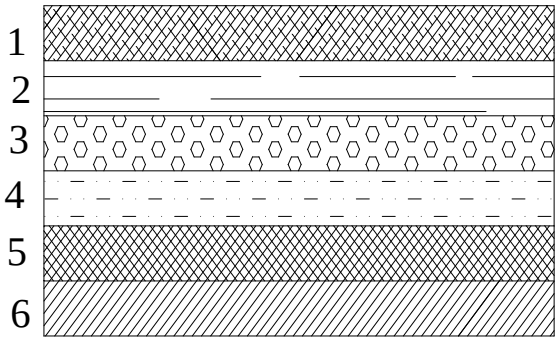


Fig. II.3: Composants d'un plancher courant

II.1.2.2.1. Charges permanentes

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (20+5)	0.2+0.05	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.40**

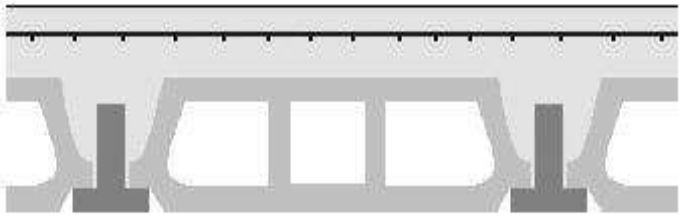


Fig. II.4: dimensionnement de plancher a corps creux

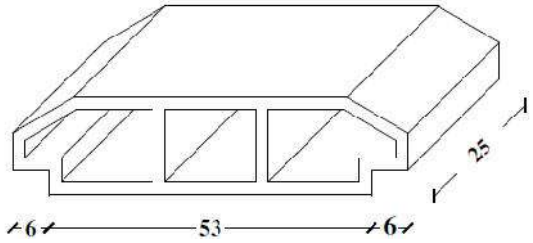


Fig. II.5: Dimensions du corps creux

II.1.2.2.2. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) :

Tableau II-3 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

II.1.3. surcharges d'exploitation

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

II.1.3.1. Maçonnerie

II.1.3.1.1. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II-4- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.72**

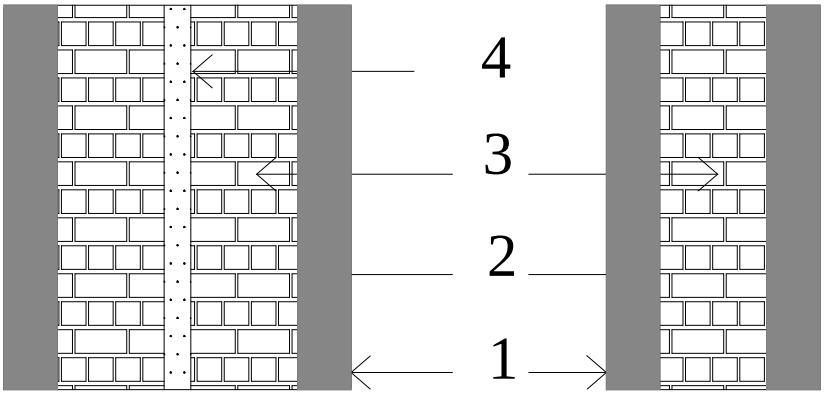


Fig. II.6: Composants d'un mur

II.1.3.1.2. Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II-5- charges permanentes du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.2	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

II.1.4. Les poutres :

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

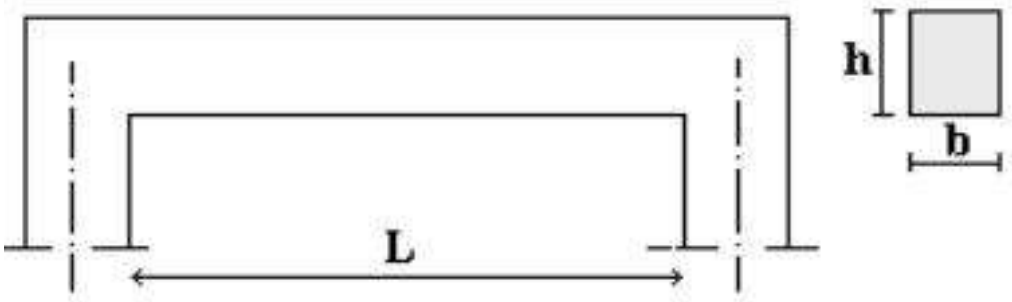


Fig. II.7 : Dimensionnement de la poutre

II.1.4.1. Pré dimensionnement :

Elles sont prédimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

$L/15 \leq h \leq L/10$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

II.1.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99:

Pour la zone III (zone de forte sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$ [1]

$h \geq 30cm$ [2]

$h/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max (b_1/2 , h_1/2)$

II.1.4.3. Poutres principales : les distances sont prises entre axe

BLOC A :

PP1 :

On a $\mathbf{L_{max}= 6.26\ m}$

Alors : $0.46 \leq h \leq 0.62$ On prend $h = 50cm$

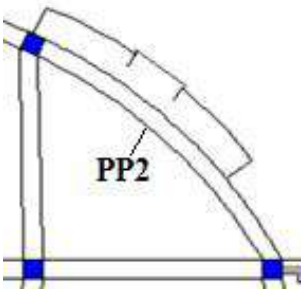
$15.00 \leq b \leq 35.00$ On prend $b = 30\ cm$

PP2:

On a L_{max} **= 6.96m**

Alors : $0.48 \leq h \leq 0.70$ On prend $h = 60\ cm$

$15.00 \leq b \leq 35.00$ On prend $b = 30\ cm$



BLOC B :

On a $\mathbf{L_{max}= 4.66\ m}$

Alors : $0.31 \leq h \leq 0.46$ On prend $h = 40cm$

$12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend $b = 30\ cm$

- ✓ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20\ cm$ (C.V)

$h = 50 > 30\ cm$ (C.V)

$h/b = 1.66 \leq 4.0$ (C.V)

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$ (C.V)

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.1.4.4. Poutres secondaires :

BLOC A :

On a **:** $\mathbf{L_{max} = 5.88m}$

Alors : $39.2cm \leq h \leq 52cm$ On prend $h = 40$ cm

Et $12.50 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30cm$

BLOC B:

On a **:** $\mathbf{L_{max} = 4.20\ m}$

Alors : $28cm \leq h \leq 42cm$ On prend $h = 40$ cm

Et $12.50 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30cm$

- ✓ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

$b = 30 > 20$ cm (CV)

$h = 40 > 30$ cm (CV)

$h/b = 1.33 \leq 4$ (CV)

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.1.5. Les poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.1.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

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

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

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

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

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

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

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

Avec:

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

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

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.1.5.2. Détermination des charges et surcharges :

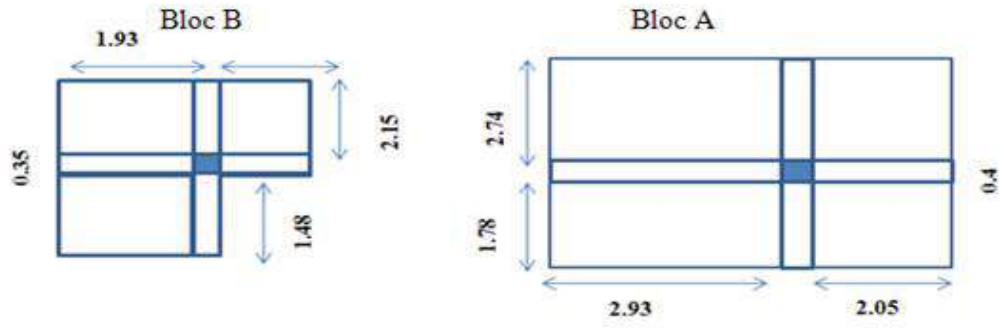


Figure II.8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité

a. Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

		Surface [m²]	**G [Kn/m^2]**
Bloc B	Plancher terrasse	10.99	6.4
	Plancher étages	10.99	6.00
	La surface nette de plancher	8.53	
Bloc A	Plancher terrasse	28.27	6.8
	Plancher étages	28.27	6.4
	La surface nette de plancher	25.42	-

b. Détermination des charges permanente totale de structure :

- ✓ **charges poutre =Lp*hp*bp*25**
- ✓ **charges poteau=hp*(a*b)*25**
- ✓ **charges plancher =Sp*Gp**
- ✓ **Tableau II.6 : les charges supporté par le poteau le plus sollicité**

	CHARGES PP	**CHARGES PS**	**CHARGES POTEAUX**	**CHARGES PLANCHER**	**POIDS TOTAL (KN)**	**G_{CUM}**
5	20.175	14.79	12.24	138.31	185.51	185.515
4	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	362.895
3	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	540.275
2	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	717.655
1	20.17	14.79	19.125	130.18	184.26	895.035
RDC	20.17	14.79	19.125	130.18	184.26	1079.3
SS	20.175	14.79	12.24	130.18	185.51	1263.565

- **Surcharge d'exploitation:**

Base sur la descente des charges, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le **[CBA93].**

La descente des charges s'effectuée à partir du plancher terrasse jusqu'au sous-sol.

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0+ Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0+ 0{,}95 (Q_1+ Q_2)$

(Étage 3). $Q_0+ 0{,}90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$

(Étage 4) $Q_0+ 0{,}85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$

(Étage n) $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+\ldots..Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $[\mathbf{n \geq 5}]$. Avec la hauteur n si la hauteur d'étage

NIVEAU	DEGRESSION	BLOCB Q_{CUMULE} [KN]	BLOCA Q_{CUMULE} [KN]
05eme	Q_0	8.53	25.46
04eme	$Q_0 +Q1$	21.32	63.85
03eme	$Q_0 + 0.95 (Q_1+ Q_2)$	32.75	98.02
02eme	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	43.07	128.57
01ere	$Q_0 + 0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	51.81	155.3
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	59.5	178.22
sous sole	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_{5+SS})$	92.92	426.45

c. Détermination de l'effort normal ultime :

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

Nu=1.35G+1.5Q

d. dimensionnement des poteaux:

Le tableau suivant montre le choix des sections des poteaux de notre structure

Tableau II-7 dimensionnement des poteaux

Bloc A	Sous-sol	RDC	**1éme étage**	**2éme étage**	**3éme étage**	**4éme étage**	**5éme étage**
	50×50	**50×50**	**45×45**	**45×45**	**40×40**	**40×40**	**40×40**
Bloc B	**40×40**	**40×40**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**

Les tableaux suivant montrent les charges permanentes et exploitation pour les deux partie de noter bloc :

Pour bloc A :

Tableau II-8: Tableau des charges permanentes

	G (Kn)	G_{cum} (kn)	Q (Kn)	Nu (Kn)	1,1Nu (Kn)
5	185.515	185.515	25.46	2207.71	317.50
4	177.38	362.895	63.85	2207.71	644.25
3	177.38	540.275	98.02	2207.71	964.04
2	177.38	717.655	128.57	2207.71	1277.86
1	177.38	895.035	155.3	2207.71	1585.37
RDC	184.265	1079.3	178.22	3587.75	1896.82
SS	184.265	1263.565	426.45	3587.75	2580.04

Pour bloc B :

Tableau II-9: Tableau des charges permanentes

	G (Kn)	G_{cum} (kn)	Q (Kn)	Nu (Kn)	1,1Nu (Kn)
5	75.42	75.42	8.53	114.612	126.07
4	72.34	147.76	21.32	231.456	254.60
3	72.34	220.1	32.75	346.26	380.88
2	72.34	292.44	43.07	459.399	505.33
1	72.34	367.65	51.81	574.042	631.44
RDC	75.21	442.86	59.5	687.111	755.82
SS	75.21	518.07	92.92	864.327	950.7653

Les tableaux suivante montrer le dimensionnement des poteaux avec la vérification

1.1 Nu ≤ Nu

Pour bloc A :

Tableau II.10 : dimensionnement des poteaux avec vérification.

	d(mm)	Br(mm²)	L0(mm)	Λ	A	AS (mm2)	Nu KN	1.15Nu KN	1.1Nu ≤ Nu
5	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	317.50	cv
4	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	644.25	cv
3	400	184900	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	964.04	cv
2	450	184900	3.06	18.55	0.80	202.5	2857.91	1277.86	cv
1	450	144400	3.06	18.55	0.80	202.5	2857.91	1585.37	cv
RDC	500	230400	3.06	14.84	0.82	250	3587.75	1896.82	cv
SS	500	230400	3.06	14.84	0.820	250	3587.75	2580.04	cv

Pour bloc B:

Tableau II.11 : dimensionnement des poteaux avec vérification

	d (mm)	Br (mm²)	L0 (mm)	Λ	A	AS (mm2)	Nu KN	1.15Nu KN	1.1Nu ≤ Nu
5	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	126.0732	cv
4	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	254.6016	cv
3	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	380.886	cv
2	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	505.3389	cv
1	350	108900	3.06	21.20	0.80	122.5	2207.71	631.44675	cv
RDC	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	755.8221	cv
SS	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	950.7653	

Toutes les conditions de RPA99+ modification et compléments aux RPA99 sont vérifiées.

Donc en prendre les sections suivantes :

Tableau II-12: Détermination des sections des voiles.

bloc A	**Sous-sols**	**RDC**	**1éme étage**	**2éme étage**	**3éme étage**	**4éme étage**	**5éme étage**
	50×50	**50×50**	**45×45**	**45×45**	**40×40**	**40×40**	**40×40**
bloc B	**40×40**	**40×40**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**

II.1.6. Les 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.

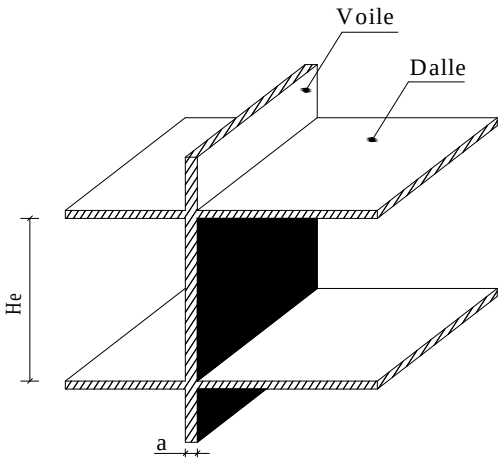


Fig. II.9: Coupe de voile en élévation.

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

Pour notre structure: **a** ≥ MAX **(he / 22**, **15 cm).**

On obtient : h_e /22 = 13.9 cm alors **a** ≥ max (13.9cm ; 15cm)= **15 cm**

En revanche h_e=3.06-0.35= 2.71 m (POUR LES ETAGES COURANTS ET LE RDC)

On trouve : he/22 = 12.32 cm alors ; **a** ≥ max (12.32cm ; 15cm)= **15 cm**

Et après l'analyse dynamique on a changé l'épaisseur qu'on adopter dont l'étape de pré dimensionnement tell que les sollicitations est grand. Les valeurs sont résumer dont le tableau suivent.

Tableau II-13: Détermination des sections des voiles.

Etage		**sous-sol**	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
L'épaisseur (cm)	Bloc A	20	20	20	20	20	20	20
L'épaisseur (cm)	Bloc B	20	20	20	20	20	20	20

II.1.7. Escalier :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier droit à deux volées parallèles allant en sens inverse, avec un palier intermédiaire.

Les dimensions du giron (marche) et de la contre marche figurent déjà sur les plans d'architectures. L'épaisseur de la paillasse sera calculée à partir de l'inégalité suivante :

L/35 ≤ e ≤ L/30 alors **466/35 ≤ e ≤ 466 /30**

13.31cm ≤ e ≤ 15.53cm. Soit : e = 15 cm

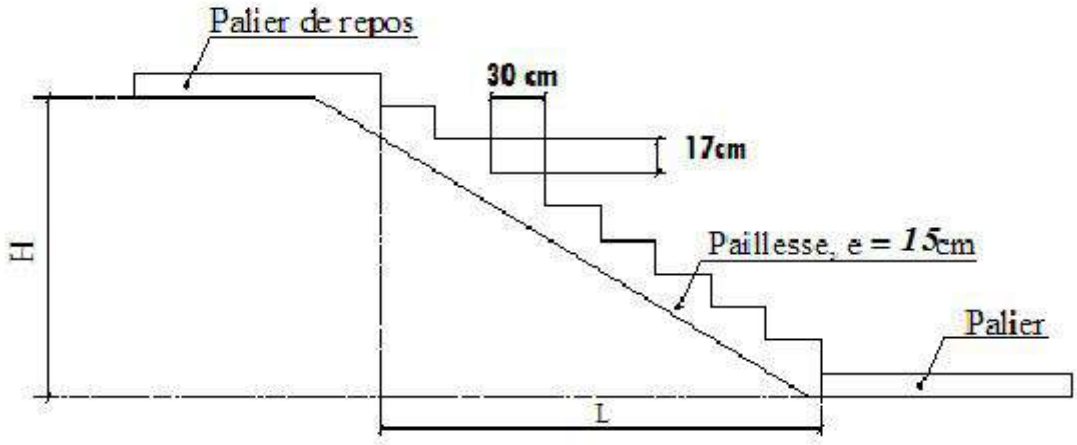


Fig. II.10. Coupe sur L'escalier

L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm

Hauteur H=60cm

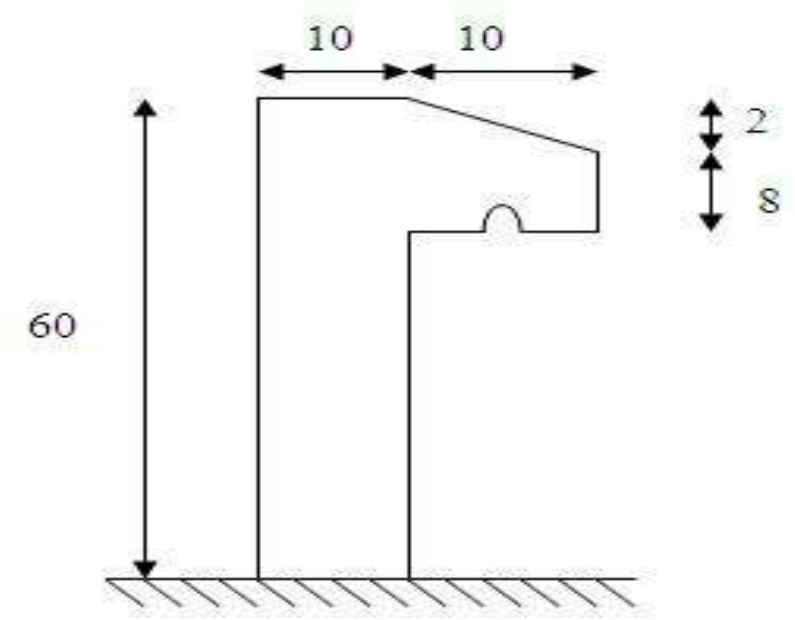


Figure III.1. Acrotère

Evaluation des charges

a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = °_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G = °_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2.10^{-2} = 0,392 kN/ml$$

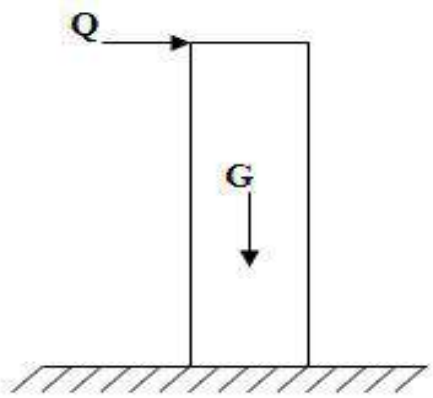


Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère

b. Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

L'action des forces horizontalesQ_h ;(F_p).

L'action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p$ …..(6-3)[**1]**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone III et le groupe d'usage appropriés [A=0,25]……groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)[**1**]……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,12kN.

F_p=4x0, 25x0, 8x2, 12=1,70kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{array}{l} F_p = 1,70KN \\ 1,5Q = 1,5KN \end{array}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,70KN$$

Donc pour une bande de *1m* de largeur

G=2,12kN/ml et Q_h=1,70KN/ml

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U : N_u=1,35G=2,86kN

M_u=1,5.Q_h.h=1,53kNm

T_u=1,5.Q_h=2,55kN

E.L.S : N_{ser}=G=2,12kN

M_{ser}=Q_h.h=1,02kNm

T_{ser}=Q_h=1,70kN

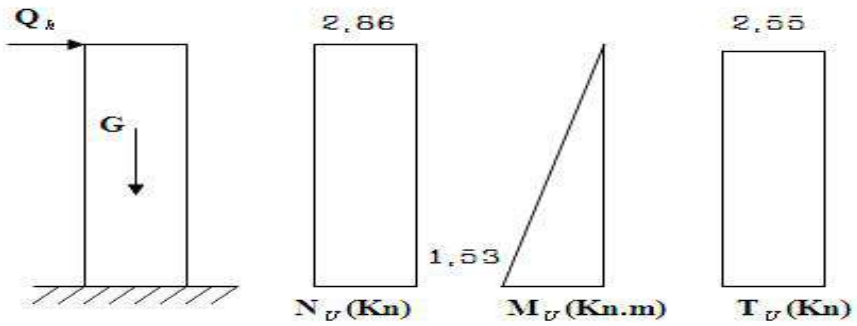


Figure III.3.Diagramme des efforts à l'ELU

Ferraillage de l'acrotère :

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=3cm ; fe=400MPa

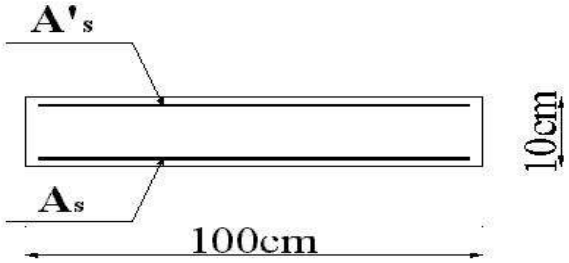


Figure III.4. Section de B.A à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité**

-

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1.35}{2{,}86} = 47.20cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 3 = 2cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1.41kN.m$$

$$« = \frac{M_f}{bd^2 \pm_{bc}} = 0{,}020$$

$« \prec «_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sim = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2«}\right) = 0{,}025$$
$$Z = d(1 - 0{,}4\sim) = 6{,}93cm$$
$$« = 0{,}020 < 0{,}186 \Rightarrow ,_s = 10\% \quad et \quad \pm_s = \frac{fe}{¥_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f(M_f) \qquad A_{sf} = \frac{M_f}{Z \pm_s} = 58{,}47mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \dfrac{N_u}{\pm_s} = 50.25mm^2$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0{,}50cm^2 \end{cases}$$

Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 » :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000};0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=7cm

$$A_s^{min} \geq Max\left\{1cm^2;0,85\ cm^2\right\}=1\ cm^2$$

Donc :

On opte finalement pour 6T6=1,70cm^2

Avec un espacement $S_t=\frac{100}{5}=20cm$

Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

On choisit4T6=1,13cm^2 avec un espacement. $S_t=\frac{60-4}{3}=\frac{56}{3}=18cm$

Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}=48,11cm$$

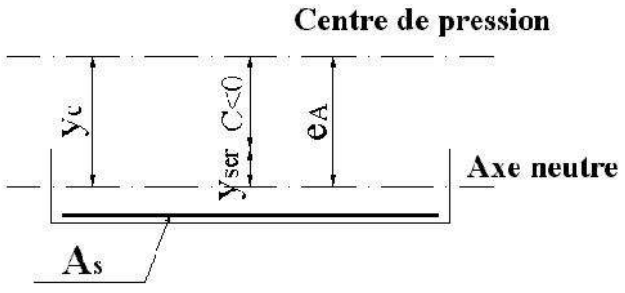


Fig. III.5. Section de B.A à l'ELS

On a :

$e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC).*

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C=d-e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50.11cm \Rightarrow C = -43.11cm \Rightarrow (C \prec 0)$$

D'après le " **BAEL 91 modifié 99** ", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - C)\frac{A_s}{b} = -5569.29cm^2 \\ et \\ q = -2C^3 - 6n(C - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - C)^2 \frac{A_s}{b} = 153142.63cm^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 2.13*10^9$$

$$\cos \ddot{} = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = 0.96 \Rightarrow \ddot{} = 163.74°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 86.17cm$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 120\right) = -85.78cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3}\right) = 49.94cm$$

$$y3 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 240\right) = 35.84cm$$

La solution qui convient est : y_c=49,94cm

Car : $0<y_{ser}=y_c+c<d$

$0<y_{ser}=49,94-43,11=6,83cm<7cm$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 6.83cm \\ y_c = 49.94cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + n\left[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2\right] = 10621.14cm^4 \Rightarrow n = 15$$

Vérification des contraintes :

a. Contrainte de béton

$$\pm_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)y_{ser} \leq \overline{\pm}_{bc} = 0,6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\pm_{bc} = \left(\frac{2,12.10^3 x49,94x10}{10621,14x10^4}\right)x6,83x10 = 0.68\,MPa < \overline{\pm}_{bc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \text{.....Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \text{.....Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \text{.....}(\eta = 1{,}6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0{,}24MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 5.43MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1.5.10^3}{70x10^3} = 0{,}021MPa < \overline{\tau}_u \text{.....vérifiée}$$

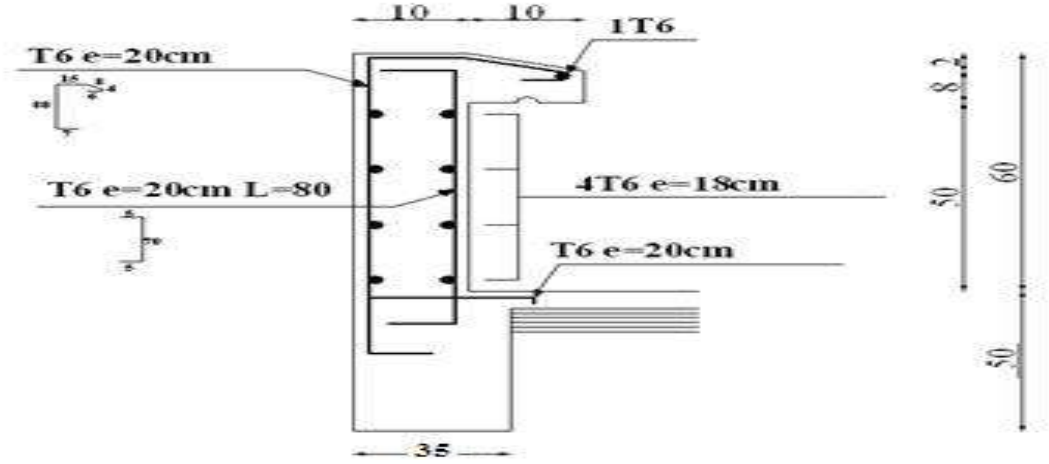


Figure III.6.Ferraillage de l'acrotère.

Plancher àcorps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cmd'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur

L'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

Plancher à corps creux

On a 2 types de plancher en corps creux :

- Plancher d'épaisseur **25cm**. Partie **A**
- Plancher d'épaisseur **20cm** Partie **B**

La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$a1 \geq 20$ cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$a2 \geq 33$ cm

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

$$A_{\perp} \geq \begin{cases} A_{\perp} \geq 200/fe \text{(MPa)} & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} & \text{si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{cm} \end{cases}$$

Avec :

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

- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé seraà maillage carré de 20cm x 20cm.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50 cm≤ (L=65 cm) ≤ 80cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} = \frac{4(65)}{520} = 0.5$ cm² /ml

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

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25$ cm² /ml

On choisira:

$A_{\perp}$= 5T5 = 0.98 cm² ; $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

$A_{//}$= 4T5 = 0.78 cm² ; $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

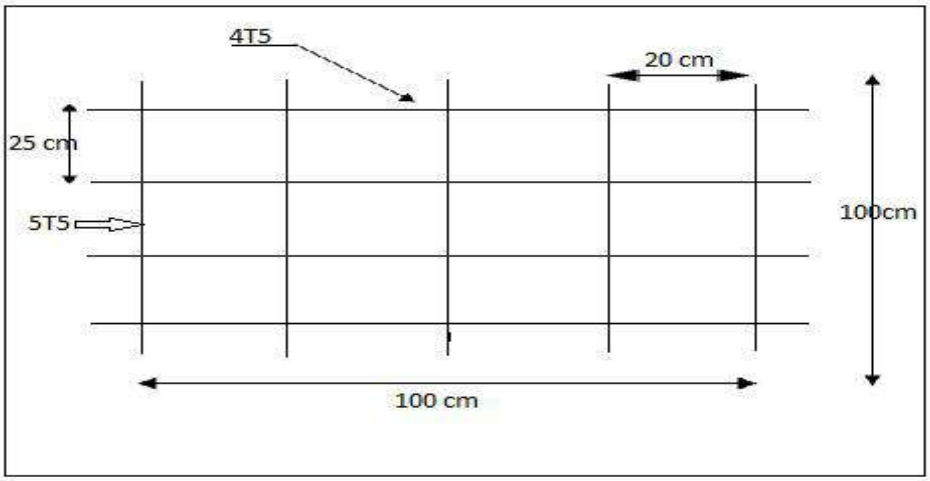


Figure III.7. Disposition des armatures de la table de compression

Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

b_0 = (0.4 à 0.6)* h_t

Sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

¨ Avant coulage.

¨ Apres coulage.

b.Plancher de l'épaisseur 25cm :

$b1 \leq \min\left(\frac{L_X}{2} ; \frac{L_Y}{10}\right)$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

- $b1 \leq \left(\frac{53}{2} ; \frac{375}{10}\right) = (26{,}5 ; 37{,}5)$ cm.

Soit : b1 = 26,5cm

- $b = 2*b1 + b_0 = 2 * 26{,}5 + 12 = 65$ cm

Donc : **b= 65cm**

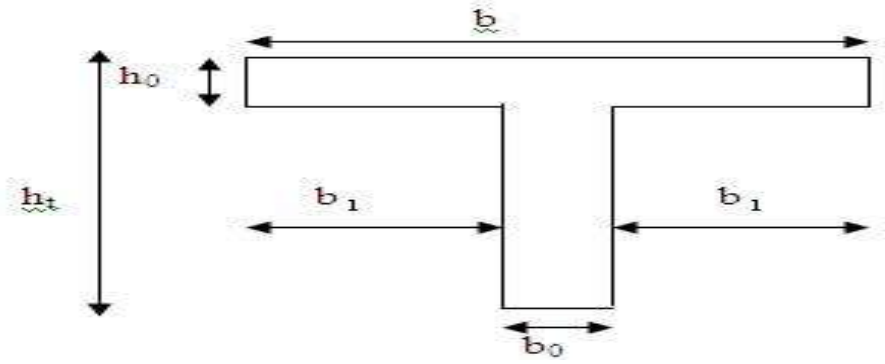


Fig. III.8. Schéma de poutrelle

Calcul Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la Surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant coulage.
- ❖ Après coulage.

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

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 x 5,88] → Q = 2,94 KN.

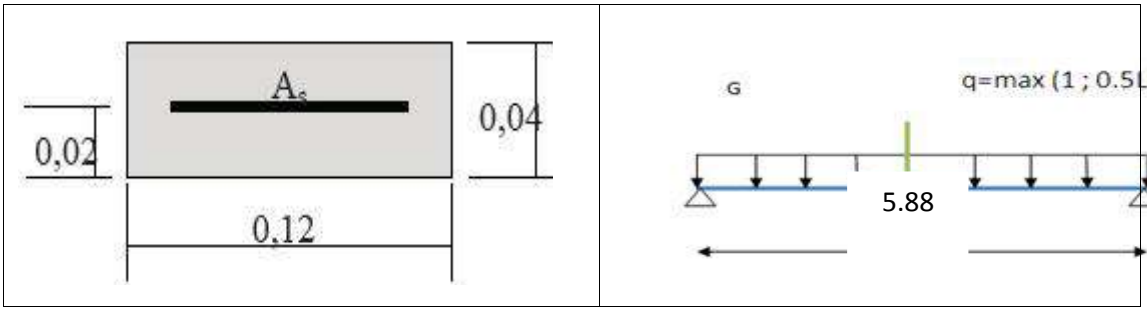


Figure III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A

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

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage

Bloc	travées L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A	5.88	2.94	poids de poutrelle	Poids de corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	
B	4.20	2.1	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.2. Calcul des moments

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$\frac{GL^2}{8}$ =3.32	$\frac{GL^2}{4}$=4.32	1.35MG+1.5MQ=10.96

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{10.96*10^3}{14.2*0.12*30^2}=7.15>\mu L=0.372$$

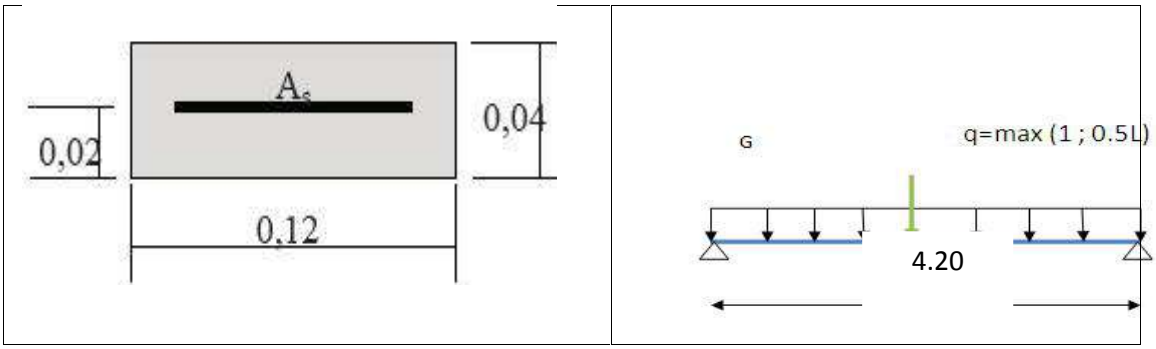


Fig. III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III. 3. Calcul des moments du parti B

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$\frac{qL^2}{8}$ =7.7	$\frac{qL^2}{4}$=2.20	1.35MG+1.5MQ=5.6

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{5.6*10^3}{14.2*0.12*30^2}=3.65>\mu L=0.372$$

- **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

BLOC A :

- **Pour un seul étai au milieu :**

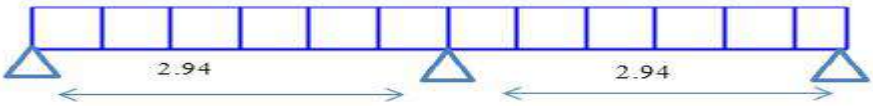


Figure III.11. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1.47(kN)
MG =0.83 (kN.m)
MQ = 1.08 (kN.m)
Mu =2.47 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{2.47*10^3}{14.2*0.12*30^2}=1.61>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

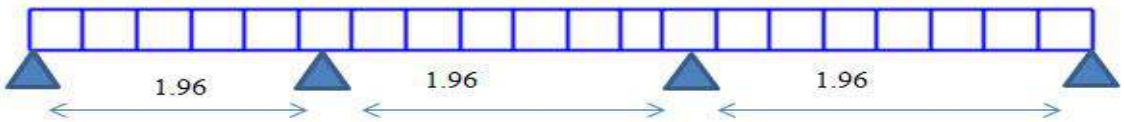


Figure III.12. Travée avec deux étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.37 (kN.m)
MQ = 0.49 (kN.m)
Mu =1.23 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{1.23*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0,8>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

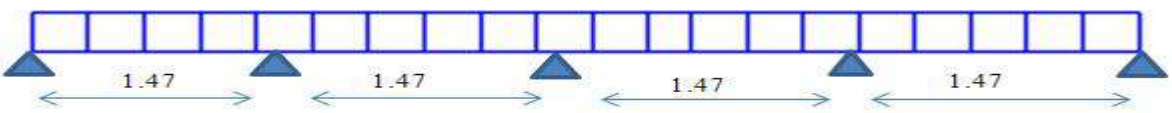


Figure III.13. Travée avec trois étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L kN] = 1(kN)
MG =0.20 (kN.m)
MQ = 0.36 (kN.m)
Mu =0.81 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.81*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.53>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

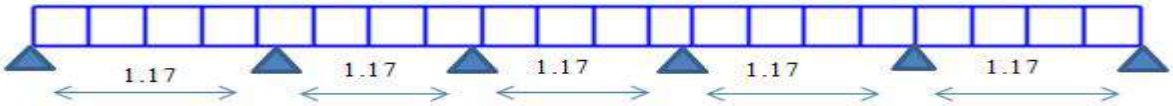


Figure III.14. Travée avec quatre étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.13 (kN.m)
MQ = 0.29 (kN.m)
Mu =0.61 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.61*10^3}{14.2*0.12*30}=0.39>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

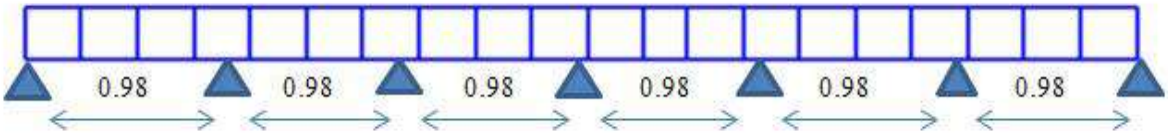


Fig. III.15. Travée avec Cinque étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.09 (kN.m)
MQ = 0.24 (kN.m)
Mu =0.48 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.49*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.31<\mu L=0.372$$ **(c.v)**

BLOC B :

Le calcule se fait de même manier, et le tableau suivant montre les résultats :

Tableau III.4. Les résultats des calculs

Nombres des étaiements	**L(m)**	MG (kN.m)	MQ (kN.m)	Mu (kN.m)	μ	μ_L	
1	2.1	0.42	0.52	1.34	0.87	0.372	C.n.v
2	1.4	0.18	0.35	0.76	0.49	0.372	C.n.v
3	1.05	0.10	0.26	0.53	0.34	0.372	C.v

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés=**98cm** pour partie A et **1.05m** pour partie B. pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

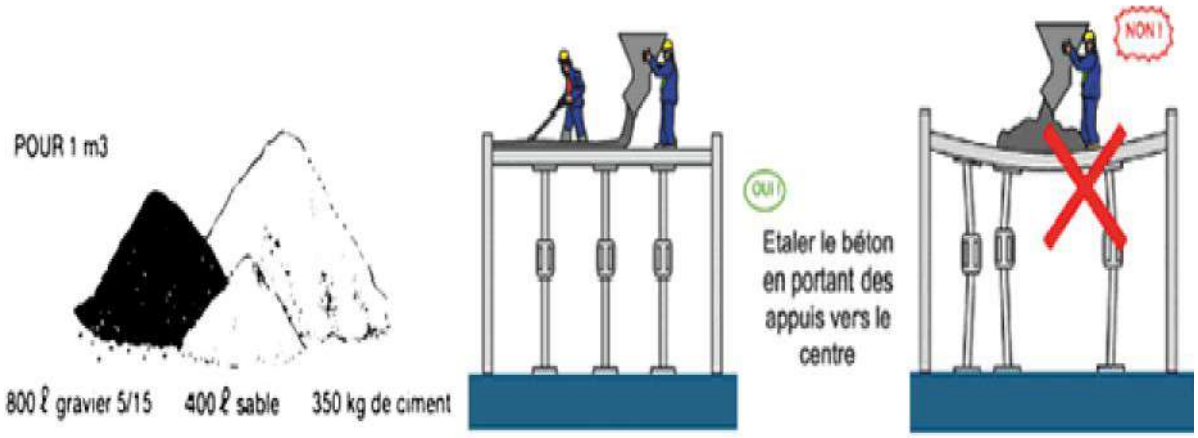


Fig. III.16. Choix de disposition des étaiements

b. Après coulage :

i. Charges et surcharges :

➢ **Bloc A**

- **Plancher en corps creux (20+5)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,8KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 6,4 KN/m² , Q = 1,5 KN/m².
  - ❖ sous-sol (dépôt) : Q= 3.5KN/m^2

➢ **Bloc B**

- **Plancher en corps creux (16+4)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,8KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 6,4 KN/m² , Q = 1,5 KN/m²

ii. Les différents types des poutrelles :

On a 3 types des poutrelles dans deux parties.

Type 1 :2 travées. (Pour parti A)

Type 2 : 3 travées. (Pour parti A)

Type 3 : 3 travées. (Pour parti B)

Type 4 : 1travées. (Pour parti B)

iii. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire,** méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM.**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire

➢ **condition d'application**

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée **:** $Q \leq MAX\ \{2G, 5KN\ /\ m^2\}$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et1, 25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1{,}25$$

- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas **vérifié on applique la méthode de Caquot.**

➢ **Vérification des conditions d'application**

Type 1) :4 travées. (pour parti A étagé terrasse)

- **Plancher en corps creux (16+4)**

❖ **plancher étages terrasse**

G = 6,8 KN/m²

Q = 1,0 KN/m².

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)……..vérifiée.

● Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……....vérifier.

● Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

Type 2: $\frac{4,45}{2,82}$ =1,57…….. Non vérifier.

2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode

- ✓ **Moment sur appuis**

$$M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5\left(l_w' + l_e'\right)} \text{.....Appuis intermédiaire}$$

- ✓ **Moment en travée**

$$\left(M_t\right) = \left(M_0\right) + \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- q_e: charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e »à droite, avec :

- l'=l……pour une travée de rive
- l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

✓ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

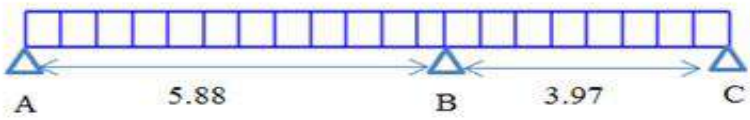
Evaluation de la charge :

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

planché	**G(kn /m²)**	**Q(kn /m²)**	**q_u=(1.25*G+1.5*Q)*0.65**	**q_{ser}=(G+Q)*0.65**
courant	6.4	1.5	7.07	5.13

3. Application

❖ **Types poutrelleà deux travées :**



$$(M_0)_{AB} = \frac{q_u l^2_{AB}}{8} = 30.59 \text{ KN.m}$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2_{BC}}{8} = 13.95 \text{ .KNm}$$

✓ **Moment aux appuis :**

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = -4.59$Kn.m.

$M_C = 0.15(M_0)_{BC} = -2.09$Kn.m

L'= 0.8L

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = \frac{7.07\ (4.70^3+3.18^3)}{8.5\ (4.70\ +3.18)} = 14.39$$

✓ **Moment en travée :**

$$\left(M_t\right)^{\max}_{AB} = \left(M_0\right)_{AB} + \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)_{AB}}$$

$$\left(M_t\right)^{\max}_{AB} = 30.59 - \frac{(4.6+14.39)}{2} = 21.10\ \text{KN.m}$$

$$\left(M_t\right)^{\max}_{BC} = 13.92 - \frac{(14.39+2.08)}{2} = 5.7\ \text{KN.m}$$

Efforts tranchent :

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \end{cases}$$

- **Travée AB (travée de rive) :**

TA=20.81+(21.1-4.59)/5.88= 23.63KN

TB=- 20.81 + (14.39 -21.1)/5.88=-21.95 KN

- Travée BC (travée de rive) :

TB=14.05+(5.7-14.39)/3.97=11.86 KN

TC=-14.05+(2.09-5.7)/3.97=-14.95 KN

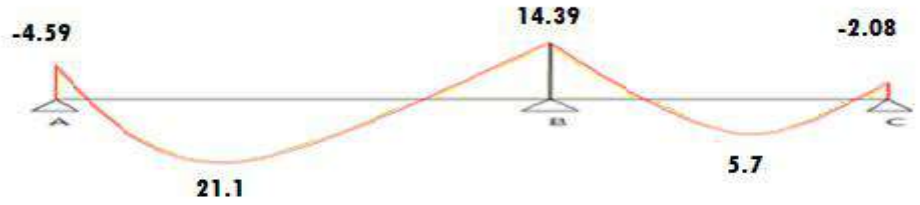


Fig. III.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

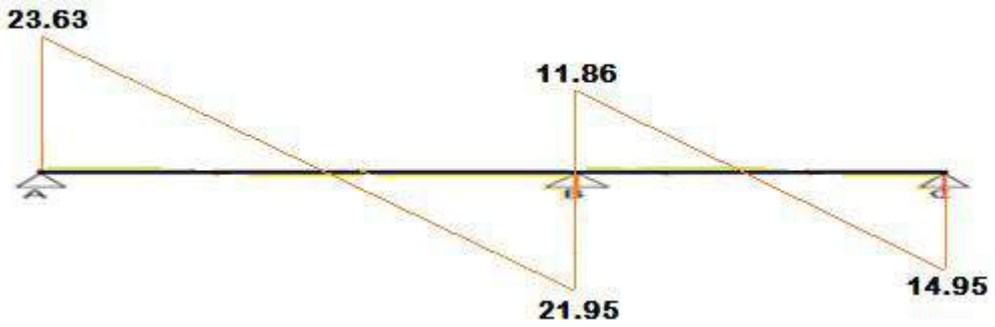


Fig. III.18.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

- **calcul à l'ELS**

a) **Moment en travées** :

Tableau III. 6. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées **(ELS)**

travées	L	qser	M0	Mt
AB	5.88	5.14	22.19	15.30
BC	3.97	5.14	10.12	4.13

b) **Moment en appuis** :

Tableau III. 7. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

appuis	MA KN	MB KN	MC KN
A-B-C	3.33	10.45	1.52

Effort tranchant :

Travée AB :

TA=(5.14*5.88)/2+(15.3-3.33) /L = 17.14 KN

TB= -(5.14*5.88)/2 + (10.45-15.3)/L = -10.73 KN

Travée BC :

TB= (5.14*3.97)/2 + (10.45-4.13)/L = 11.8 KN

TC= -(5.14*3.97)/2 + (1.52-4.13)/L = -10.85 KN

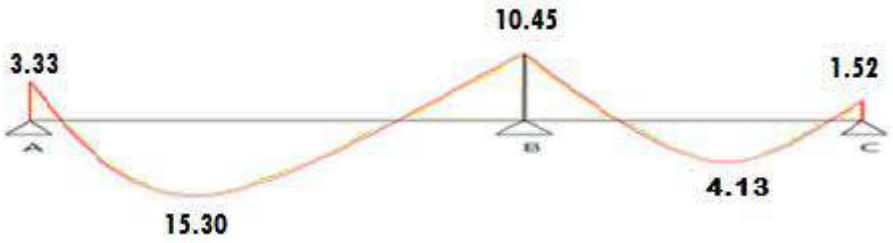


Fig. III.19. Diagramme des moments fléchissant à l'Els

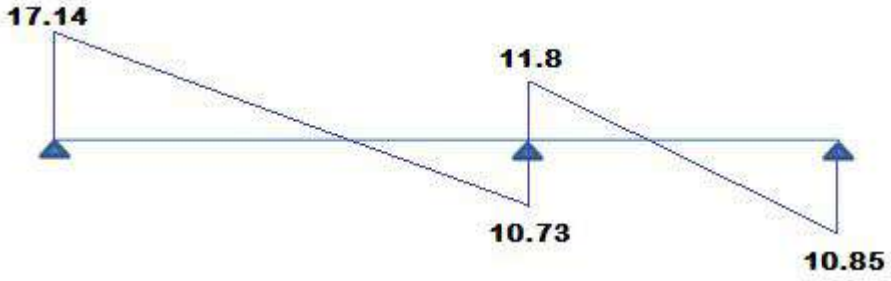


Fig. III.20 Diagramme des efforts tranchant à l'Els

❖ **Type à trois travées :**

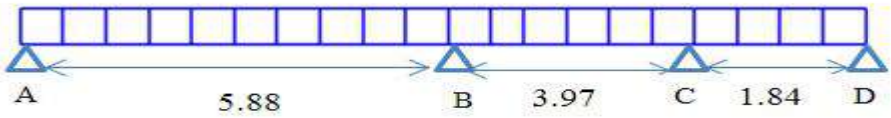


Tableau III. 8. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

travées	qu	qser	M0	M ser
AB	7.08	5.14	30.59	22.19
BC	7.08	5.14	13.95	10.12
CD	7.08	5.14	3.00	2.17

- **Calcule à l'Elu :**

Moment en Appuies:

Appuie de rive :

$\mathbf{M_A}$ = 0.15*$(M_0)_{AB}$= 0.15*30.59 =- 4.59KN.m

$\mathbf{M_D}$ = 0.15*$(M_0)_{CD}$= 0.15*3 = -0.45KN.m

✓ **Appuies intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} =$$ 7.08*(4.7 ^{3}+3.18^3)/8.5*(4.7+3.18)=-14.39 KN .m

M_C = 7.08*(3.18^3+1.47^3)/8.5*(3.18+1.47) = -6.31 KN.m

✓ **Moment en travée:**

Mt (AB) = $(M_0)_{AB}$+(M_w +M_e)/2 = 30.59 – (4.59+14.39)/2 = 21.1 KN.m

Mt (BC) = $(M_0)_{BC}$+ (M_w +M_e)/2 = 13.95- (14.39+6.31)/2 = 3.60 KN.m

Mt (CD) = $(M_0)_{CD}$+ M_w +M_e /2 = 3- (6.31+0.45)/2 = 0.38 KN.m

✓ **Effort tranchant :**

Travée AB :

TA= (7.08*5.88)/2 + (21.1-4.59) /L = 23.62KN

TB= -(7.08*5.88)/2 + (14.39-21.1)/L = -21.96 KN

Travée BC :

TB= (7.08*3.97)/2 + (3.6-14.39)/L = 11.33 KN

TC= -(7.08*3.97)/2 + (6.31-3.6)/L = -13.37KN

Travée CD :

TC = (7.08*1.84)/2 + (0.38-6.31)/L = 3.29 KN

TD =-(7.08*1.84)/2 + (0.45-0.38)/L = -6.55 KN

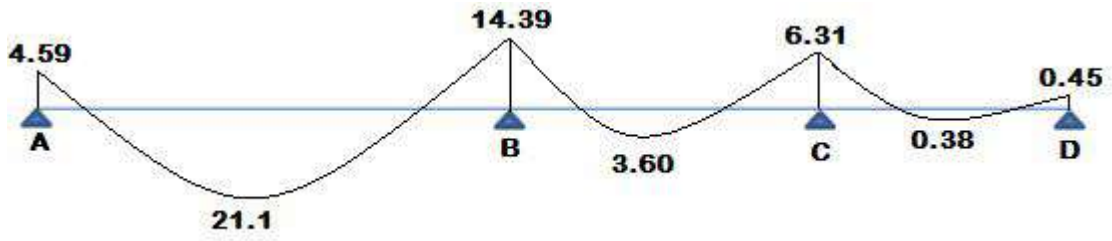


Fig. III.21 Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

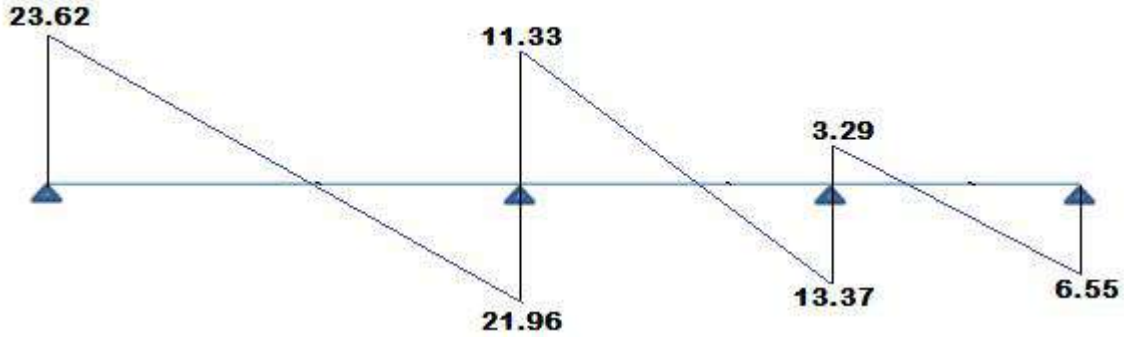


Fig. III 22.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

- **Calcule à l'Els :**

Moment en Appuies:

Appuies de rive :

$\mathbf{M_A}$ = 0.15*$(M_0)_{AB}$= 0.15*22.19 = -3.33KN.m

$\mathbf{M_D}$ = 0.15*$(M_0)_{CD}$= 0.15*2.17 = -0.33KN.

Appuies intermédiaire :

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = 5.14*(4.7^3+3.18^3)/8.5*(4.7+3.18) = -10.45 \text{ KN .m}$$

M_C = 5.14*$(3.18^3+1.47^3)$/8.5*(3.18+1.47) =- 4.58 KN.m

Moment en travées :

Mt (AB) = $(M_0)_{AB}$+(M_w +M_e)/2 = 22.19 – (3.33+10.45)/2 = 15.3 KN.m

Mt (BC) = $(M_0)_{BC}$+ (M_w +M_e)/2 = 10.12- (10.45+4.58)/2 = 2.60 KN.m

Mt (CD) = $(M_0)_{CD}$+ M_w +M_e /2 = 2.17- (4.58+0.33)/2 = 0.28 KN.m

Effort tranchant :

Travée AB :

TA= (5.14*5.88)/2 + (15.3-3.33) /L = 17.27KN

TB= -(5.14*5.88)/2 + (10.45-15.3)/L = -15.93 KN

Travée BC :

TB= (5.14*3.97)/2 + (2.60-10.45)/L = 8.22 KN

TC= -(5.14*3.97)/2 + (4.58-2.60)/L = -9.70KN

Travée CD :

TC = (5.14*1.84)/2 + (0.28-4.58)/L = 2.38 KN

TD =-(5.14*1.84)/2 + (0.33-0.28)/L = -4.69 KN

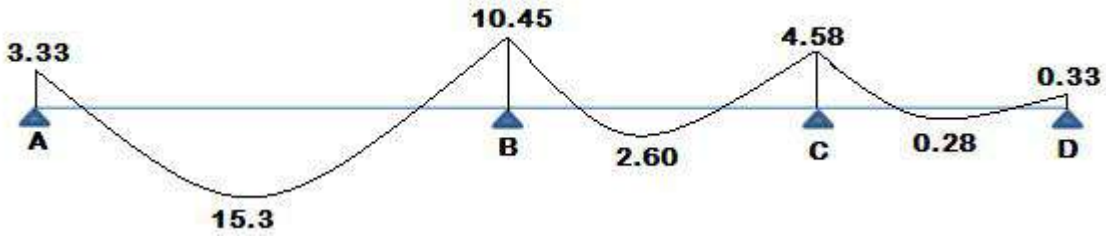


Fig. III.23 Diagramme des moments fléchissant à l'Els

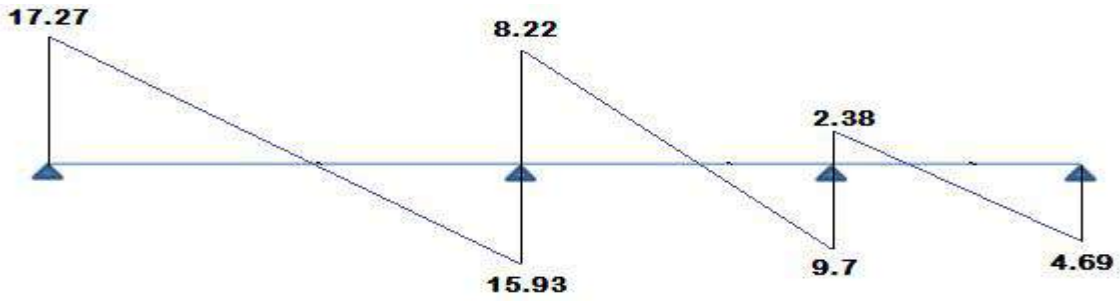


Fig. III. 24. Diagramme des efforts tranchant à l'Els

Tableau III. 9.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELU)

	ELU					
	Types a deux travées					
travée	M0 (KNm)	Mt(KN m)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
AB	30.59	21.1	4.59	14.39	23.63	21.95
BC	13.95	5.7	14.39	2.08	11.86	14.95
AB	30.59	21.1	4.59	14.39	23.62	21.96
BC	13.95	3.60	14.39	6.31	11.33	13.37
CD	3	0.83	6/31	0.45	3.29	5.66

Tous les résultats de la calcule a ELU sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau III. 10. Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELs)

	ELS					
	Types à deux travées					
travée	M0 (KNm)	Mt(KN m)	Mw (KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
AB	22.19	15.30	3 .33	10.45	17.14	10.73
BC	10.12	4.13	10.45	1.52	11.8	10.85
	Types à trois travées					
AB	22.19	15.3	3.33	10.45	17.27	15.93
BC	10.12	2.60	10.45	4.58	8.22	9.7
CD	2.17	0.28	4.58	0.33	2.38	4.69

BLOC B:

Types poutrelle a un seul travée :

Tableau III. 11. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

travée	L	G	Q	qu	qser	M_0	M0 ser
AB	4.2	6	1.5	6.73	4.88	14.83	10.75

❖



$M_0 = q_u * L^2/8 = 14.83$ KN. m

Moment en appuies :

MA = MB = $0.15 * M_0 = 0.15 * 14.83 = -2.22$ KN. m

Moment en travée :

$Mt_{AB} = M_0 - (Mw + Me)/2 = 14.83 - (2.22+2.22)/2 = 12.60$ KN. M

Effort tranchant:

TA = ql/2 + (MW -Me)/2 = (6.73*4.2)/2 + (12.60-2.22)/4.20 = 16.6 KN

TB= ql/2 + (MW -Me)/2 = -(6.73*4.2)/2 + (2.22-12.60)/4.20 = -16.6 KN



Fig. III25. Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

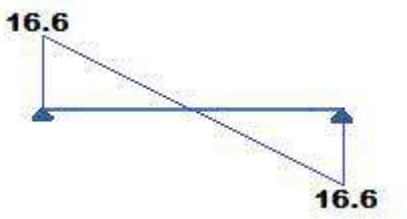
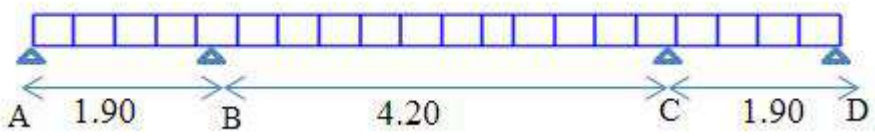


Fig. III26.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

❖ **Types poutrelle a trois travées :**



$M_{0\,AB}$ = 3.04 KN. m

$M_{0\,BC}$ = 14.83 KN. m

$M_{0\,CD}$ = 3.0KN. m

Moment en appuies :

MA = MD = 0.15* $M_{0\,AB}$ = 0.15*3.04 = -0.46 KN. m

Appuies intermédiaire :($L = 0.8L_0$)

MB = q_u *(l'w ^{3}+l'e^3)/8.5*(Lw + le) = 6.73*(1.52^3+3.36^3) /8.5*(1.52+3.36) = 6.72 KN. m

MC = 6.72 KN. m

Moment en travées :

Mt $_{AB}$ = M_0- (Mw + Me)/2 = 3.04 – (0.46+6.72)/2 = -0.55KN. m

Mt $_{BC}$ = 14.83 – (6.72+6.72)/2 = 8.11 KN. M

Mt $_{CD}$ = -0.55 KN. M

Effort tranchant:

Travée AB :

TA = 6.73*1.9/2 + (0.46-0.55)/1.9 = 6.34 KN

TB = -6.73*1.9/2 + (0.55-6.72)/4.2 = -9.64 KN

Travée BC :

TB = 6.73*4.2/2 + (6.72-8.11)/4.2 = 13.8 KN

TC = -6.73*4.2/2 + (8.11-6.72)/4.2 = -13.8 KN

Travée CD :

TC = 6.73*1.9/2 + (6.72-0.55)/1.9 = 9.64 KN

TD= -6.73*1.9/2 + (0.46-0.55)/1.9 = -6.44 KN

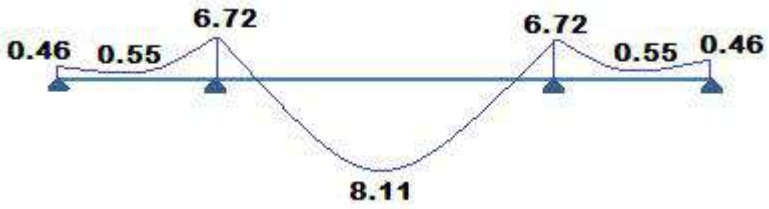


Fig. III.27.Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

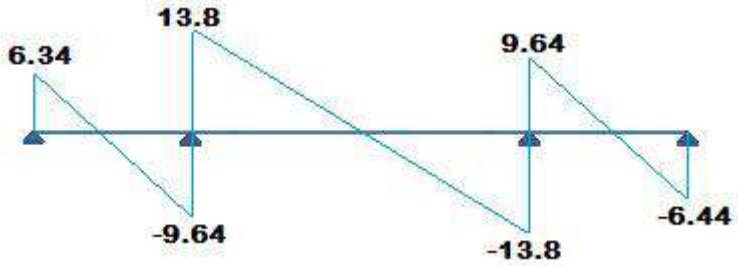


Fig. III .28..Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

Calcule à l'Els :

Types à une seule travée :

travée	q_U ser	M_0ser	MA	MB	Mt AB
AB	4.88	10.75	1.61	1.61	9.14

Effort tranchant :

travée	TA KN	TB KN
AB	12.03	-12.03



Fig. III.29. Diagramme des efforts tranchante et moments fléchissant à l'Els

Récapitulations :

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

Tableau III-12: Récapitulations des efforts BLOC A

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Mtser (kN.m)	Maser (kN.m)	Tu (kN)
sollicitations	14.39	21.1	23.63	15.3	10.45	17.27
référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

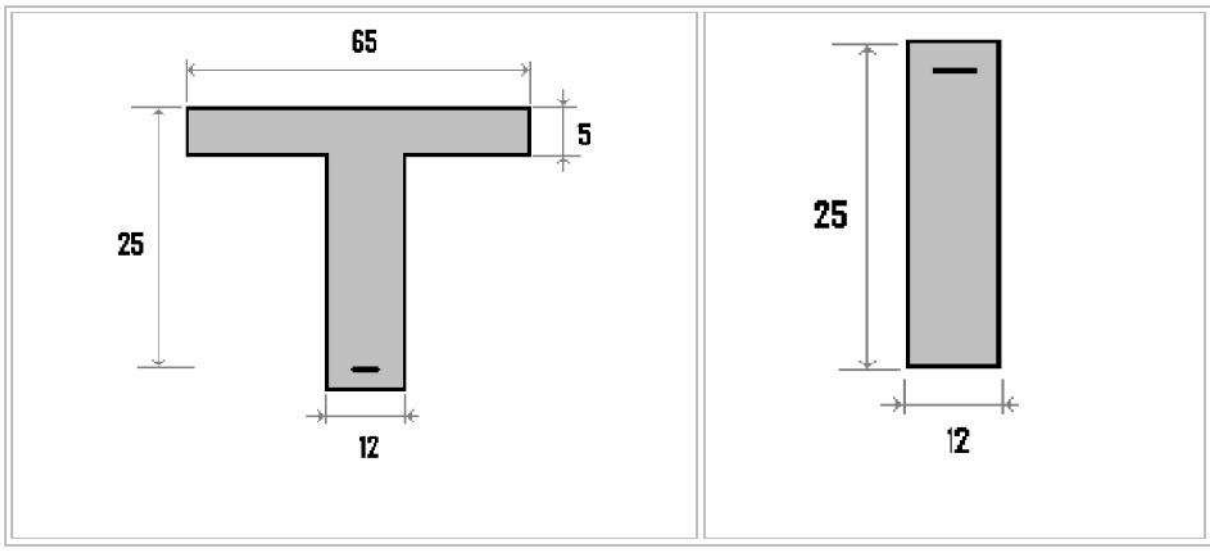


Fig. III.30. Schéma de la section des poutrelles en travée et en appuis

Ferraillage de la poutrelle :

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

❖ **BLOC A :**

➢ **L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =21,1KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =14,39KN .m

1. Ferraillage longitudinal

a) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}05\times\left(0{,}23 - \frac{0{,}05}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 94{,}60KN.m$$

M_0=94.60KN.m

M_t^{max}=21,1KN.m } ⟹ $M_0 > M_{tmax}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x25(cm^2).

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.1}{0.65\times 0.23^2 \times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}043$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA.

$\mu_u = 0{,}043 \Rightarrow \beta = 0{,}978$

$\delta s = Fe/\gamma s = 400/1.15 = 348$

Donc :

$$A = \frac{Mu}{\beta d \delta s} = \frac{21.1}{0.978*0.23*348*1000} = 2.69 \text{ cm}$$

Soit : A=3 HA 12 = 3.39 cm^2

En appuis :

μ=0.16<0.392

$\mu < \mu l$,β=0.912

A = Mu/β dδs = 14.39/0.912*0.23*348 = 1.97 cm

Soit :A=1HA12+1HA14= 2.67cm^2

2. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$¤_t \leq \min(7.14; 71; 12; 10) = 7{,}14 mm.$ On adopte $¤_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\ cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$\dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83$ cm on prend St= 15 cm

3. Vérification à l'ELU:

a)Vérification au cisaillement : [4]

$\frac{\tau max}{b0\ d} = \frac{23.63*10}{23*12} = 0.85$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{¥_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33MPa.$$

τu= 23.63∗ 103 / 120 ∗ 230 = 0.85$MPa \leq \tau u = 3.33\ MPa \Rightarrow$ La conditions et vérifiée.

- **voisinage des appuis**

  - **Appuis de rives**

✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\pm_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b}$$

Avec : T_u=23.63kN (appuis de rive)

$\frac{23.63*1000}{0.9*120*230} = 0.95 < 0.4\frac{fc28}{\gamma b} = 6.67$ MPa ……..vérifiée

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2{,}26 cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{¥_s}} = 0{,}67 cm^2 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression**

$$\pm_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{21{,}96 \times 10^3}{0{,}9 x 120 x 230} = 0{,}884 MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67 MPa \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2{,}26 cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\pm_s} = 0{,}022 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.13. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
Mu (kN.m)	21.1	14.39
M0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 M0 >Mu ⇒ l'axe neutre appartient a la table ⇒ section rectangulaire	/
μ	0.043	0.16
μL	0.392	
μ<μL	Oui	Oui
B	0,978	0.912
A(cm^2)	2.69	1.97
Le choix	**3HA12 = 3.39cm^2**	**1HA14+1HA12=2.67cm^2**
B/1000	1.62	0.300
A≥ B/1000	Oui	Oui

- **ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *; b=65cm (travée) ;b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm*

Tableau III. 14. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
A(cm)	**3.39**	**2.01**
Mser (kN.m)	**15.3**	**10.45**
σbadm(Mpa)	**15**	**15**
y1 (cm)	**7.40**	**13.55**
IG (cm`)	**20910.48**	**15754.71**
σbadm	**15**	**15**
σb(Mpa)	**5.41**	**8.98**
σb≤ σbadm	**Oui**	**Oui**

4. Vérification de la flèche :

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4,2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :

$h=25cm$; $b_0=12cm$; $d=23cm$; $L=5,88m$; $M_{tser}=15.3kNm$; $A_s=3,39cm^2$; $fe=400MPa$

L=5.5 m

5.88 m >5 m ⇒f_{adm} = 0.5cm+(L/1000)= 0.5+(5.88/1000)=1.08 cm

$$I = \frac{b*h3}{12} * \frac{B*(1- \quad)*([\sim 4- \quad *(1-\sim)4])}{+\sim *(1- \quad)} = 31908.3cm4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0.184
- α=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5\times q\times L4}{348\times E\times I} * \frac{5\times 4.88\times 5.88}{348\times 32164.2\times 31908.3} = 0.75cm$$

$f = 0.75 < f_{adm} = 1.08$ cm (c .v)

BLOC B :

Récapitulations :

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

Tableau III. 15. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS Récapitulation des efforts

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Mtser (kN.m)	Maser (kN.m)	Tu (kN)
Sollicitations	2.22	12.60	16.60	9.14	1.62	12.03
Référence	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

➢ **L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =12,60KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =2,22KN .m

1. Ferraillage longitudinal

b) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0=58,95KN.m

M_t^{max}=12.60KN.m } ⟹ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2).

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.60}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}042$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA.

$\mu_u = 0{,}042 \Rightarrow \beta = 0{,}979$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{12.60}{0{,}979x0{,}18x348x10^3} = 2.05cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

a) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.72}{0{,}12 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17 \times 10^3} = 0{,}122$$

$$\mu_u = 0.122 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.122 \Rightarrow \beta = 0{,}936$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{6.72}{0{,}936x0{,}18x348x10^3} = 1.14cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA10 +1HA12= 1,92cm^2.**

Tableau III.16. Calcul des armatures a l'Elu

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
Mu (kN.m)	9.43	6.72
M0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =58.90 M0 >Mu ⇒ l'axe neutre appartient a la table ⇒ section rectangulaire	/
μ	0.042	0.12
μL	0.392	
μ<μL	Oui	Oui
B	0,979	0.936
A(cm^2)	2.05	1.08
Le choix	**3HA10 = 2.36cm^2**	**1HA10 +1HA 12 = 1.92cm^2**
B/1000	1.3	0.24
A≥ B/1000	Oui	Oui

2. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales

$¤_t \leq \min(7.14; 71; 12; 10) = 7{,}14\,mm.$ On adopte $¤_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\,cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm}$$ on prend St = 15 cm

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III. 17. Vérification a l'Els

Vérification a l'Els		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
A(cm^2)	2.36	1.54
Mser (kN.m)	9.14	1.62
σbadm(Mpa)	15	15
y1 (cm)	3,91	3,89
IG (cm^4)	8322.65	4834.47
σbadm	15	15
σb(Mpa)	**4.29**	**0.13**
σb≤ σbadm	**Oui**	**Oui**

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4, 2 / fe$

$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :

$h=20cm$; $b_0=12cm$; $d=18cm$; $L=4,45m$; $M_{tser}=7,10kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $fe=400MPa$.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » [4]**

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right)+15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\mu_i \lambda} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu_v \lambda}$$

Avec :

$$\mu_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ ..... Pour la déformation instantanée.

$$\mu_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ ..... Pour la déformation différée.

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\lambda = 1 - \frac{1{,}75 f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0{,}84\ cm$. $f_y - f_i$ = 5.71 mm <fLimite = 8.4mm. **CV**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 18. résultat de la vérification

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,14	2,36	7,09	0,012	0,85	253.12	0,742	3,42	1,37
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
20021,12	6225,33	10921,26	4,20	8,05	13.76	5.71	8,4	**C.V**

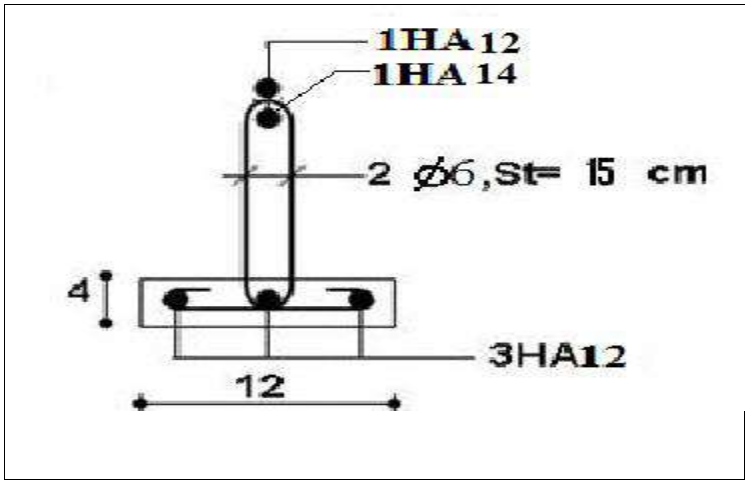


Figure. III.31. ferraillage des poutrelles BLOC A

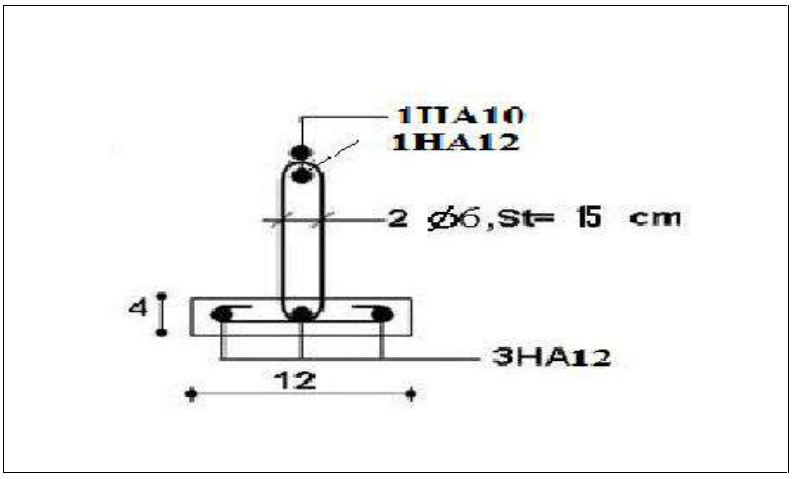


Fig. III.32. Ferraillage des poutrelles BLOC A

Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins régulière de plans horizontaux servants à relier les différents niveaux d'une construction, il peut être en béton ou en bois (métallique).

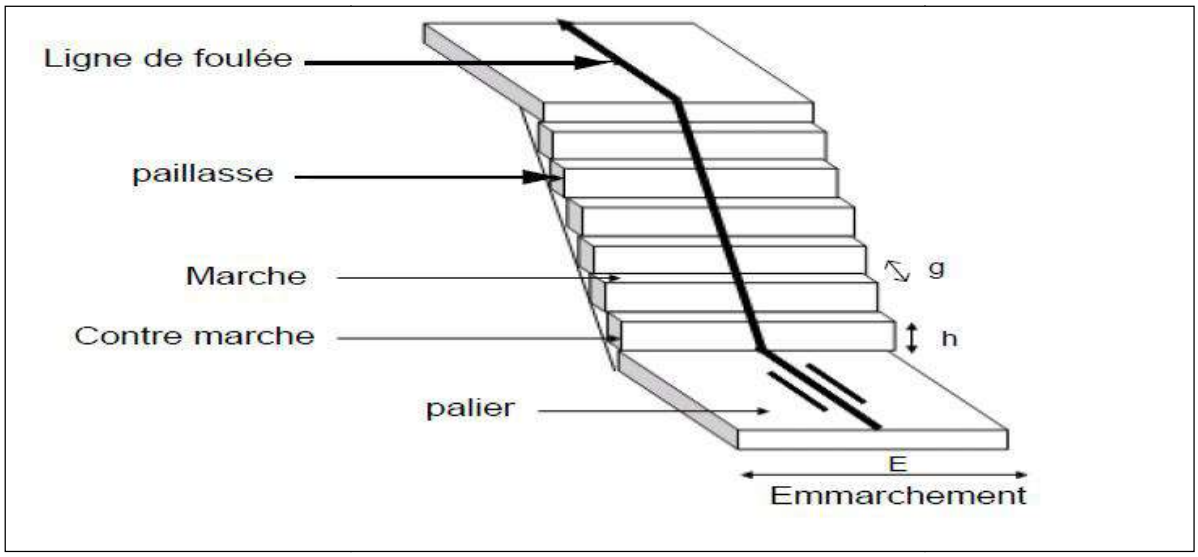


Fig. III.33.Représentation d'un escalier.

Escalier a deux volets :

Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

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

  60cm £ g+ 2h = 63cm £ 64cm. (Condition vérifier)
- Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

  tg α = H / L = 1.53/2.40= 0.6375

Donc : α =32.51°

$$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = 2.85 \text{ m}$$

L =0.5+1.76+2.85 =**5.10 m**

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

L/35≤e≤L/30 ⇒0.14≤*e* ≤0.17 On adopte**: e = 15cm**

Evaluation des charges et surcharges :

i. Charges permanentes :

Tableau III. 19. Charge permanant du palier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				5.5

Tableau III. 20. Charge permanant du paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.44
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				8. 3

ii. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

Détermination des efforts :

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

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Le Tableau III.21 donne la combinaison des Charges l'ELU et l'ELS

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m2)	Pser(KN/m2)
Palier 1	5.5	2.5	11.18	8
Paillasse	8.3	2.5	14.96	10.8

L'E.L.U

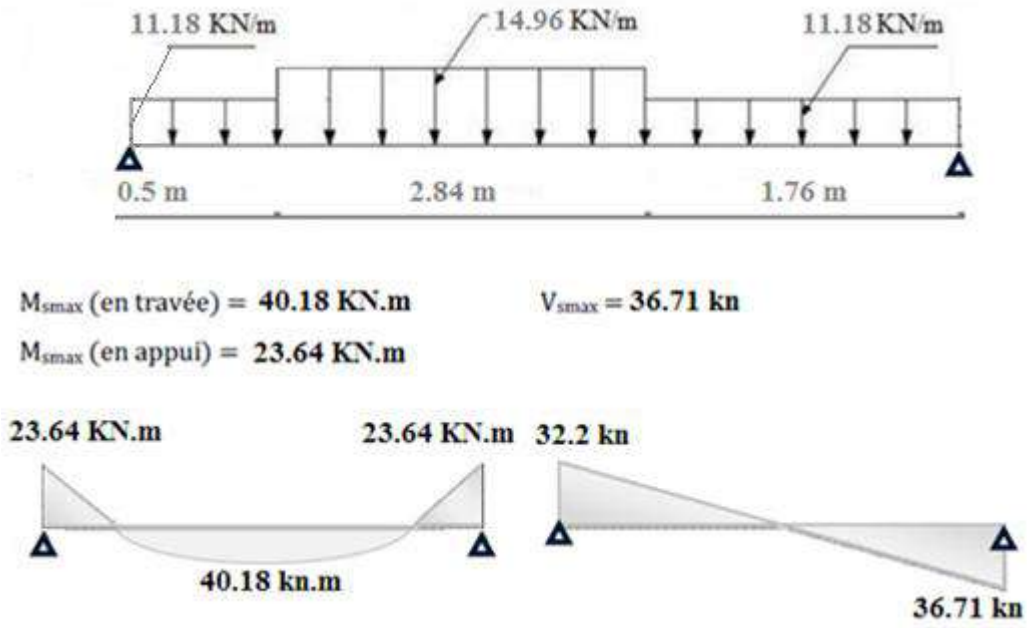


Fig. III.34 : Schéma statique a l'E.L.U

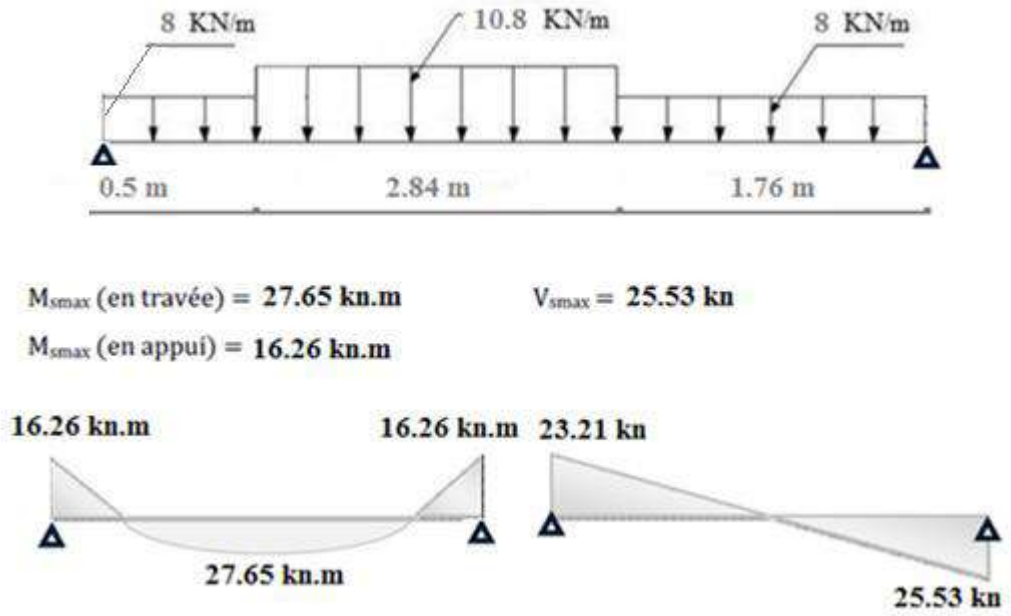


Fig. III.35 : Schéma statique a l'Els

Récapitulations :

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

Tableau III. 22.Récapitulation des résultats a ELU et ELS

	ELU			**ELS**	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser(kN.m)	Mt ser(kN.m)
sollicitations	23.64	40.18	36.71	16.26	27.65

Ferraillage des escaliers :

Tableau III. 23. Les données

Béton	fc28 = 25MPa	γb = 1.5	σbc= 14.2MPa	c = 2 cm
	ft28 = 2.1MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs= 348MPa

Tableau III24. Choix des sections des armateurs

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm2)	A' (cm2)	**Adopte (cm2)**
En travées	40.18	0.167	0.908	9.78	0	**9HA12=10.18**
En appuis	27.65	0.115	0.938	6.5	0	**9HA12=6.78**

Condition de non fragilité :

On vérifie que: A≥ Amin =B/1000

En travée: A= 10.18 cm^2≥Amin =15∗100/1000 =1.5 (CV)

En appui : A= 6.78 cm^2Amin =15∗100/1000 =1.5 (CV)

A) Les armatures de répartition

Tableau III. 25. Les armatures de répartitions

	Ax(cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10.18}{4}$ = 2.54	**7HA 10 = 5.49 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4}$ = 1.69	**7HA 10 = 5.49cm²**

Tableau III. 26.Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ Min [3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ Min [3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ Min [4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ Min [4h=60cm;45cm]=33cm

Vérification de l'effort tranchant :

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

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

τ = 0.290 MPa ≤ τ 3.33 MPa (CV)

Vérification a l'E.L.S :

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

$\sigma_{badm} = 0.6 * f_{c28} = 0.6*25 = 15$ MPa

Tableau III. 27.résultats de la vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**10.18**	**10.18**
Mser(kN.m)	**27.65**	**16.26**
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.01$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.76$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A\,(d-y)^2 = 17504.24$	$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A\,(d-y)^2 = 10881.25$
σb(Mpa)	**15**	
σb(Mpa)	**12.65**	**10.10**
σb≤σ**badm**	Oui	Oui

Vérification de la flèche :

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

- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{10{,}18}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0}$

⇒15 /510= 0.029≥ 40.18/20*47.27 = 0.0425 ⇒ (C. n .V)

10.18 /100*13 ≤ 2/fe⇒ 0.007 ≤ 0.005 ⇒ (C. n .V)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

_ Evaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq f_{adm} \; f_{adm} : \begin{cases} \frac{l}{500} & si\ l \leq 5m \\ 0.5 + \frac{l}{500} & si\ l \geq 5m \end{cases}$$

– Pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$\frac{Mser * L^2}{10Ei * Ifi}$$

Avec :

$Ei = 11000\sqrt[3]{fc28}$

$I\,fi = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda i*\mu}$

$^{a}iZ\text{-}\frac{0.05fc28}{\rho(2+3b0/b)}$

$\rho = \frac{A}{b \pm d}$

$\mu = \max\left[1 - \frac{1.75\,ft28}{4\rho\sigma s + ft28}; 0\right]$

– Pour les flèches aux charges de longues durées:

$$\frac{Mser * L^2}{10Ei * Ifi}$$

Avec:

$If v = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda v*\mu}$

$Ev = \frac{1}{3}Ei$

$\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b*h^2}{2}}{b\square h+15} + 15*Ad$$

$$I = \frac{b}{3} * [y^3 + (d-y)^3] + 15A\,(y-d)^2 \square \quad I = 33175.46$$

Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 28.Vérification de la flèche de l'escalier

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
27.65	10,18	8,73	0,007	0,87	240.15	0,618	2.69	1,37
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	0,007	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
33175.46	13699,36	21918,14		16,48	30.60	14.12	15.2	**C.V**

Calcul de la poutre palière :

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

Pré dimensionnement :

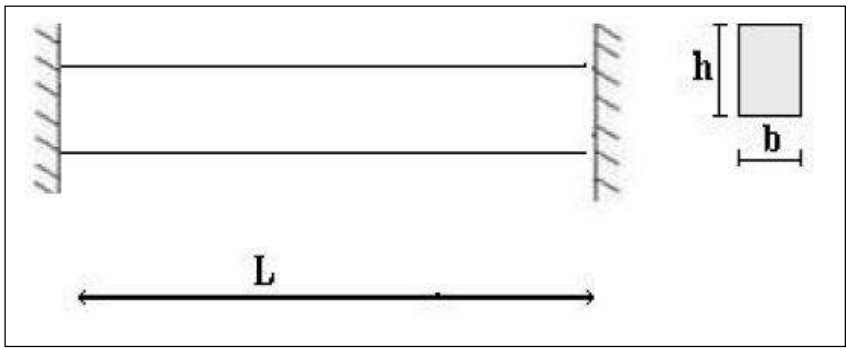


Fig.III.36. Dimensionnement de la poutre palière

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

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

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

Tableau III. 29. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditionsderésistance	Lmax= 3.85 m□25.6cm≤ h ≤38cm on adopte h = 35 cm □ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 25cm
Vérification n selon le RPA 99 Condition de rigidité(h/L ≥1/16)	h=35cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.4 (h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 25 cm

Evaluation des charges :

_ Poids propre de la poutre :p_p= (0.35× 0.25)× 25□pp=2.18$KN\ m$

_ Réaction d'escalier :□Ru = 36.711KN,Rs= 25.53KN

_ Poids du demi –mur : □Pm= 0.25×1.53×14= 5.35KN/m

Pu=1.35(Pp+ Pm) +Ru : □Pu= 46.87KN/m

Ps = (Pp+ Pm+Ru) :□Ps = 33.06 KN/m

Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

Laméthode R.D.M. donne :

RA = RB = PL/2

Mmax(Appuis) = MA = MB = PL2/12

Mmax(Travée) = PL2/24

A. L'ELU :

Réaction d'appuis : RA = RB =91,39kN

Effort tranchant : Tmax= RA =66,68 kN

Moment fléchissant : Mmax(Travée) =29,64 KN.m et Mmax(Appuis) =59,40 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : RA = RB = 48,47kN

Effort tranchant : Tmax= RA = 48,47 kN

Moment fléchissant : Mmax(Travée) = 14,34 kN.m et Mmax(Appuis) = 28,68 kN.m

Tableau 30. : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	91,39	59,40	29,64
ELS	64.46	41.9	20.95

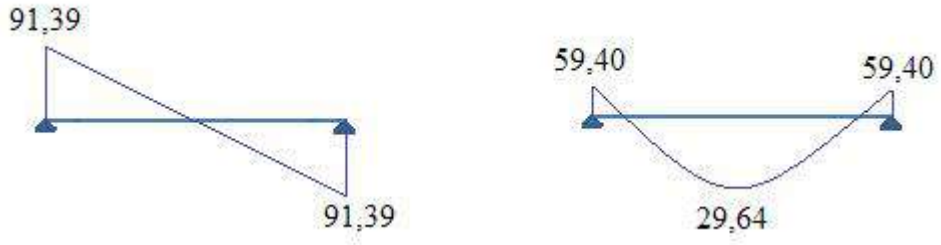


Fig .III.37.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

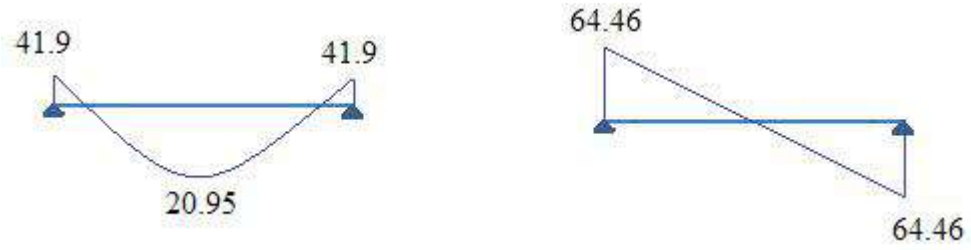


Fig. III.38. Différents efforts dans la poutre (ELS)

Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III. 31. Les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc= 14.2 MPa	c = 3 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 25 cm	H = 35 cm	D = 32 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau III. 32. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**Aadopt (cm²)**
En travée	**29.64**	**0.082**	**0.957**	**2.78**	**0**	**3HA12 = 3.39**
En appuis	**49.40**	**0.136**	**0.927**	**4.79**	**0**	**3HA16 = 6.03**

3.3.2.3.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que:

A≥Amin=B /1000

En travées:A= 3.39 cm² ≥ $\frac{25*35}{1000}$= 0.875cm²

En appuis : A= 6.03 cm² ≥ $\frac{25*25}{1000}$= 0.875 cm²

3.3.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\left[\frac{0.2fc28}{\gamma b} = 3.33MPA; 5MPA\right]$$

$$\frac{Vu}{b0*d} = \frac{91.39*1000}{250*320} = 1.14 \text{ MPA}$$

$\tau u = 1.14$ MPA $< \tau_{adm}$ 3.33 MPA(cv)

3.3.2.3.3. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$\mathbf{V}u \leq 0.4\left(\frac{f28}{1.5}\right) b0.a$$

a= Min[b-c - 2 ; 0.9d] = Min [20 cm ; 28.8 cm] = 20 cm

$$\mathbf{V}u = 91.39 \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) * 250*200 = 333.33KN \textbf{(cv)}$$

3.3.2.3.4. Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2Vu}{b0*a} < 0.8\frac{fc28}{\gamma s}$$

$$\frac{2*91.39*1000}{250*200} = 3.65 < 0.8\frac{fc28}{\gamma s} = \mathbf{17.39 \text{ (cv)}}$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma s * vu}{fe} = \frac{1.15*91.39*1000}{400} = 2.62 \text{ cm}^2$$

3.3.2.3.5. Armatures transversales:

$$\varphi t = \min\left[\frac{h}{35} = 1cm; \varphi l = 16mn; \frac{b0}{10} = 2.5\right]$$

$\varphi t = 8$ mm < 0.86 cm

$$\mathbf{At} = \frac{\varphi t^2 \pi}{4} = \mathbf{0.5 \text{ cm}^2}$$

Donc on adoptera: At. = 2 Ø 8 = 1 cm².

- **Vérification du R.P.A 99:**

$At_{min} = 0.003.St.b$

$$S \leq S = \min\left[\frac{h}{4} 8.75; 12\varphi t = 9.6\right]$$

- 8.75 cm (zone nodale)
- 15 cm (zone courante)

On adoptera les valeurs suivantes:

- 15 cm (zone courante) ;
- 10 cm (zone nodale).

On a At = 1 cm².

S= 5 cm⇨At= 1 cm² >At min =0.003.b.S = 0.375 cm²

S=15 cm⇨ At = 1 cm²> At min =0.003.b.S = 1.125 cm²

Pour la zone courante AminA< , donc on retiendra At = 4 T 8 = 2 cm².

et on procèderaa la vérification des paramètres suivants:

- $\frac{At}{b0.St} \geq \frac{\gamma s(\tau u - 0.3 ft28.k)}{0.9.fe.(sin\alpha + coc\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\ 10^2}{250\ 50} = 0.016 \geq \frac{1.15(1.58-0.3\ 2.1*1)}{0.9.400.(0+1)} = 0.003$….(CV)

Zone nodale: $\frac{2\ 10^2}{250\ 50} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.58-0.3\ 2.1*1)}{0.9.400.(0+1)} = 0.003$….(CV)

$At \geq At_{min} = \frac{0.4\ b0.S}{fe}$

Zone nodale:At= $2cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\ .250\ .50}{400} = 0.13cm^2$… **(c.v)**

Zone courante:At= $2cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\ .250\ .150}{400} = 0.38cm^2$… **(c.v)**

3.3.2.3.6. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$$

$$\sigma b_{adm} = 0.6.fc_{28} = 15\ MPA$$

Le tableau suivant montre la vérification des contraint à LEU

Tableau III. 3.Vérification a l'E.L.S

	Vérification a l'E.L.S	
	En travée	En appuis
A (cm²)	3HA12 = 3.39	3HA16 = 6.03
Mser (kN.m)	20.95	41.9
Y (cm)	$12.5y^2$ +15A.y- 15A.d=0 □ y=13.62	$12.5y^2$ +15A.y-15A.d=0 □ y=19.25
I (cm4)	$I=\frac{b}{3}y^3$ +15A (d-y) ^{2}=38233.11	$I=\frac{b}{3}y^3$ +15A (d-y) ^{2}=74148.17
σb(mpa)	**15**	
σb(mpa)	**9.24**	**10.87**
σb≤σb	**Oui**	**Oui**

3.3.2.3.7. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III. 34.Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo) h/L≥1/16	ρ≤ 4.2/fe
h/ L = 0.35 / 3.85 = 0.089 ≥1/16=0.062 Mt/(10 Mo)=29.64/(10*89.1)=0.03	ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*32)=0.0042 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Calcul des dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieureà l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.2}{5.50}=0.21<0.4 \Leftrightarrow$ la dalle est portée sur un seul sens.

La dalle se calcul comme une console soumise à:

-Son poids propre.

-La surcharge d'exploitation.

-Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

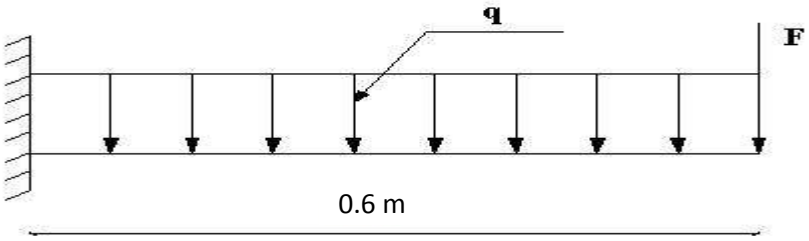
III.5.2. Evaluation des charges

Charge permanente

G=5.49kN/m^2

Charge d'exploitation

Q=1,50kN/m^2



-Charge concentrée "F": (Poids du mur)

-Mur extérieur: G=2,52kN/m^2

-Hauteur du mur: h=3m

F=2,52 x 3x 1.35=10.20Kn

Combinaison des charges

Tableau III.34. Combinaison

	ELU	ELS
q(kN/ml)	9.66	6.99
F(kN)	10.20	2.52

Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.35. Calcul des efforts

	ELU	***ELS***
M (kNm)	*-7.85*	*-5.44*
T (kN)	*14.39*	*6.71*

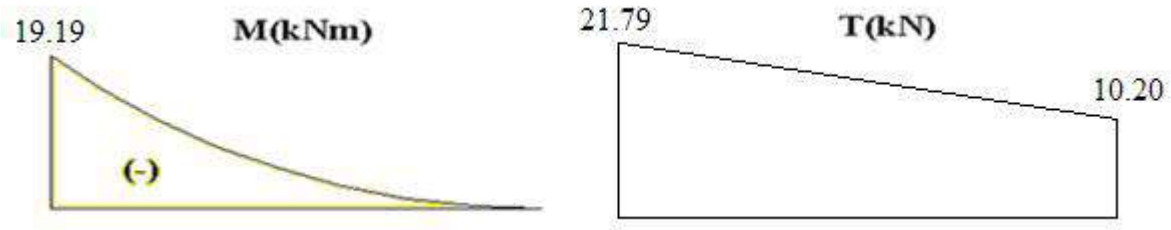


Fig. III.39.Diagramme des efforts internes (ELU)

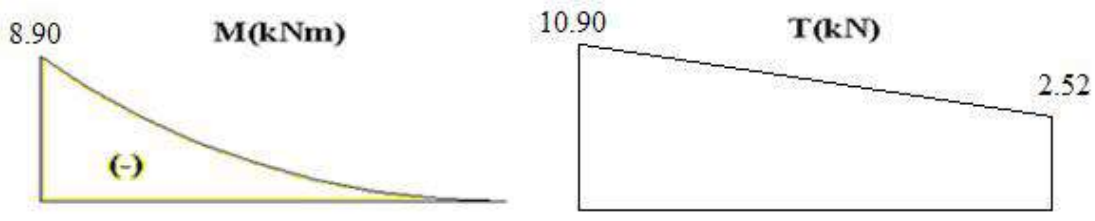


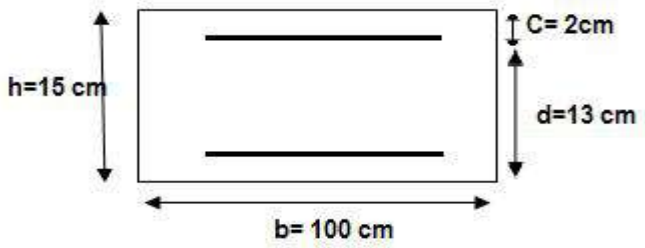
Fig. III.40.Diagramme des efforts internes (ELS)

Calcul de ferraillage

- ✓ **l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13cm ; fe=400MPa



$$«_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.19x10^3}{100x13^2 x14.2} = 0.08 < \mu_R\, 0.392 \Rightarrow A'_s(cm^2)=0$$

$«_u$=0.08 $\Rightarrow \alpha$ = 0.1044, β=0.958

$$A_S = \frac{M_u}{d\pm_{st}} = \frac{19.19x10^3}{0.954x13x348} = 4.43cm^2$$

On adopte 7 T10 A=5.49 cm^2, S_{t1}=14cm

- ✓ **Les armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37cm^2 \le A_r \le 2.74\ cm^2$$

Le choix est de:5T10/ml=3.92cm^2 avec: S_t=20cm

Vérifications (ELU)

a) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales :

$S_t \leq \min(3h , 33cm) = 33cm$.

$S_{t1} = 14cm < 33cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :

$S_t \leq \min(4h , 45cm) = 45cm$.

$S_{t2} = 20cm < 45cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) condition de non fragilité: [4] ►►Art[A-4-2-1]◄◄

$$A_{min} = 0,23bd\frac{ft_{28}}{fe} = 0,23(100)x13x\frac{2,1}{400} = 1.56cm^2$$

$A_s = 5.49cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :[4]►►Art[A-5-2-1]◄◄

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15.f_{c28}, 5MPa\} = 3.75MPa.$$

$$\tau_u = \frac{21.79x10^3}{1000.130} = 0.167MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.75MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence del'effort tranchant au voisinage des appuis : [4]

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times \frac{1}{1.15} \times 10^3 = 1017.4KN.$$

$V_u = 21.79KN \leq \bar{V}_u = 1017.4KN. \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

i. Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: *n=15 ; c'=2cm ; d=13,0cm ; b=100cm ; A'$_s$=0*

Ondoitvérifierque:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\frac{M_{ser}}{I}(d - y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 150\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.36.Vérification des contraintes du la dalle

M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
8.90	5,49	5.52	6445.80	7.62	vérifiée	154.91	vérifiée

b) Vérification de la flèche :[4]

$$F_I = \frac{ML^2}{4E_I I_{F_I}}$$

$$E_I = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(Y_1^3 + Y_2^3\right) + 15A_t\left(Y_2 - c\right)^2$$

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100\times 15^2}{2} + 15\times 5.49\times 13}{100\times 15 + 15\times 5.49} = 7.78cm.$$

$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.78 = 7.22cm$

D'où : $I_0 = \frac{100}{3}\left(7.78^3 + 7.22^3\right) + 15\times 5.49\left(7.22 - 2\right)^2 = 28297.70cm^4$

$$\circ = \frac{A}{bd} = \frac{5.49}{100\times 13} = 0.0042$$

$$a_V = \frac{0.02\times f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\times \circ} = \frac{0.02\times 2.1}{(2+3)\times 0.0042} = 4.08$$

$$« = \max\{0;1 - \frac{1.75\times f_{t28}}{4\circ \pm_S + f_{t28}}\} = \max\{0;1 - \frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.0042\times 348 + 2.1}\} = \max\{0;0.46\} = 0.46$$

$$I_{F_I} = \frac{1.1\times I_0}{1 + a_V \times «} = \frac{1.1\times 28297.7}{1 + 4.08\times 0.46} = 10820.17cm^4$$

$$F_I = \frac{8.9\times 10^6 \times 1200^2}{4\times 32164195\times 10820.17} = 0.92mm$$

$$\overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4.8mm.$$

$F_I < \overline{F} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

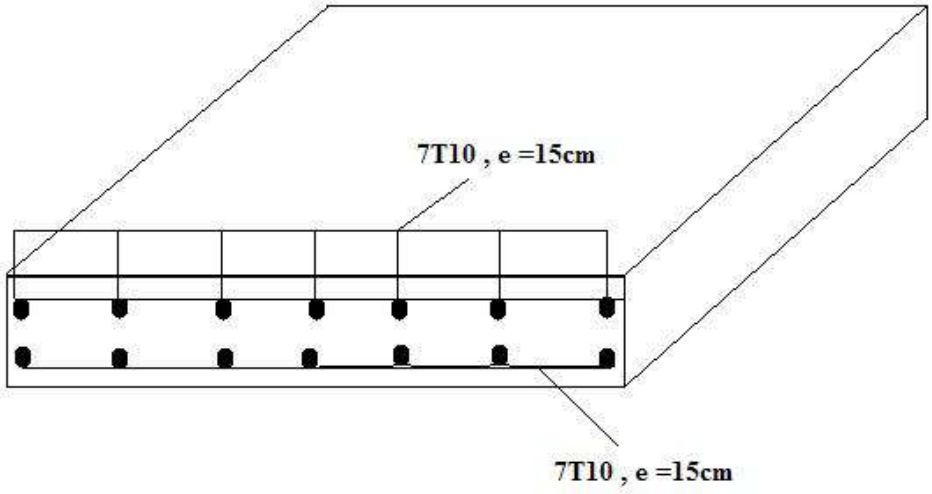


Fig. III.41. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentescombinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

✓ E.L.U :1,35G +1,5Q

✓ E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003

✓ G +Q ± E

✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

V.1. Ferraillage des poutres :

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

Tableau V.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
.5	.15	.15	.00
=25 MPA	FeE 400	=25 MPA	FeE 400
=14.2 MPA	348 MPA	=18.50 MPA	400 MPA

V.1.1. Recommandation du RPA99 :

V.1.1.1. Armatures longitudinales [1]

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de0,5% en toute section.

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

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

V.1.1.2. Armatures transversales [1]

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

b : largeur de la poutre.

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

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales :**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
I	Terrasse	Travée	99.76	0	6.37	**3HA16= 6.05**
		Appui	-136.93	0	8.37	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	101.70	0	6.50	**3HA16=6.05**
		Appui	-150. 38	0	9.71	**3HA16+3HA14=10.65**
R	Terrasse	Travée	50.88	0	3.18	**3HA14=4.62**
		Appui	-70.64	0	4.40	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	80.99	0	5.07	**3HA16=6.05**
		Appui	-101.67	0	6.52	**3HA16=6.05**
PP2	E+T	Travée	-210.7	**0**	11.47	**6HA12+2HA12=14.32**
		Appui	190.7	**0**	10.28	**6HA12+2HA12=14.32**

- **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :**

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
I	Terrasse	Travée	30.84	0	2.43	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-55.83	0	4.49	**3HA14 +2HA12=6.88**
	Etages	Travée	58.82	0	4.75	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-70.13	0	5.73	**3HA14 +2HA12=6.88**
R	Terrasse	Travée	21.47	0	1.68	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-28.17	0	2.21	**3HA14 +2HA12=6.88**
	Etages	Travée	32.99	0	2.60	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-48.27	0	3.87	**3HA14 +2HA12=6.88**

V.1.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Apres le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

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

$\bar{\sigma}_s$ adm = min ((2/3)*fe ; 110 × ηf_{tj})=202 Mpa et on doit vérifier que $\pm\sigma_s \leq \pm\bar{\sigma}_{adm}$.

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

	Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Travée	66.25	11.4	140.6	**15**	-	**CV**	**CV**
		Appui	-125.25	6.7	73.7	**15**	-	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	69.50	5.2	53.5	**15**	-	**CV**	**CV**
		Appui	-133.77	8.2	94.8	**15**	-	**CV**	**CV**
R	Terrasse	Travée	33.65	5	49.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	-64.62	7.9	91.4	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	33.65	6.8	75	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	-64.62	11.7	144.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
PP2	Etage+ terrasse	Travée	130.77	8.6	111.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	180.6	7.9	101.7	**15**	**202**	**CV**	**CV**

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

Niveau	**position**	**Mser (kN.m)**	**σb (MPa)**	**σs (MPa)**	**[σb]**	**[σs]**	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
Terrasse	Travée	12.67	1.3	17.3	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-28.56	4.9	55.2	**15**	202	**CV**	**CV**
Etages	Travée	16.23	1.7	21.8	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-30.22	5	56.2	**15**	202	**CV**	**CV**

V.1.1.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A calculer	$\mathbf{A_{minCBA}}$ **= 1.5cm²**	$\mathbf{A_{minRPA}}$ **= 7.5 cm²**	**Adopter (cm²)**
I	Terrasse	Travée	6.37	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	8.37	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	6.50	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	9.71	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
R	Terrasse	Travée	3.18	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	4.40	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	5.07	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	6.52	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A choisis **Cm²**	$\mathbf{A_{minCBA}}$ **= 1.2cm²**	$\mathbf{A_{minRPA}}$ **= 6 cm²**	**Adopter**
I	Terrasse	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Etages	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
R	Terrasse	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Etages	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**

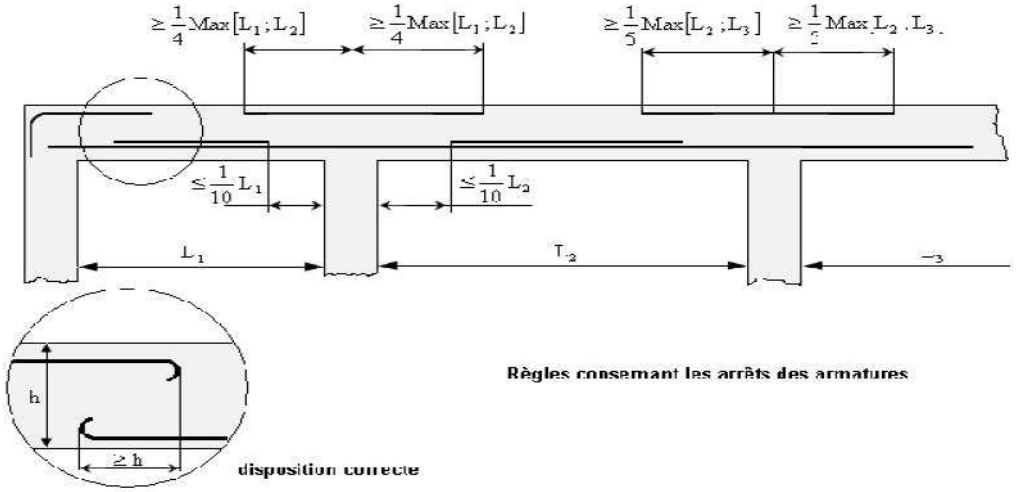


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.1.1.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

_ Tu: effort tranchant :

Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

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

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)		**τu≤**
I	Terrasse	160.52	1.35G+1.5Q	1.07	**3.34**	**C.V**
	Etages	173.77	G+Q+Ey	1.16	**4.34**	**C.V**
R	Terrasse	68.48	G+Q+Ex	0.46	**3.26**	**C.V**
	Etages	110.13	G+Q+Ex	0.73	**3.26**	**C.V**
PP2	Etage + terrasse	210.3	G+Q+Ey	1.16	**4.34**	**C.V**

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)		**τu≤**
I	Terrasse	36.78	G+Q+Ey	0.31	3.34	**C.V**
	Etages	53.74	G+Q+Ey	0.45	4.34	**C.V**
R	Terrasse	48.52	G+Q+Ey	0.40	**3.26**	**C.V**
	Etages	41.9	1.35G+1.5Q	0.35	2.5	**C.V**

V.1.1.6. Calcul des armatures transversales :

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

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

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
50x30	1.20	40	2.01	11	20	1.8	10	15	4Ø8
40x30	1.62	33.3	2.01	9.6	17.5	1.57	10	15	4Ø8
60x 30	1.32	40	2.01	12	27.5	1.9	10	15	4Ø8

V.1.1.7. Vérification de la flèche :

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

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10\,M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\,M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.006	0.0105	C.V
P.P2	0.087	0.062	C.V	0.087	0.08	C.V	0.009	0.0105	
PS	0.10	0.062	C.V	0.010	0.08	C.V	0.008	0.0105	C.V

La figure suivante montre les ferraillages finalsdes poutres.

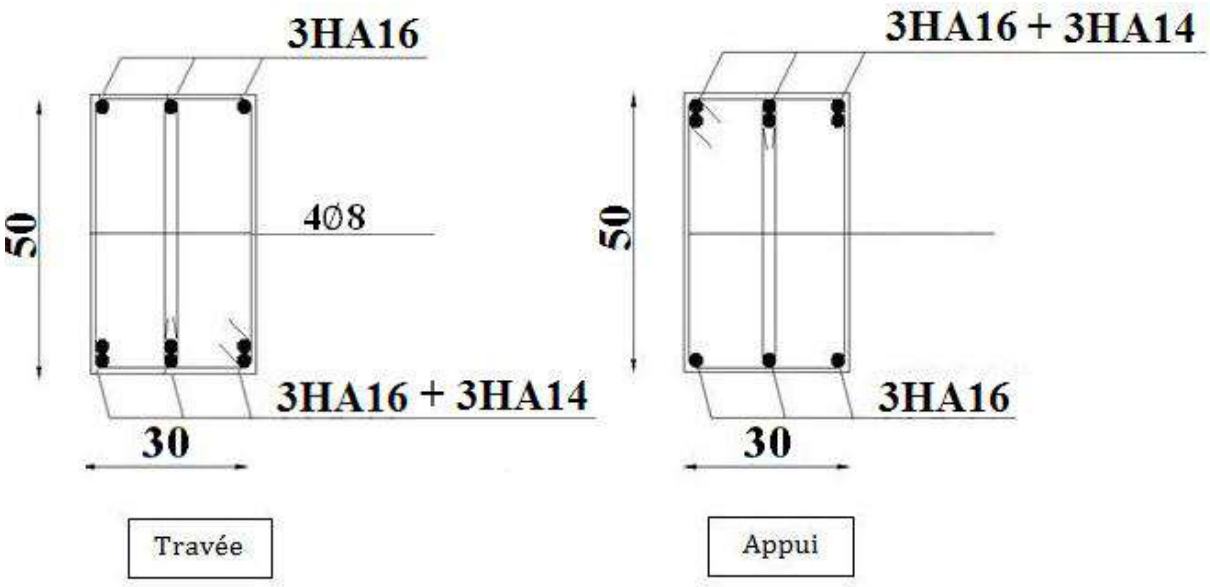


Figure V.2. Ferraillages des poutres principalesPP1 (A) de la terrasse+ étage courant

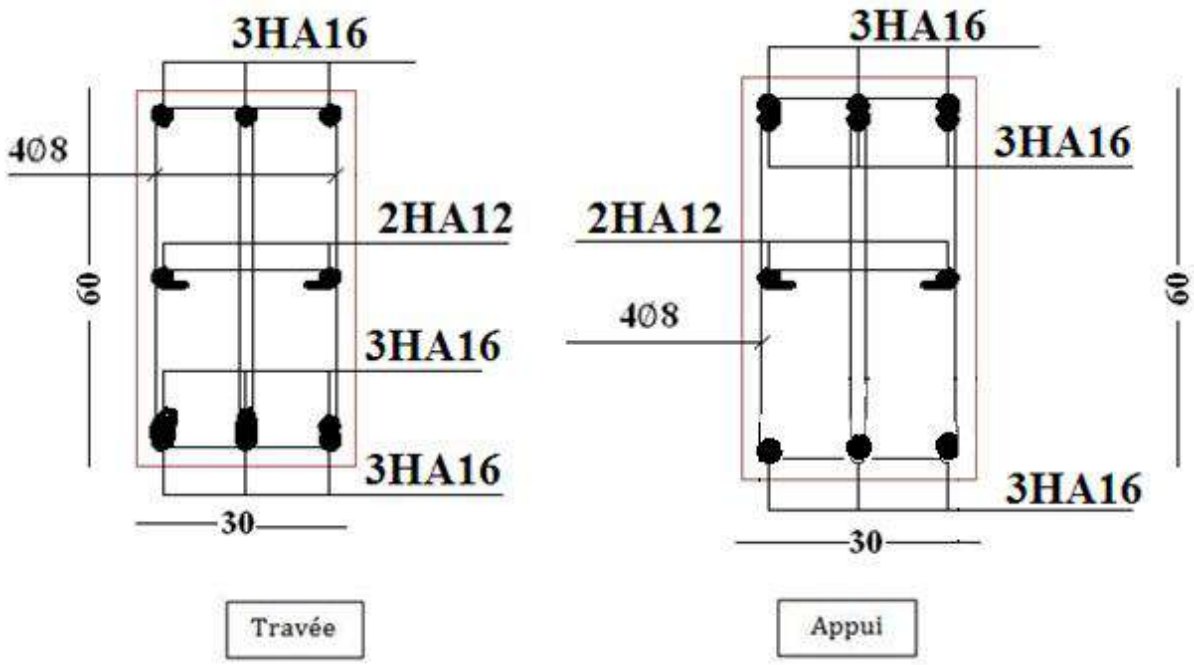


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales PP2(A) de l'étage courant +terrasse

Les poutres secondaires

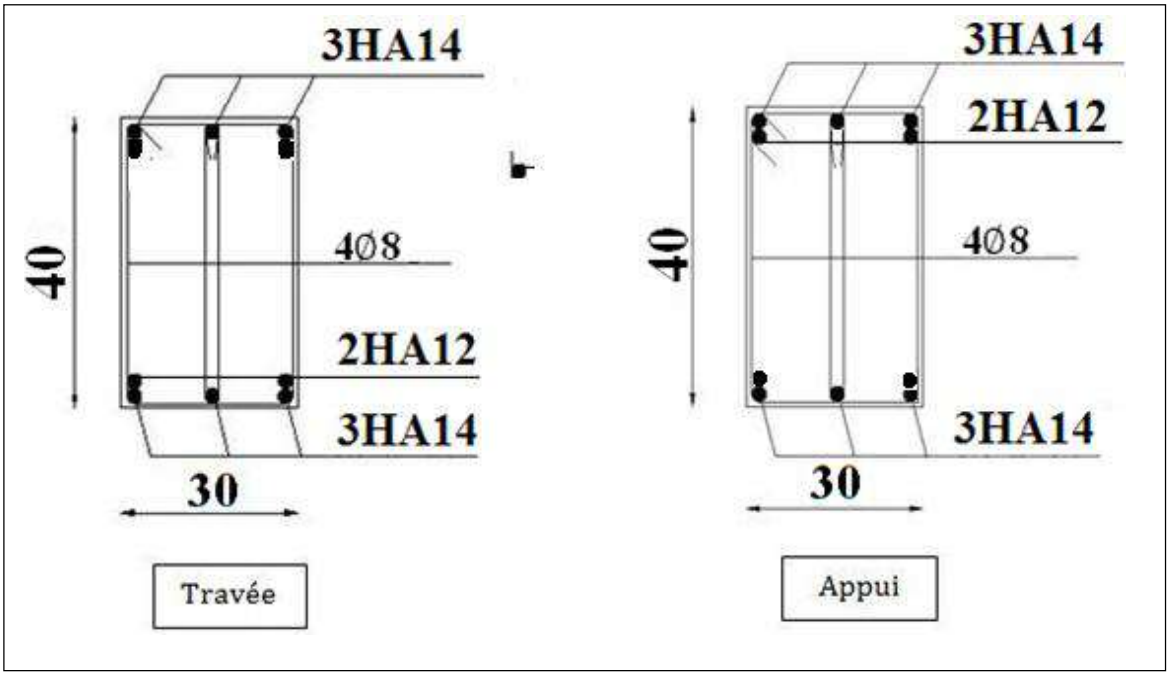


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires (A) de la terrasse et Etage courant

V.3 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre lescharges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stablesou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structurescontreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des chargeshorizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V. on des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

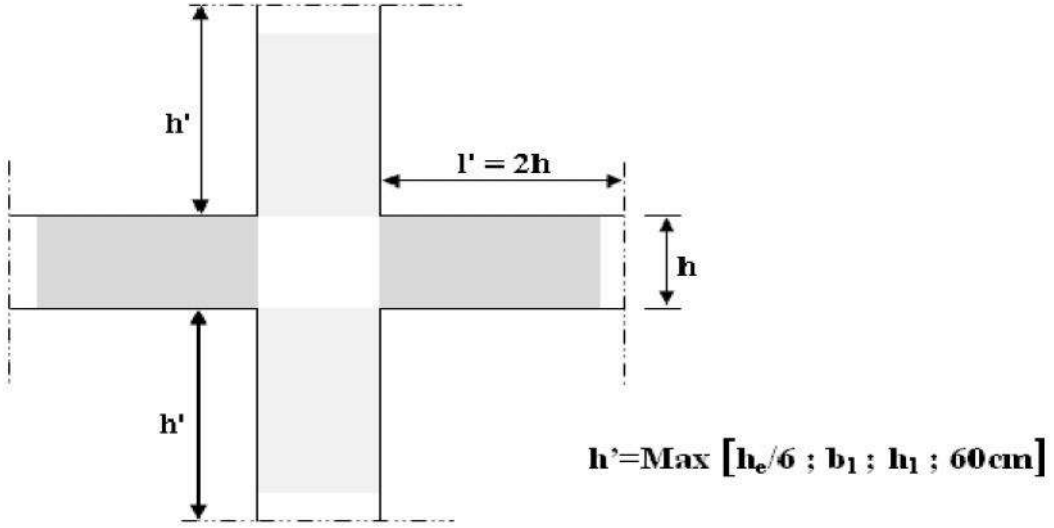
- Selon le CBA :

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et



Matériaux :

Béton : Fc28 = 25.0 [MPa] Résistance du béton à 28 jours.

Acier : Fe = 400 [MPa] Résistance de l'acier.

Zone sismique : IIa.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8. (bxh) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7.4.2.1]

V.3.1.b. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle :

Les résultats decalculsdes Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Tableau V.13. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx	My	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
21.42	POT40X40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	268.77	0	0	2	1.2	12.80	14.19
21.42	POT40X40	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	135.92	0	0	2	1.2	12.80	14.19
21.42	POT40X40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-0.95	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	548.2	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	225.28	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	54	0	0	2	1.2	12.80	14.19
15.30	POT45X45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	840.77	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
15.30	POT45X45	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	299.28	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
15.30	POT45X45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	84.26	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1141.6	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	356.12	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	63.97	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
9.18	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1771	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
9.18	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	333.70	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
9.18	POT50x50	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-88.83	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1796.27	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	452.32	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-46.67	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2154.01	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	545.25	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	PT45x45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-257.48	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35

V.3.1.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Les résultats des calculsdes contraintes à l'état limite de service sont résumer dans le tableau suivent.

Tableau V.14.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Niveau (m)	N°	Section	N (kN)	Mx	My	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
21.42	913	1600	195.27	0	0	5.1	59	15.00	201.63
21.42	913	1600	195.27	0	0	5.1	59	15.00	201.63
21.42	919	1600	92.87	0	0	6.2	65.9	15.00	201.63
18.36	841	1600	395.15	0	0	2.3	33.4	15.00	201.63
18.36	840	1600	350.99	0	0	4.7	59.2	15.00	201.63
18.36	846	1600	216.46	0	0	4.6	54.5	15.00	201.63
15.30	768	2025	605.19	0	0	2.6	38.8	15.00	201.63
15.30	767	2025	520.05	0	0	4.5	59.8	15.00	201.63
15.30	763	2025	241.92	0	0	1.2	17	15.00	201.63
12.24	695	2025	820.53	0	0	3.4	50.9	15.00	201.63
12.24	694	2025	696.99	0	0	4.8	65.1	15.00	201.63
12.24	690	2025	326.49	0	0	1.4	20.9	15.00	201.63
9.18	622	2025	1048.51	0	0	1.5	21.6	15.00	201.63
9.18	621	2025	894.35	0	0	4.7	66.5	15.00	201.63
9.18	617	2025	407.44	0	0	2.2	31.1	15.00	201.63
6.12	549	2500	1292.48	0	0	4.2	62.7	15.00	201.63
6.12	548	2500	1118.80	0	0	5.3	74.9	15.00	201.63
6.12	544	2500	547.59	0	0	1.8	27.6	15.00	201.63
3.06	38	2500	1562.11	0	0	5.2	77.9	15.00	201.63
3.06	43	2500	921.56	0	0	5.1	74.8	15.00	201.63
3.06	33	2500	631.59	0	0	2.5	37.1	15.00	201.63

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

Tableau V.15. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ = min ($\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$; 4 Mpa)	$\overline{\tau_u}$ = min ($\frac{0.20 f_{cj}}{\gamma_b}$; 5 Mpa)
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$……si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$……si l'élancement $\lambda < 5$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ I = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases}$$

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f: Longueur de flambement.

V.3.2.c. Calcul des armatures transversales

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \leq Min\left(0,9d ; 40\,cm\right) \\ \phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

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

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

- At= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

ρ =2.5 si λg ≥ 5

ρ =3.75 dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

S_t≤10cm……...Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10¤_l\right)$$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée commesuit :

0.3% si λg ≥ 5.

0.8% si λg ≤ 3.

Tableau V.16. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	At(cm²)	λg	$\frac{tat}{\rho}$	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
40x40	**2.01**	**5.35**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
45x45	**3.14**	**4.76**	**2.5**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø8
50x50	**3.14**	**6.18**	**2.5**	**38.86**	cour	**15**	**42.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**42.3**	**10**	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
40x40	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
45x45	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**
50x50	cour	**0.41**	**C.V**
	nod	**0.62**	**C.V**

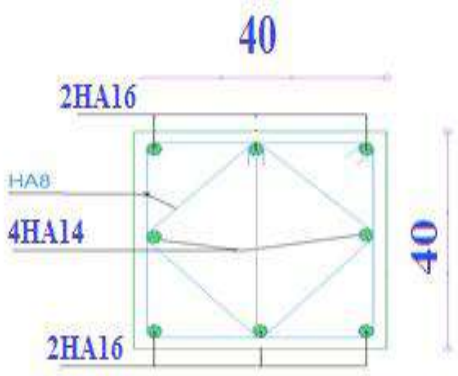


Figure V.5. Ferraillage des poteaux des étages 4et 5eme niveaux

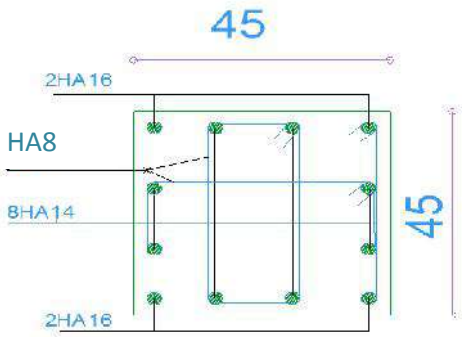


Figure V.6. Ferraillage des poteaux1+2+3eme niveaux

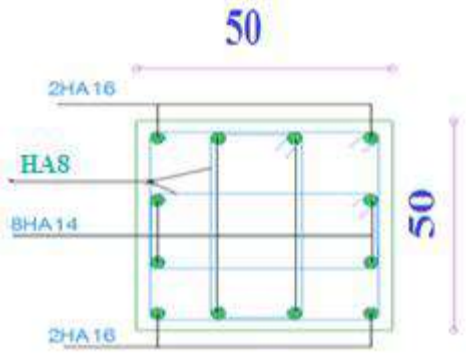


Figure V.7. Ferraillage des poteaux SS+ RDC

V. 3.3.Les voiles

V. 3.3.1. 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. 3.3.2.Voiles avec files d'ouvertures

a. 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.

b. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.3.3.3. Méthode de calcul [6]

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 le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

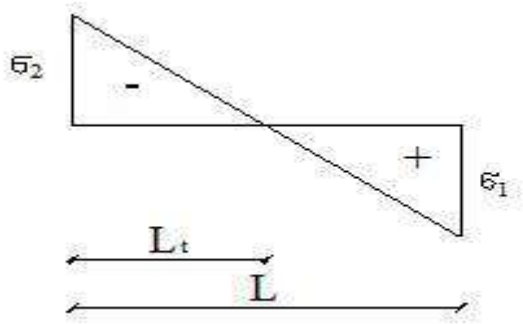
Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

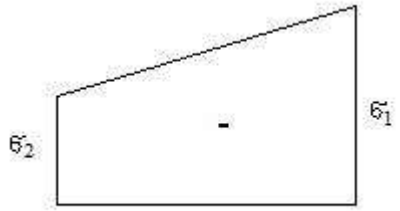
$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (la longueur tendue)}$$



b.Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

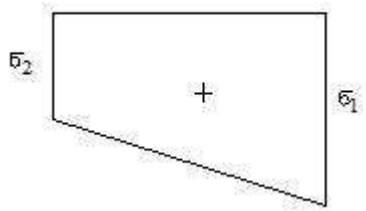
$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$



c.Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$



.V.3.3.3.1. Recommandations réglementaires

a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{ab} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ 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 (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$

$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, 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.3.3.3.2. 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

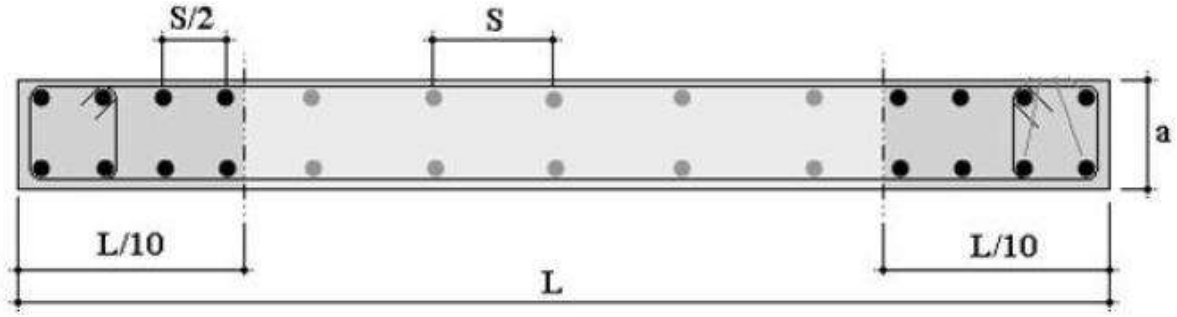


Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.3.4. Armatures verticales :

V.3.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.17. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
σ =25 Mpa	FeE 400	σ =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σadm = 348	σ adm=18,48 Mpa	σadm = 400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

- **les voiles pleins (sens longitudinal)**

Tableau VI.18. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

	niveau	voile	S	N	M	SIT	type	ACAL	ARPA min	S_v	choix
(x)	S. sol	V_1	20x626	1756.62	314.25	ACC	SPT	25.8	18.78	20	**2x (37HA12)**
		V_2	20.696	1856.62	414.25	ACC	SPT	25.8	18.78	20	**2x (40HA12)**
		V_3	20x603	876.27	801.34	ACC	SPT	24.9	18.78	20	**2x (36HA12)**
	RDC	V_1	20x100	516.14	277.68	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	1ere	V_1	20x100	633.48	371.98	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	2eme	V_1	20x100	492.95	292.33	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	3eme	V_1	20x100	386.13	243.55	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	4eme	V_1	20x100	285.71	183.45	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	5eme	V_1	20x100	168.97	157.32	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
(y)	S. sol	V_1	20x 400	1285.70	733.50	ACC	SPT	16.17	18.78	20	**2x (29HA12)**
		V_2	20x588	1492.41	171.44	ACC	SPT	24.3	18.78	20	**2x (34HA12)**
	RDC	V_1	20x160	788.13	534.56	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	699.90	269.54	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	1ere	V_1	20x160	714.12	347.06	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	623.46	194.47	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	2eme	V_1	20x160	603.30	300.73	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	550.82	195.48	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	3eme	V_1	20x160	423.57	230.62	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	382.52	112.17	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	4eme	V_1	20x160	260.66	125.56	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	204.71	-4.49	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	5eme	V_1	20x160	107.18	39.02	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	102.30	-6.56	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**

Récapitulation:

Types des voiles		A adopter	Esp (extrémité)	Esp (milieux)
étages	20x100	2x (8HA12)	10	15
	20x1.20	2x (10HA12)	10	15
	20X160	2x (12HA12)	10	15
S. sol	20x6.26	2x (37HA12)	10	20
	20x5.88	2x (34HA12)	10	20
	20x6.03	2x (36HA12)	10	20
	20x4.00	2x (29HA12)	10	20
	20x6.96	2x (40HA12)	10	20
	20x1.80	2x (10HA12)	10	20

- **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

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

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

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	verification
(x)	**S.sol**	V_1	20x6.26	1249.66	-640.6	ACC	41.81	1.3	19.2	**CV**
		V_2	20.6.96	1388.77	560	ACC	45.2	1.2	17.6	**CV**
		V_3	20x 4.00	948.26	70.52	ACC	32.77	1.1	16.5	**CV**
		V4	20x5.88	890.00	-152.7	ACC	41.81	1.3	17.3	**CV**
		V5	20x6.03	723.73	-218.7	ACC	40.68	1.0	10.3	**CV**
	RDC	V_1	20x100	584.91	-13.59	ACC	9.05	3	45.2	**CV**
	1ere	V_1	20x100	537.86	-13.43	ACC	9.05	2.8	41.8	**CV**
	2eme	V_1	20x100	435.00	16.14	ACC	9.05	2.4	35.7	**CV**
	3eme	V_1	20x100	324.00	11.99	ACC	9.05	1.8	26.5	**CV**
	4eme	V_1	20x100	235.54	18.00	ACC	9.05	1.5	22.5	**CV**
	5eme	V_1	20x100	117.87	31.97	ACC	9.05	1.3	19.2	**CV**
										CV
(y)	**RDC**	V_1	20x120	528.21	2.14	ACC	11.31	1.7	24.8	**CV**
		V_2	20x160	718.51	74.85	ACC	13.57	2.4	35.6	**CV**
	1ere	V_1	20x120	462.58	-3.46	ACC	11.31	1.5	22	**CV**
		V_2	20x160	638.44	139.78	ACC	13.57	2.6	38.8	**CV**
	2eme	V_1	20x120	376.70	-2.07	ACC	11.31	1.2	17.8	**CV**
		V_2	20x160	514.76	117.34	ACC	13.57	2.2	32.4	**CV**
	3eme	V_1	20x120	283.45	-17.01	ACC	11.31	1.1	15.8	**CV**
		V_2	20x160	470.25	148.49	ACC	13.57	2	30.1	**CV**
	4eme	V_1	20x120	201.31	-25.36	ACC	11.31	0.9	13.3	**CV**
		V_2	20x160	329.28	153.08	ACC	13.57	1.7	25.6	**CV**
	5eme	V_1	20x120	84.81	-12.93	ACC	11.31	0.4	6	**CV**
		V_2	20x160	167.86	198.11	ACC	13.57	1.6	24.1	**CV**

- **Calcul des armateurs horizontaux :**

Tableau V.20. Calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	5	vér	$\varnothing_l$	S_h	A_{min}	choix	A_{final}
	S. Sol	V	20	306	1063.38	0.80	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
(x)	**RDC**	V_1	20	306	186.65	0.36	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	20	306	184.02	0.35	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	20	306	193.86	0.37	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	20	306	165.75	0.31	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	20	306	128.41	0.24	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	20	306	113.37	0.21	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
(y)	**RDC**	V_1	20	306	266.33	0.50	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	375.45	0.72	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	20	306	298.30	0.57	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	336.08	0.64	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	20	306	243.23	0.47	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	255.12	0.49	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	20	306	206.04	0.40	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	174.54	0.34	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	20	306	149.09	0.29	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	110.93	0.21	5	CV		15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	20	306	100.17	0.19	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	64.30	0.12	5	CV		15	12.24	2x18HA10	**14.11**

Récapitulation:

Types des voiles		**A adopter**	**Esp**
étages	**20x306**	**2x (18HA10)**	**15**
S .sol	**20x306**	**2x (18HA10)**	**15**

c. Armatures transversales :

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

Tableau V.21. Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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

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

BLOC B:

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales :**

Tableau V.22. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc B

Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
Terrasse	Travée	30.80	0	2.42	**3HA14=4.62**
	Appui	-38.06	0	3.02	**3HA14=4.62**
Etages	Travée	35.5	0	2.81	**3HA14=4.62**
	Appui	-55. 7	0	4.48	**3HA14=4.62**

- **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :**

Tableau V.23. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC B

Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
Terrasse	Travée	18.69	0	0.2	**3HA12=3.39**
	Appui	-20.67	0	0.2	**3HA12=3.39**
Etages	Travée	25.9	0	0.52	**3HA12=3.39**
	Appui	-36.17	0	0.73	**3HA12=3.39**

V.B.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Apres le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

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

$\bar{\sigma}_s$ adm = min ((2/3)*fe ; 110 × ηf_{tj}) =202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ adm .

Tableau V.24. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Terrasse	Travée	33.65	5	49.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Appui	-64.62	7.9	91.4	**15**	**202**	**CV**	**CV**
Etages	Travée	33.65	6.8	75	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Appui	-64.62	11.7	144.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**

Tableau V.25. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Terrasse	Travée	12.67	1.3	17.3	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-28.56	4.9	55.2	**15**	202	**CV**	**CV**
Etages	Travée	16.23	1.7	21.8	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-30.22	5	56.2	**15**	202	**CV**	**CV**

V.B.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.26. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

Niveau	position	A choisis Cm^2	A_{minCBA} = 1.2cm^2	A_{minRPA} =6cm^2	A finale
Terrasse	Travée	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Appui	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
Etages	Travée	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Appui	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**

Tableau V.27. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA

Niveau	position	A choisis **Cm^2**	A_{minCBA} = 1.05cm^2	A_{minRPA} = 5.25cm^2	correction
Terrasse	Travée	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
	Appui	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
Etages	Travée	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
	Appui	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**

V.B.3. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

_ Tu: effort tranchant :

Tableau V.28. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
I	Terrasse	160.52	1.35G+1.5Q	1.07	3.34	**C.V**
	Etages	173.77	G+Q+Ey	1.16	4.34	**C.V**
R	Terrasse	68.48	G+Q+Ex	0.46	**3.26**	**C.V**
	Etages	110.13	G+Q+Ex	0.73	3.26	**C.V**

Tableau V.30. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
I	Terrasse	36.78	G+Q+Ey	0.31	3.34	**C.V**
	Etages	53.74	G+Q+Ey	0.45	4.34	**C.V**
R	Terrasse	48.52	G+Q+Ey	0.40	**3.26**	**C.V**
	Etages	41.9	1.35G+1.5Q	0.35	2.5	**C.V**

V.B.4.Calcul des armatures transversales :

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

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

Tableau V.31. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
50x30	1.20	40	2.01	12	20	1.8	12	20	4Ø8
40x30	1.62	33.3	2.01	10	17.5	1.57	12	20	4Ø8

V.B.5.Vérification de la flèche :

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

Tableau V.32. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
		$\frac{1}{16}$							
P.P	0.100	0.062	C.V	0.100	0.085	C.V	0.006	0.0105	C.V
PS	0.106	0.062	C.V	0.106	0.085	C.V	0.008	0.0105	C.V

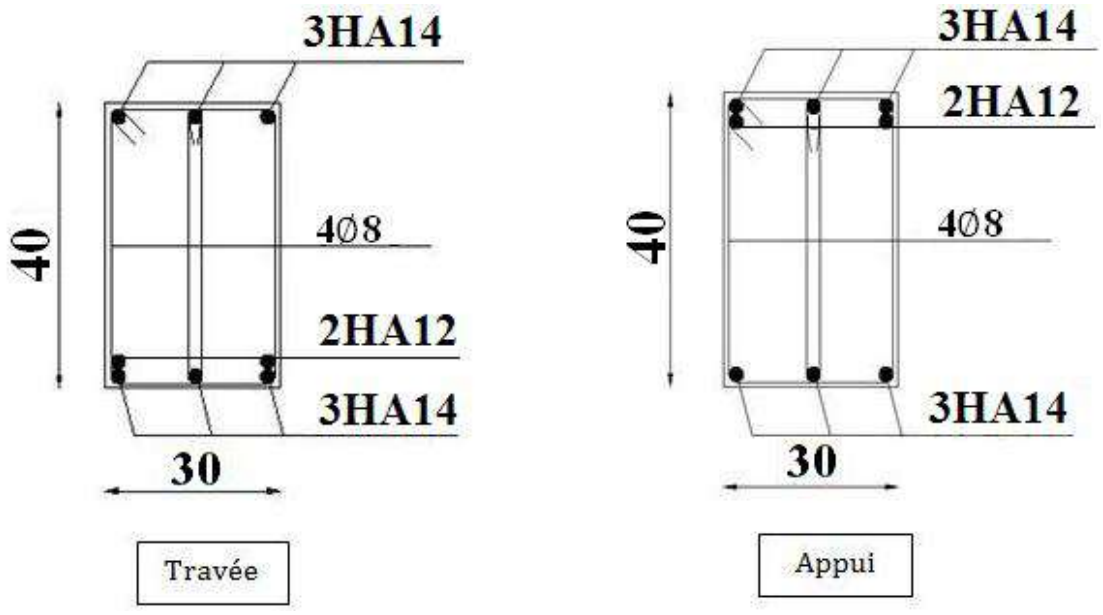


Figure V.9. Ferraillages des poutres principales (B) de la terrasse et Etage courant

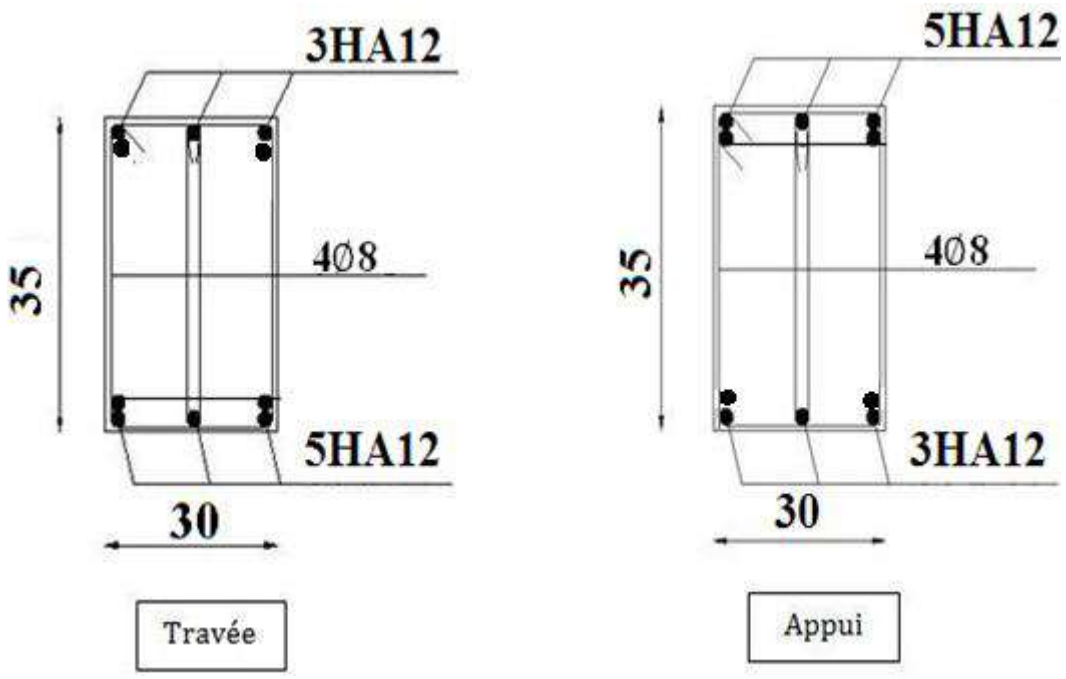


Figure V.10. Ferraillages des poutres secondaires (B) de la terrasse et Etage courant

V.B.3.Ferraillage des poteaux :

Matériaux :

Béton : Fc28 = 25.0 [MPa] Résistance du béton à 28 jours.

Acier : Fe = 400 [MPa] Résistance de l'acier.

Zone sismique : IIa.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8. (bxh) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

TableauV.33. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	**Achoisi (cm²)**
18.36	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	124.63	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
18.36	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	85.10	0	0	0.3	2.5	9.80	**12.31**
18.36	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	2.1	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	252.47	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	177.79	0	0	0.5	2.3	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	17.42	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	392.29	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	278.18	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	12.06	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
9.18	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	542.42	0	0	2.8	0.4	12.80	**14.19**
9.18	PT40	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	382.93	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
9.18	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-9.38	0	0	1.7	1.8	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	701.4	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	486.23	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-49.34	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	882.07	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Mmax -- >Ncorr	0,8.G+EdX	403.14	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-242.5	0	0	1.7	1.7	12.80	**14.19**

Tableau V.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Niveau (m)	N°	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
18.36	878	PT35	G+Q	91.64	0	0	3.4	43.6	15.00	201.63
18.36	884	PT35	G+Q	91.18	0	0	2.5	28.1	15.00	201.63
18.36	896	PT35	G+Q	27.77	0	0	2.2	22.6	15.00	201.63
15.30	877	PT35	G+Q	184.63	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
15.30	883	PT35	G+Q	184.00	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
15.30	23	PT35	G+Q	68.45	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
12.24	876	PT35	G+Q	286.39	0	0	3.7	50.7	15.00	201.63
12.24	882	PT35	G+Q	285.57	0	0	5	58.7	15.00	201.63
12.24	888	PT35	G+Q	116.43	0	0	2.6	25.9	15.00	201.63
9.18	875	PT40	G+Q	395.71	0	0	2.6	35.2	15.00	201.63
9.18	881	PT40	G+Q	394.76	0	0	3.6	49.8	15.00	201.63
9.18	19	PT40	G+Q	156.54	0	0	3.7	50.2	15.00	201.63
6.12	874	PT40	G+Q	511.49	0	0	4	56.5	15.00	201.63
6.12	880	PT40	G+Q	510.54	0	0	3.8	54.6	15.00	201.63
6.12	898	PT40	G+Q	271.38	0	0	3.3	4.6	15.00	201.63
3.06	873	PT40	G+Q	643.08	0	0	4.1	60	15.00	201.63
3.06	879	PT40	G+Q	641.89	0	0	4	59.7	15.00	201.63
3.06	897	PT40	G+Q	318.50	0	0	2.5	36.5	15.00	201.63

V.B.3.1.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.e. Calcul des armatures transversales :

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \le Min\left(0{,}9d;40\,cm\right) \\ \ddot{}_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\ddot{}_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{^2{}_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

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

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

- At= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

ρ =2.5 si λg ≥ 5

ρ =3.75 dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

S_t≤10cm……...Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10¤_l\right)$$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée commesuit :

0.3% si λg ≥ 5.

0.8% si λg ≤ 3.

Tableau V.35. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	At(cm²)	λg	$\frac{\text{tlat}}{\rho}$	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
35x35	**2.01**	**5.35**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
40x40	**3.14**	**4.76**	**2.5**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
35x35	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
40x40	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**

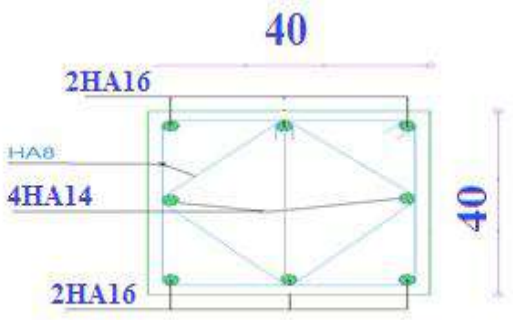


Figure V.11. Ferraillage des poteaux des SS+1erétage

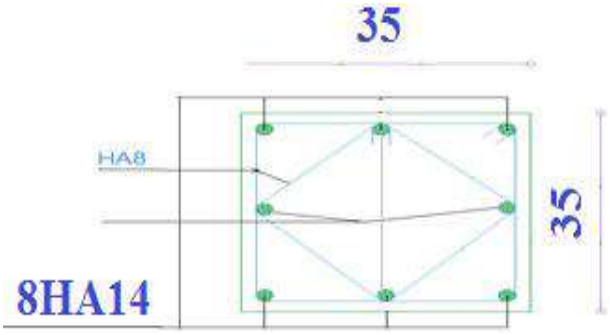


Figure V.12. Ferraillage des poteaux des étages 2 ; 5emeetage

V.B.4.Les voiles

V.B.4.1. 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.B.4.2. Armatures verticales :

a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.36 . Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
σ =25 Mpa	FeE 400	σ =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σadm = 348	σ adm=18,48 Mpa	σadm = 400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

b. les voiles pleins (sens longitudinal) :

Tableau 5.37. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

	niveau	voile	S	N	M	SIT	type	ACAL		S_v	choix
(x)	**S.sol**	V_1	20x4.25	928.95	808.52	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x(26HA12)**
	RDC	V_2	20x90	551.41	334.62	ACC	SPT	4.7	2.7	**20**	**2x (8HA12)**
	1ere	V_1	20x90	571.15	224.17	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	2eme	V_1	20x90	449.16	188.07	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	3eme	V_1	20x90	356.30	149.98	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	4eme	V_1	20x90	233.25	89.38	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	5eme	V_1	20x90	109.05	74.96	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
										15	
(y)	**S.sol**	V1	20x4.66	1047.02	1013.53	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x27(HA12)**
		V_2	20x 3.3	463.97	363.63	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x20(HA12)**
	RDC	V_1	20x105	375.16	155.65	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	1ere	V_1	20x105	382.61	50.76	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	2eme	V_1	20x105	301.13	54.00	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	3eme	V_1	20x105	254.86	33.68	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	4eme	V_1	20x105	168.01	4.08	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	5eme	V_1	20x105	76.73	57.79	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**

Récapitulation:

Types des voiles	A adopter	Esp (extrémités)	Esp (milieu)
20x90	**2x (8HA12)= 9.05**	**10**	**15**
20x105	**2x (9HA12)=10.18**	**10**	**15**
20x4.66	**2x27(HA12)=30.54**	**10**	**20**
20x4.25	**2x26(HA12)=29.41**	**10**	**20**
20x 3.3	**2x20(HA12)=22.63**	**10**	**20**

- **Vérification à E.L.S**

Il faut vérifier :

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

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

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	Section	N	M	sit	A_{adop} σ_b	$\pm_b$	$\pm_s$	verification
(x)	**S. sol**	V_1	20x425	846.24	-15.89	ACC	**29.41**	0.9	13.8	**CV**
	RDC	V_1	20x90	584.91	-13.59	ACC	**9.05**	3.2	47.4	**CV**
	1ere	V_1	20x90	537.86	-13.43	ACC	**9.05**	2.9	43.9	**CV**
	2eme	V_1	20x90	435.00	16.14	ACC	**9.05**	2.4	35.7	**CV**
	3eme	V_1	20x90	324.00	11.99	ACC	**9.05**	1.8	26.5	**CV**
	4eme	V_1	20x90	235.54	18.00	ACC	**9.05**	1.5	22.5	**CV**
	5eme	V_1	20x90	117.87	31.97	ACC	**9.05**	1.3	19.2	**CV**
										CV
(Y)	**S .sol**	V_1	20x466	979.65	-68.34	ACC	**30.54**	1	15.4	**CV**
		V_2	20x 330	442.59	2.58	ACC	**22.63**	0.6	9.2	**CV**
	RDC	V_1	20x105	528.21	2.14	ACC	**10.18**	1.7	24.8	**CV**
	1ere	V_1	20x105	462.58	-3.46	ACC	**10.18**	1.5	22	**CV**
	2eme	V_1	20x105	376.70	-2.07	ACC	**10.18**	1.2	17.8	**CV**
	3eme	V_1	20x105	283.45	-17.01	ACC	**10.18**	1.1	15.8	**CV**
	4eme	V_1	20x105	201.31	-25.36	ACC	**10.18**	0.9	13.3	**CV**
	5eme	V_1	20x105	84.81	-12.93	ACC	**10.18**	0.6	8.9	**CV**

c. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.39. Calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	L(cm)	e	H	V_u	^{2}		vér		S_h		choix	**A_{final}**
(X)	**S.sol**	V	425	20	306	37.2	0.07	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	RDC	V_1	90	20	306	32.93	0.06	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	90	20	306	31.41	0.06	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	90	20	306	21.59	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	90	20	306	14.27	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	90	20	306	20.2	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	90	20	306	3.57	0.01	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
(Y)	**S.sol**	V_1	466	20	306	82.0	0.15	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	333	20	306	55.3	0.10	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	RDC	V_1	105	20	306	4.43	0.01	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	105	20	306	14.16	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	105	20	306	11.56	0.02	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	105	20	306	16.12	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	105	20	306	23.35	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	105	20	306	14.65	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**

d. Armatures transversales

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

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12

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

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

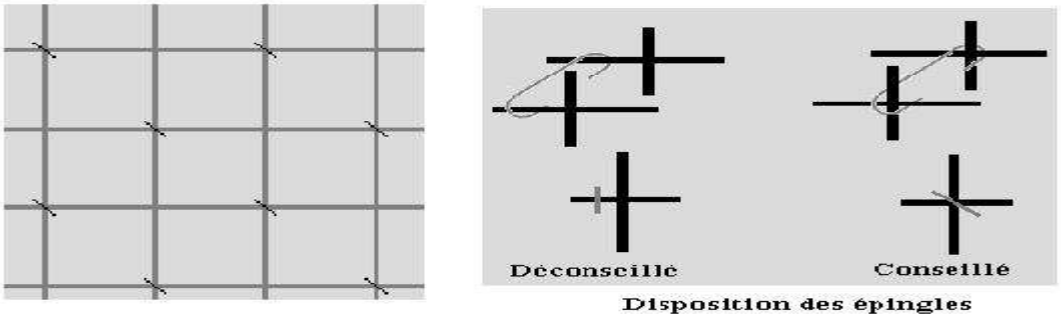


Figure V.13. Les armatures transversales et les épingles

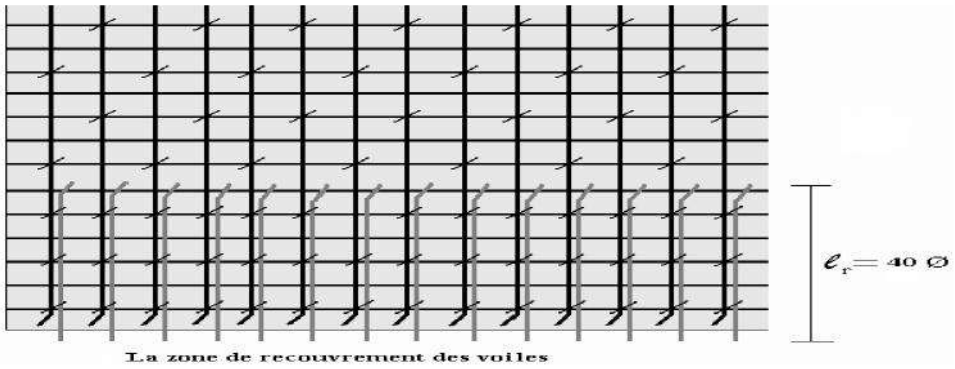


Figure V.14. La zone de recouvrement des voiles

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la Superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la Superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations.

La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Le rapport du sol donne les informations suivantes :

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à

- **$\pm_{sol}$ = 1.5 bars avec un ancrage de 2m sous le niveau du sous-sol**.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations
Seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.4.1semelles isolées

a) Dimensionnement des semelles isolées

N_{s1}=1350.9KN ;N_{s2}=1110.7KN.

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

B= $\sqrt{S}$ = 3.08 on adopt B = 3.20

b) Vérification des contraintes à ELS

d≥ $\frac{B-b}{4}$; h = d+ C+ $\emptyset/2$;

les résultats du calcule sont résumer dans le tableau suivent

Tableau VI.1.Per dimensionnement des semelles isolées

semelle	N (kn)	бsol (bar)	B cal. (mm)	B(m) choisi	A(m) choisi	d (cm)	h (cm)	h (cm) choisi
Semelle 1	1350.9	1.5	3000.99983	3.20	3.20	67.5	71.1	80
Semelle 2	1110.7	1.5	2721.15172	3.00	3.00	75	78.6	80

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

N_{s1}=1350.9KN ; N_{s2}=1110.7KN.

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$;$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$;$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol}

Tableau VI.2.Vérification des contraintes à ELS

	P semelleKN	**P amo. potKN**	**P remblaiKN**	**б (Mpa)**	**бsol(Mpa)**	**б≤бsol**
Semelle 1	204.8	5.625	215.784	0.18	0.15	**C n.v**
Semelle 2	180	5.625	194.4	0.18	0.15	**Cn.v**

Alors on augmente la section de semelle
On choisit A= B= 3.7m pour les deux semelles.

Tableau VI. 3.dimensionnement finale des semelles isolées

semelle	**N (kn)**	**бsol (bar)**	**B (mm)**	**B(m) choisi**	**A(m) choisi**	**d (cm)**	**h (cm)**	**h (cm) choisi**
Semelle 1	1350.9	1.5	3088.58	3.70	3.70	80	83.6	90
Semelle 2	1110.7	1.5	2852.718002	3.50	3.50	87.5	91.1	95

$N = 1430.9KN$

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$;$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$;$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol}

Tableau VI.4.Vérification finale des contraintes à ELS

	P semelle	**P amo pot**	**P remblai**	**б**	**бsol**	**б≤бsol**
Semelle 1	308.025	5	266.112	0.15	0.15	cv
Semelle 2	290.9375	4.6875	231.525	0.14	0.15	cv

La section choisie est 3.7*3.7 m^2 pour S1 et 3.5*3.5 m^2pour S2

c) Vérification de chevauchement entre les semelles isolées:

Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

L (m)	A (m)	$A_{semelle}$ (m)	$\frac{1.5(A+A^{axe-X}}{2}$	$\frac{1.5(A+A}{2}$
4.5	**3.70**	**3.70**	**5.55**	**non**
4.5	**3.50**	**3.50**	**5.25**	**non**

Tableau VI.6.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

L (m)	A (m)	(m)	$\frac{1.5(A+\dots}{2}$	$\frac{1.5(A+\dots}{2}$
3.97	**3.70**	**3.70**	**5.55**	**non**
3.97	**3.50**	**3.50**	**5.25**	**non**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes

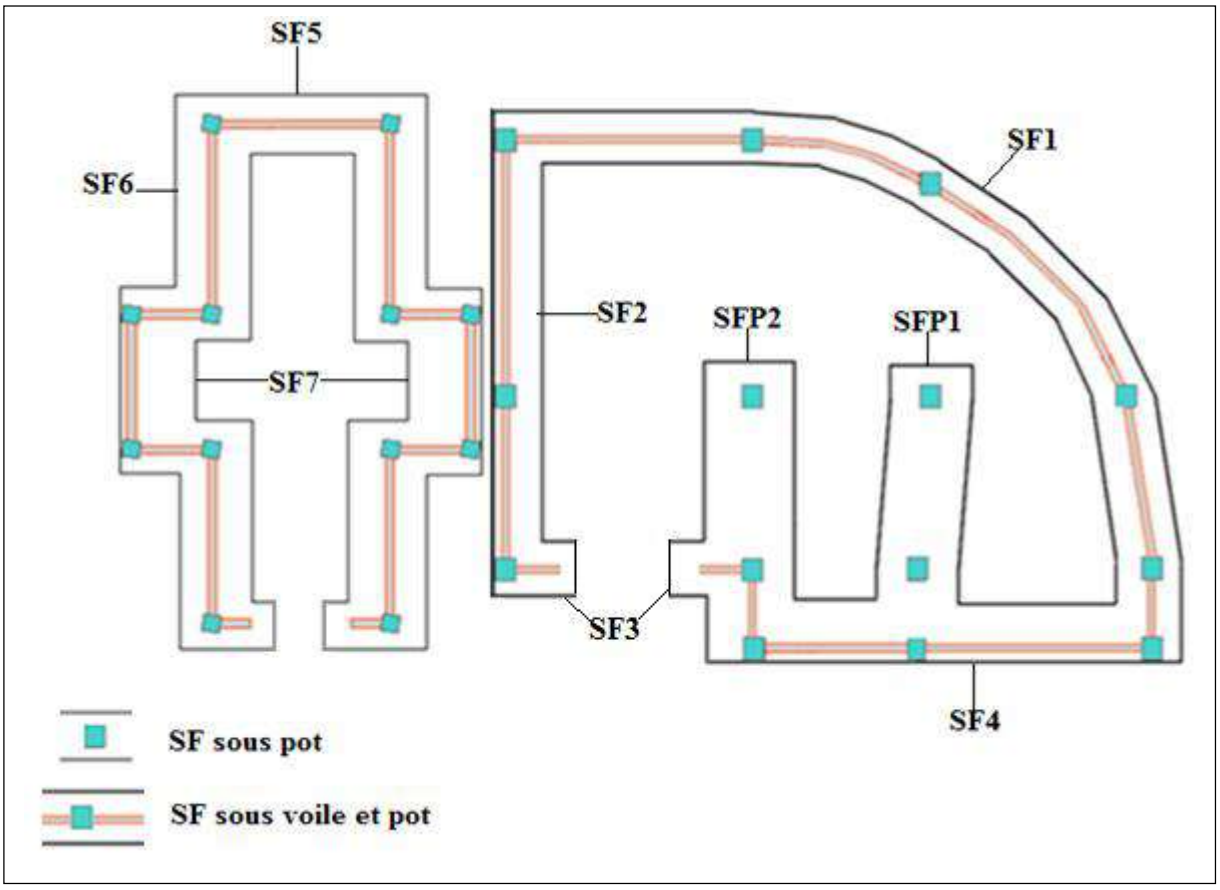


Figure VI.1.Représentation des semelles filantes

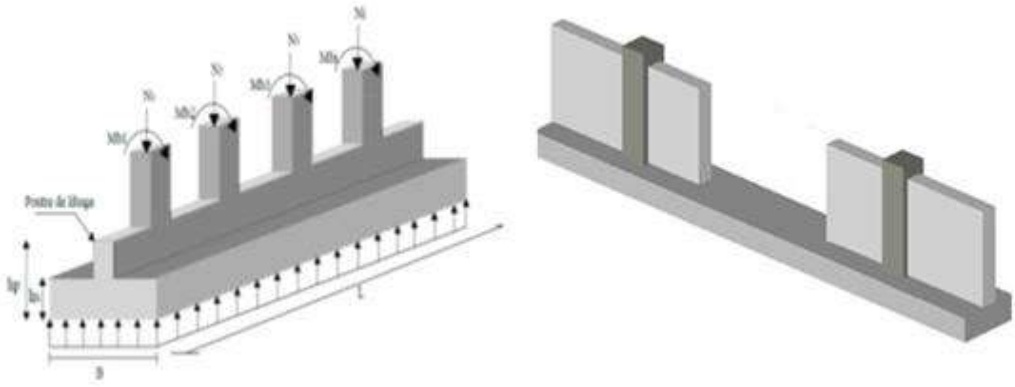


Figure VI.2 .Semelle filante sous poteaux + sous poteaux et voile

VI.4.3 Pré dimensionnement de semelle filante sous poteaux:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$d = \frac{\pi}{4} * l_e$

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$

I : moment d'inertie poutre de libage

K : coefficient de raideur ; K = 4 Kg/cm^3 sol moyen

b : la largeur de poteau

E ; module d'élasticité ; $E= 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

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

La hauteur de semelle :

$h= d+c+\phi/2$

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

a) Pré dimensionnement de poutre de libage

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

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

TableauVI.7. Pré dimensionnement poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm^3)	hp cal(m)	hdapter(m)	bpot (m)
PL1	6.46	4	0. 53.6	0.70	0.50
PL2	4.67	4	0.53.7	0.70	0.50

TableauVI.8. Pré dimensionnement de la semelle

Semelle	**L (m)**	**N (kN)**	**bpot (cm)**	**B_{cal} (m)**	**B_{adop} (m)**	**d (cm)**	**h cal (cm)**	**hAdapter**
SFP1	6.46	1580.4	50	2.42	**2.5**	47	36	**50cm**
SFP2	4.47	1230.02	50	2.46	**2.5**	47	36	**50cm**

b) Vérification de contrainte à L'ELS

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$ tel que : **бsol = 0.15**

$\sum N_{ser}$= 1580KN

$\sum N_{ser}$= 1230KN

Tableau VI.9.Vérificationdes contraintes à L'ELS

Semelle	**P semelle(KN)**	**P amo pot(KN)**	**P remblai(KN)**	**б (Mpa)**	**бsol**	**б≤бsol**
SFP1	282.625	24.37	372.06	0.140	0.15	**cv**
SFP2	204.3125	24.37	273.195	0.148	0.15	**cv**

VI.4.3- Pré dimensionnement de semelle sous voile et poteaux :

Les résultats de calcule sont résumer dans le tableau suivant

TableauVI.10. Dimensionnement finale de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	bpot (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	24	4550.8	50	1.31	**2**	47	**50**
SF2	9.77	1833.7	50	1.40	**2**	47	**50**
SF3	6.26	1386.25	50	1.69	**2**	47	**50**
SF4	10.15	970.5	50	1.22	**1.5**	47	**50**
SF5	4.25	820.9	50	1.31	**2**	47	**50**
SF6	4.66	950.1	50	1.53	**2**	47	**50**
SF7	3.3	479.26	50	0.68	**1.5**	47	**50**

a)Vérification de contrainte à L'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s \quad \text{tell que } \sigma_s = 0.15\text{MPA}$$

TableauVI.11.Vérification de contrainte à L'ELS

Semelle	$\sum N_{ser}$	$P_{semelle}$	$P_{amorce\ poteau}$	$P_{remblais}$	S_{choisi}	σ(MPA)	**Vérif.**
SF1	4550.8	771.75	32.5	1026.09	44.1	0.14	**cv**
SF2	1833.7	307.755	16.25	411.51	17.58	0.15	**cv**
SF3	1386.25	326.97	16.25	437.20	18.68	0.12	**cv**
SF4	970.5	189.945	24.37	253.98	10.85	0.13	**cv**
SF5	820.9	148.75	16.25	193.05	8.5	0.14	**cv**
SF6	950.1	163.1	16.25	218.08	9.32	0.14	**cv**
SF7	479.26	86.625	16.25	115.83	4.95	0.14	**cv**

b) Ferraillage des semelles filantes :

Sous poteaux

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

_A'ELS

Tableau VI.12. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle.S.POT.	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm²)	Arép cal /ml (cm^2)
SFP1	1580.3	0	0.50	2.5	4.67	2.91
SFP2	1230.2	0	0.5	2.5	5.34	3.39

_A'ELU

Tableau VI.13. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle.S.POT.	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm²)	Arép cal /ml (cm^2)
SFP1	3152.46	0	0.50	2.5	7.22	5.65
SFP2	2034.3	0	0.50	2.5	6.96	4.35

Récapitulation:

Tableau VI.14.le ferraillage finale de filante sous poteaux

Semelle.S.POT.	A_{prin} finale (cm^2)	A_{rep} finale (cm^2)	S_{prin}(cm)	S. répa. (cm)
SFP1	8HA12= 9.05	6HA12 = 6.78	15	20
SFP2	8HA12= 9.05	6HA12 = 6.78	15	20

VI.3.4.. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à :

- $ls \geq \frac{B}{4}$ Ancrage co $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$ se pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la

longueur de 0.71B.

Tableau VI.15. Longueur de scellement

Semelle.S.POT.	∅(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SFP1	12	42.85	31.25	62.5	courbe ou rectiligne
SFP2	12	42.85	31.25	62.5	courbe ou rectiligne

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

Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer laréaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ΣNi:la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversee), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	Σ Ni(ELU) (KN)	Σ Ni(ELS) (KN)	L(m)	qu (KN /m)	qser (KN /m)
PL1	2298.3	1580.01	6.87	393.756	289.113
PL2	1986.8	1230.2	4.67	480.620	322.418

VI.3.3.b. Calcul des moments

Tableau VI.17. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		**ELS**	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	444.4	378.00	360.5	245.6
PL2	672.4	233.3	530.7	220.9

VI.3.3.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

⇨ **Calcul a l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \quad , \quad \mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	378	67	16.41	0	**3HA20+5HA16**
	Appui	444.4	67	19.33	0	**3HA20+8HA16**
PL2	Travée	233.3	67	10.09	0	**3HA20+6HA16**
	Appui	530.4	67	23.14	0	**3HA20+8HA16**

Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.19. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		AELU (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL	Travée	**19.47**	245.6	**1.2**	**oui**
	Appui	**25.5**	360.5	**1.6**	**oui**
PL2	Travée	**19.47**	220.9	**1.1**	**oui**
	Appui	**25.5**	530.7	**4.7**	**oui**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **4HA12 = 2.26**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa (Situation durable).

$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa (Situation accidentelle).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI.20.calcule des armatures transversales de la poutre de libage

	Vu	τu	$\frac{\tau_u}{\overline{\tau}_u}$	At (cm2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	798,28	**0.47**	**3.3**	4T8=2,01	**10**	**15**
PL2	934,94	**0.56**	**3.3**	4T8=2,01	**10**	**15**

a) Sous voiles et poteaux :

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

A'ELS

Tableau VI.21. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	4550.8	2188.45	0.50	2.5	3.74	1.87
SF2	1833.7	1455.6	0.50	2.5	3.70	1.85
SF3	1386.25	566.7	0.50	2.00	4.37	2.185
SF4	970.5	799.8	0.50	1.50	1.30	0.5
SF5	820.9	184.9	0.50	2.00	3.81	1.905
SF6	950.1	234.6	0.50	2.00	4.03	2.015
SF7	479.26	99.47	0.50	1.5	2.10	0.75

A'ELU

Tableau VI.22. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	8653.84	4157.5	0.50	2.00	4.13	2.065
SF2	3532.01	1716.52	0.50	2.00	4.11	2.055
SF3	1920.5	957.36	0.50	2.00	2.12	1.06
SF4	2433.9	1120.1	0.50	1.5	1.73	0.65
SF5	1515.73	250	0.50	2.00	4.09	2.045
SF6	1717.95	321	0.50	2.00	4.23	2.1
SF7	798.82	136.65	0.50	1.5	2.03	0.76

Le tableau suit montre le choix final dedes armatures principales et horizontales

Tableau VI.23. Choix finale armatures principales à L'ELU

Semelle	**Afinale ml(cm^2)**	**Esp (cm)**	**A répartition ml (cm^2)**	**Esp (cm)**
SF1	7HA12	15	5HA12	25
SF2	7HA12	15	5HA12	25
SF3	7HA12	15	5HA12	25
SF4	7HA12	15	5HA12	25
SF5	7HA12	15	5HA12	25
SF6	7HA12	15	5HA12	25
SF7	7HA12	15	5HA12	25

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversementSelon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier quel'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a
l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau.VI.24 .Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	ΣNELU (kN)	ΣMELU (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	8653.84	4157.5	0.48	2.00	0.5	oui
SF2	3532.01	1716.52	0.48	2.00	0.5	oui
SF3	1920.7	950.7	0.49	2.00	0.5	oui
SF4	2433.9	1120	0.46	1.50	0.375	oui
SF5	1515.73	250	0.16	2.00	0.5	oui
SF6	1717.95	321	0.18	2.00	0.5	oui
SF7	798.82	136.65	0.17	1.5	0.375	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérenceτ_s= 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$$

On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.25. Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF2	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF2	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF3	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF4	12	42.85	18.75	37.5	courbe ou rectiligne
SF5	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF6	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF7	12	42.85	18.75	37.5	courbe ou rectiligne

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

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations. Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple .

VI.5.1. Pré dimensionnement :

On adopte une section de 30 x 45.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

Fu =Nu /α ; Fser. = Nser/ α

Avec :

_N: effort à la base du poteau le plus sollicité.

_α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI .26.sollicitations aux l'ELU et L'ELS

	NuKN	Nser KN	FuKN	FserKN
Long 1(30x45)	1916.3	1360.5	159.66	113.75
Long 2(30x40)	405.2	236.7	33.76	19.72

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:Au = Fu/σs

Où : long .1 Fu =159.66 Kn; Alors: Au= 159.66*1000/348 = 4.58 cm^2

long .2 Fu =33.760Kn; Alors: Au= 33.760*1000/348 = 1.08 cm^2

VI.5.3.b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de bétonarmé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: A ≥ (30x40)x 2.1 /400 ⇒A =

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

$A \geq (30x40) \times 2.1 / 400 \Rightarrow A = 7.0875 cm^2$
Donc on adopte A= 3HA14 +3HA16=10.65cm²

VI.5.3.b. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.
Fser = 148.78 kN
Alors:
σs1 = Fser /A ; 113.75*1000/1065 = 106.80 Mpa≤ σ s = 202 MPa Condition vérifié.
σs2 = Fser /A ; 19.725*1000/923 = 21.390 Mpa≤ σ s = 202 MPa Condition vérifié.
Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :
A_{min}= 0,6b.h/100 = 7.2 cm²

VI.5.3.c. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la Pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ).

_section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

_ Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

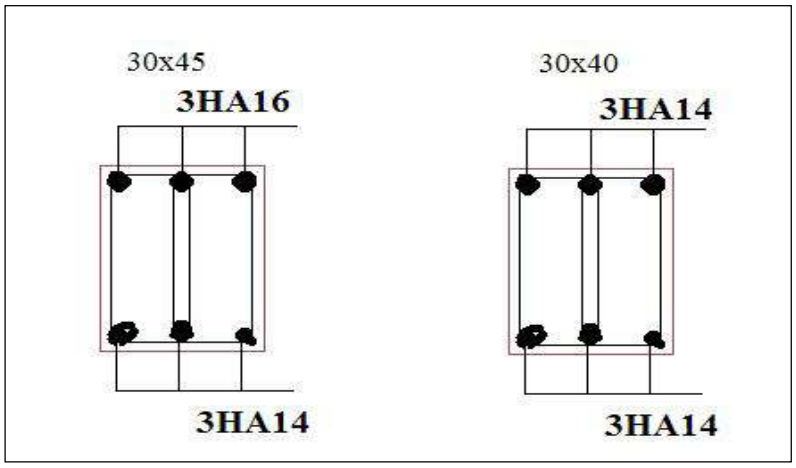


Fig. ferraillage des longrines bloc A et B

CONCLUSION

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d’ingénieur, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduite dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.1. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.1.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…)

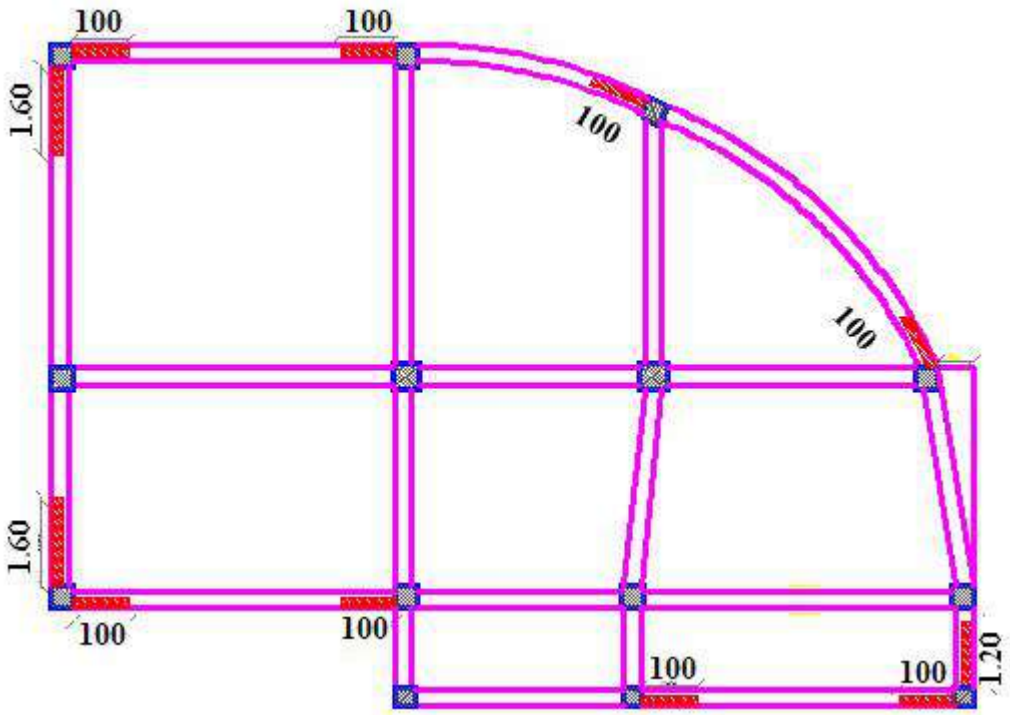


Fig.IV.1 disposition de la viole vue en plan.

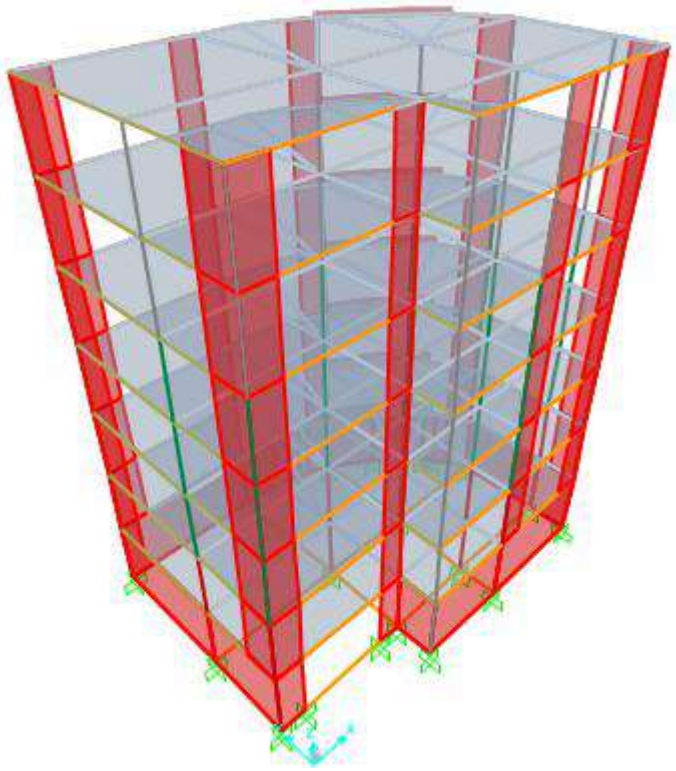


Fig.IV.2. vue en 3D

Ce centre sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . x_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i . y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats de calcul du centre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse

Masse et centre de Masse			
Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
21.42	1926.31	8.11	5.68
18.36	2148.88	8.06	5.66
15.30	2148.88	8.06	5.66
12.24	2148.88	8.06	5.66
9.18	2192.79	8.06	5.64
6.12	2236.71	8.07	5.63
3.06	2443.50	8.09	5.68

IV.1.1.1. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

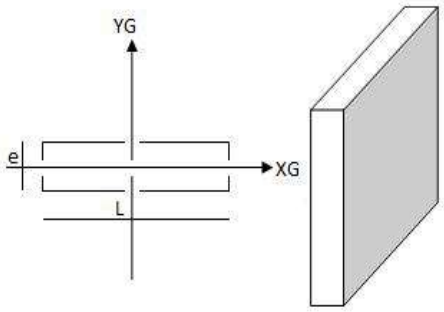
Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

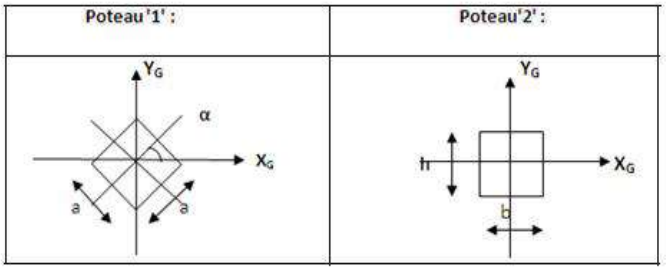
NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1' : $I_x=\frac{bh^3}{12}$; $I_y=\frac{bh^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $IX= Iy = (a2/12).(a2 .\cos^2\alpha + a2 .\sin^2\alpha)$
- pour les voiles plein : $I_x=\frac{Le^3}{12}$; $I_y=\frac{eL^3}{12}$





Le tableau suivant montre les résultats des calculs du centre de torsion :

Tableau IV.2. Centre de torsion

Centre de torsion				
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
21.42	0.2608	0.3853	6.10	4.12
18.36	0.2608	0.3853	6.10	4.12
15.30	0.2608	0.3853	6.10	4.12
12.24	0.2608	0.3853	6.10	4.12
9.18	0.3008	0.4252	6.11	4.00
6.12	0.3008	0.4252	6.11	4.00
3.06	7.1545	5.2661	5.85	4.04

IV.1.1.2. Calcule d'excentricité théorique :

a) Excentricité théorique

Tableau IV.3. Excentricité théorique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théorique (m)	YG (m)	YR (m)	Ey théorique (m)
21.42	8.12	6.1	2.02	5.71	4.22	1.49
18.36	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
15.3	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
12.24	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
9.18	8.08	6.11	1.97	5.69	4.08	1.61
6.12	8.08	6.11	1.97	5.68	4.08	1.6
3.06	8.14	5.85	2.29	5.75	4.09	1.66

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003:

Dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle

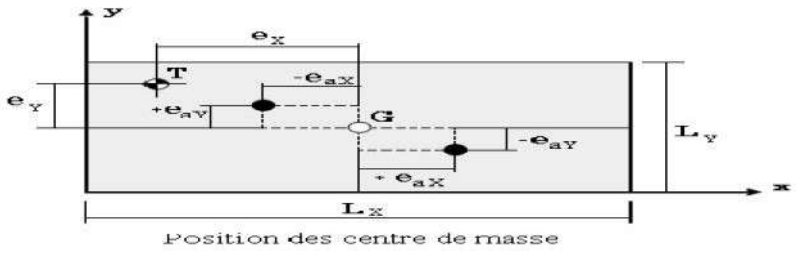
Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveaux (m)	L_x(m)	L_y(m)	e_x(m)	e_y(m)
21.42	16.42	11.65	0.82	0.58
18.36	16.42	11.65	0.82	0.58
15.30	16.42	11.65	0.82	0.58
12.24	16.42	11.65	0.82	0.58
9.18	16.42	11.65	0.82	0.58
6.12	16.42	11.65	0.82	0.58
3.06	16.42	11.65	0.82	0.58

c) Effets de la torsion accidentelle [1]:

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.



Position des centre de masse

d) Excentricité totale :

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale

Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théorique	Ex acc	Ex théorique ±Ex acc	Ey théorique	Ey acc	Ey théorique ±Ey acc
21.42	2.02	0.83	2.85	1.49	0.58	2.07
18.36	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
15.3	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
12.24	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
9.18	1.97	0.83	2.80	1.61	0.58	2.19
6.12	1.97	0.83	2.80	1.6	0.58	2.18
3.06	2.29	0.83	3.12	1.66	0.58	2.24

IV.1.2. Choix de la méthode de calcul :

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.1.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.3.1. Principe :

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

IV.1.3.2. Modélisation :

BLOC A :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés 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.

- **Le spectre de réponse de calcul : [1]**

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [1]

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
IIa	0.40	0.30	**0.25**	0.18

b. facteur de correction d'amortissement η:

ξ= 7 % [1]

Avec remplissage dense → η=0,882

c. coefficient de comportement R : [1]

R = 3.5

d. facteur de qualité Q : [1]

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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
2	Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0.00	OUI	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.05

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Qx=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \\ Qy=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \end{cases}$$

e. périodes caractéristiques : [1]

$$\begin{cases} T_1=0.15\ s \gg \text{site 3} \\ T_2=0.50\ s \end{cases}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

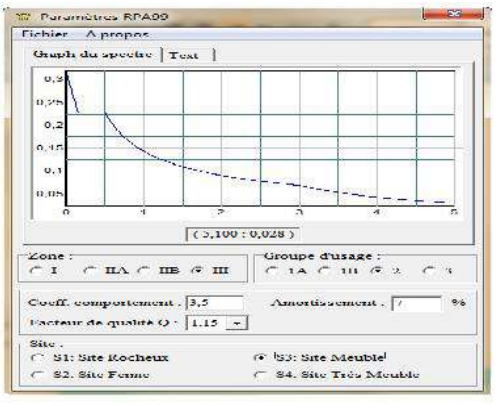


Fig. IV. 3 Spectre de réponse

- **Justification du coefficient de comportement R - RPA version:**

Suivant Y :

Tableau IV.8 Justification du coefficient de comportement R **: Sens-y**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Ty /Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	72.057 %	27.943 %	100 %	0.000 %	100.0%
DIAPH2	100 %	68.119 %	31.881 %	100 %	0.000 %	100.0%
DIAPH3	100 %	70.798 %	29.202 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH4	100 %	71.241 %	28.759 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH5	100 %	71.903 %	28.097 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH6	100 %	74.626 %	25.374 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH7	100 %	60.894 %	39.106 %	100 %	0.000 %	100.0 %

Suivant X :

Tableau IV.9 Justification du coefficient de comportement R**: Sens-x**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	65.306 %	34.694 %	100 %	38.290 %	61.710 %
DIAPH2	100 %	65.321 %	34.679 %	100 %	34.110 %	65.890 %
DIAPH3	100 %	64.847 %	35.153 %	100 %	33.410 %	66.590 %
DIAPH4	100 %	66.738 %	33.262 %	100 %	29.586 %	70.414 %
DIAPH5	100 %	72.204 %	27.796 %	100 %	49.140 %	50.860 %
DIAPH6	100 %	76.885 %	23.115 %	100 %	38.651 %	61.349 %
DIAPH7	100 %	59.786 %	40.214%	100 %	7.085 %	92.915 %

IV.1.3.3. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification des périodes ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-D.

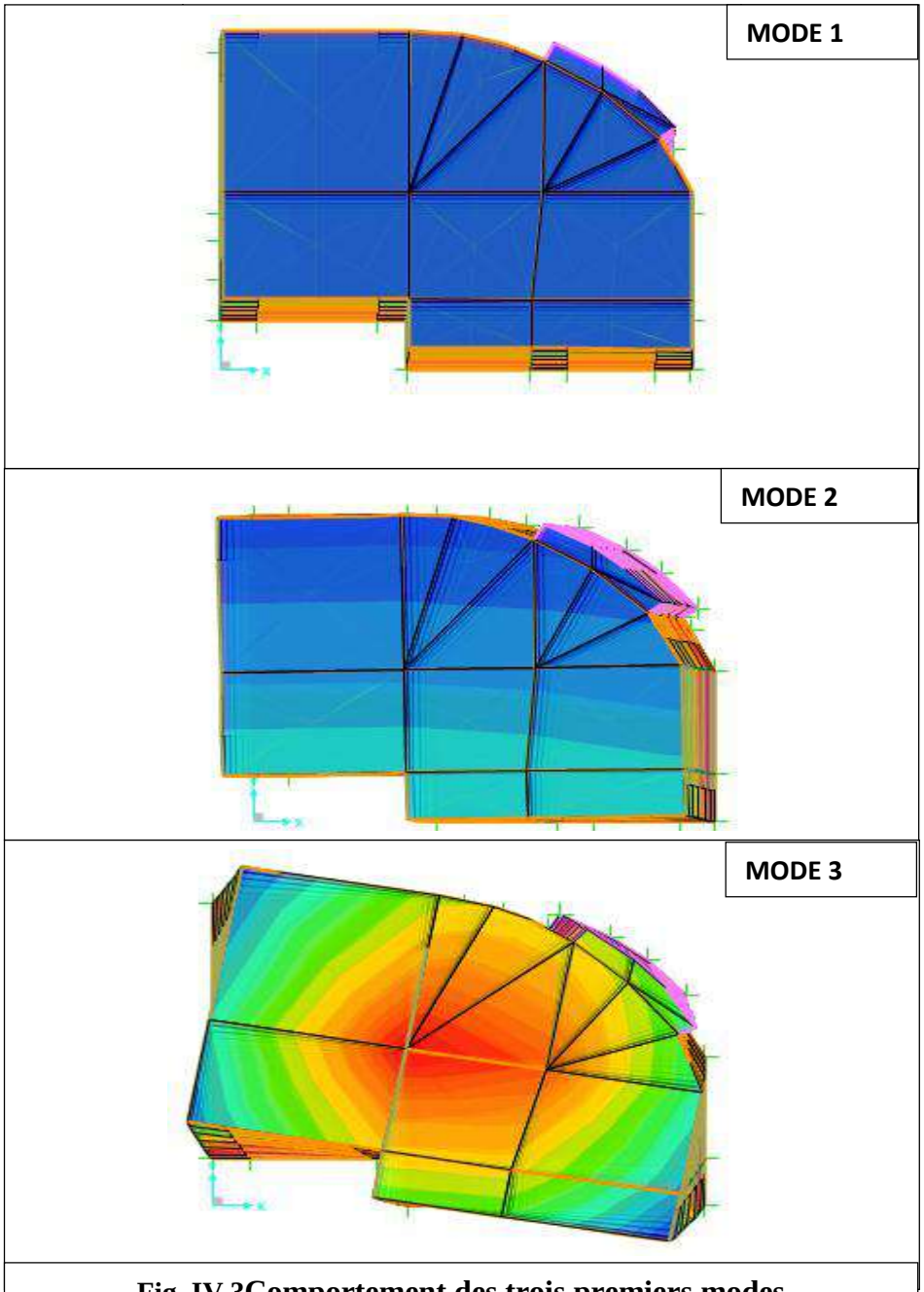


Fig. IV.3Comportement des trois premiers modes

Tableau IV.10. Le comportement des trois premiers modes

MODE 1	MODE 2	MODE 3
Translation suivant l'axe y	**Translation suivant l'axe x**	**rotation autour de Z**

IV.1.3.4. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modelés 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 a 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-11: Coefficient de participation massique

Mode	Période(Sec)	UX	UY	UZ	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0.58	0.57	0.00	0.00	57%	0%	0%
2	0.50	0.00	0.69	0.00	57%	69%	0%
3	0.37	0.15	0.00	0.00	73%	70%	0%
4	0.15	0.12	0.00	0.00	84%	70%	0%
5	0.14	0.00	0.17	0.00	84%	86%	0%
6	0.10	0.03	0.00	0.00	88%	86%	0%
7	0.07	0.05	0.00	0.00	93%	86%	0%
8	0.07	0.00	0.01	0.34	93%	87%	34%
9	0.07	0.00	0.06	0.3	93%	93%	37%
10	0.07	0.00	0.00	0.00	93%	93%	37%

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure Rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le $9^{ème}$ mode.

IV.1.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1]

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

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

Calcul de la force sismique totale [1]:

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

$$\begin{cases} V_Y = \dfrac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W \\ V_X = \dfrac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \ . \\ 2.5 \left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5 \left(\dfrac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\dfrac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]:** (Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7(2+\xi)}$

ξ = 7 % **[1]:**

(Avec remplissage dense) → η 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T = C_T . h_N^{3/4}$

$C_T = 0.05 \Rightarrow$ Tx =Ty= $0.05 * 21.42^{3/4} = 0.497$ s

2/ $T = 0,09 hN/D^{1/2}$ **[1]:**

$$\begin{cases} T_X = 0.472 \text{ s} \\ T_y = 0.548 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0 \le T_x \le T_2 \Rightarrow D_x = 2.5\eta \\ T_2 \le T_y \le 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\dfrac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \textbf{Dx=2.205} \\ \textbf{Dy =2.205} \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

$W = G + \beta Q$ avec $\beta = 0.2$

W=15245.95 Kn.

Tableau IV.12. Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)		
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	15245.95	1656.85	1656.85

Tableau IV.13.Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8xV	Vt> 0.8xV
X	1656.85	1483.72	1325.48	oui
Y	1656.85	1544.46	1325.48	oui

IV.1.3.6. Vérification de la stabilité au renversement :

– Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{ix} M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base

– Le moment de stabilité qui est égal à :

Mtx =YG.Wi

Mty =XG.Wi

Avec :

XG , YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

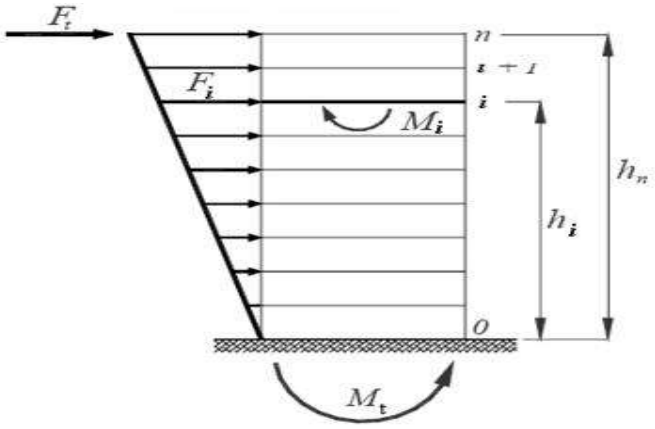


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur[1] :

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

$$Ft=\begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & T \geq 0,7\ s \\ 0 & T < 0,7\ s \end{cases}$$

- Tx = 0.472s → Ft = 0
- Ty = 0.548s → Ft = 0

Donc on a : $F_{ix}=\left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_X = a_x.V_X$ $F_{iy}=\left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_y = a_y.V_y$

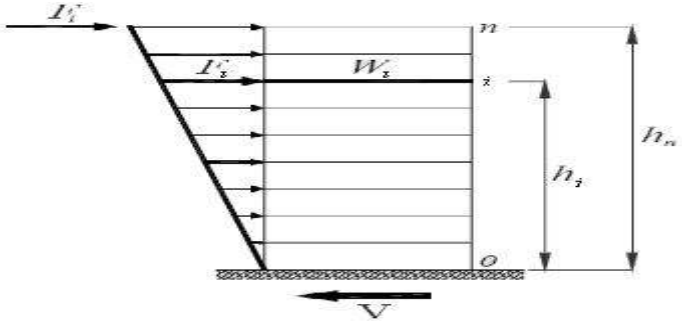


Fig. IV.8.Distribution des forces sismiques

Vx= 1483.72

Tableau IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
3.06	2443.50	7477.11	0.04	61.23
6.12	2236.71	13688.67	0.08	112.09
9.18	2192.79	20129.81	0.11	164.84
12.24	2148.88	26302.29	0.15	215.38
15.3	2148.88	32877.86	0.18	269.23
18.36	2148.88	39453.44	0.22	323.07
21.42	1926.31	41261.56	0.23	337.88
SOMME		181190.74	1.00	1483.72

Vy = 1544.46

Tableau IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
3.06	2443.50	7477.11	0.04	63.73
6.12	2236.71	13688.67	0.08	116.68
9.18	2192.79	20129.81	0.11	171.59
12.24	2148.88	26302.29	0.15	224.20
15.3	2148.88	32877.86	0.18	280.25
18.36	2148.88	39453.44	0.22	336.30
21.42	1926.31	41261.56	0.23	351.71
SOMME		181190.74	1.00	1544.46

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.16. Calcul du moment renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.06	61.23	63.735	187.36	195.03
6.12	112.09	116.68	686.01	714.09
9.18	164.84	171.59	1513.21	1575.16
12.24	215.38	224.2	2636.28	2744.21
15.3	269.23	280.25	4119.18	4287.82
18.36	323.07	336.3	5931.62	6174.46
21.42	337.88	351.71	7237.37	7533.68
∑Mo			22311.03	23224.45

- **Moment stabilisant :**

Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.06	2443.5	8.14	5.75	19890.09	14050.13
6.12	2236.71	8.08	5.68	18072.62	12704.51
9.18	2192.79	8.08	5.69	17717.74	12476.98
12.24	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
15.3	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
18.36	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
21.42	1926.31	8.12	5.71	15641.64	10999.23
∑Mt				123346.47	87041.16

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.18.Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
123346.47	87041.16	22311.03	23224.45	5.53	3.75	oui	oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.1.3.7. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1]$$

- 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 [1]: Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

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

- he : la hauteur de l'étage k.

Tout les résulats des déplacement de la structur sous la force sismique sont résumer dans le tableau suivent :

Tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étage sens X et sens Y

Niveau (m)	**¢x(cm)**	**R¢x(cm)**	**aX(cm)**	**¢y(cm)**	**R¢y(cm)**	**aY(cm)**	**0.01.h**	**vérification**
2eme Niv.	1.00	3.50	0.37	1.24	4.34	0.69	3.06	C.V
2eme Niv.	0.89	3.13	0.55	1.04	3.65	0.80	3.06	C.V
2eme Niv.	0.74	2.58	0.71	0.82	2.85	0.87	3.06	C.V
2eme Niv.	0.54	1.87	0.79	0.57	1.98	0.88	3.06	C.V
1ere Niv.	0.31	1.08	0.71	0.31	1.10	0.73	3.06	C.V
RDC	0.10	0.37	0.37	0.11	0.37	0.37	3.06	C.V

IV.1.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]

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

θ= Pk *Δ k / Vk*hk ≤ 0.10

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

- Si 0.10< ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $1/(1-\theta_K)$
- Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens x et y:

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

Pk (KN)	akx(cm)	aky(cm)	Vkx(KN)	Vky(KN)	hk (cm)	$\bar{}$x	$\bar{}$y	Vérification
1819.98	0.37	0.69	164.13	146.16	2142	0.0019	0.004	CV
1867.79	0.55	0.8	144.38	128.57	1836	0.0039	0.0063	CV
1901.67	0.71	0.87	122.5	109.09	1530	0.0072	0.0099	CV
1909.38	0.79	0.88	98.4	87.62	1224	0.0125	0.0157	CV
1922.4	0.71	0.73	74.3	66.17	918	0.02	0.0231	CV
1945.57	0.37	0.37	50.13	44.64	612	0.0235	0.0263	CV
2210.1	0	0	28.47	25.36	306	0	0	CV

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.1.3.9. Vérification des sollicitations normales : [1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.
L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.21.Vérifications des sollicitations normales

Nd (KN)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)		0.3
1067.71	160000	**25**	**0.26**	**C.V**
1699.83	250000	**25**	**0.27**	**C.V**

IV.1.4. Bloc B :

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mène de la même manière que pour le bloc A La démarche théorique et règlementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour lequel on ne répètera que les résultats obtenus.

IV.1.4.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

V. Fig.VI.1 : disposition des voiles du bloc B

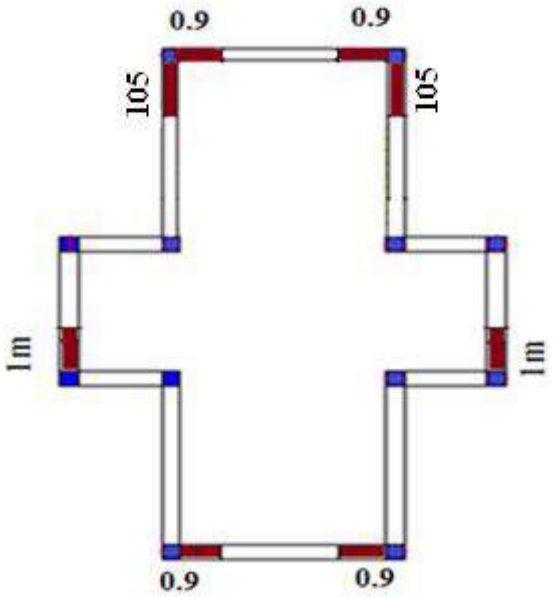


Fig.VI.1 : disposition des voiles du bloc B

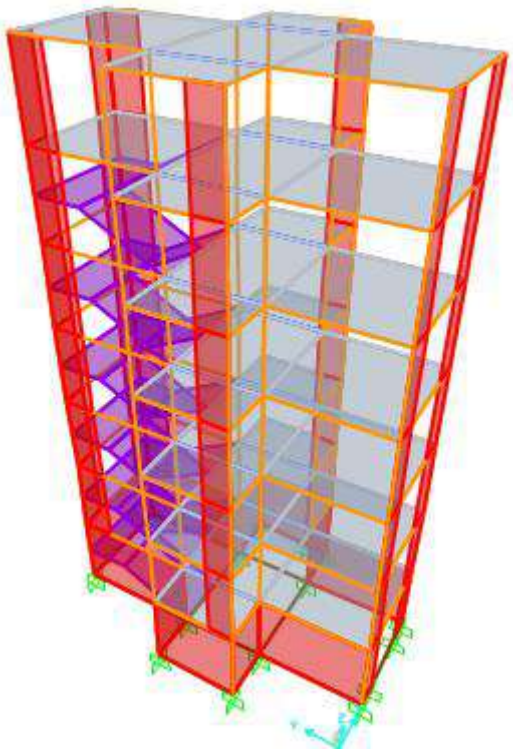


Fig.VI. : vue en 3D

a)Centre de Masse :

Le tableau suivent regrouper les valeurs des centre des masse.

Tableau IV.22. Calcul de centre de masse

Niveau	Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	Masse .g (kN)	XG (m)	YG (m)
+24.42	888.56	4.00	5.54
+18.36	1028.59	4.03	5.70
+15.30	1053.42	4.00	5.73
+12.24	1053.42	4.00	5.73
+9.18	1068.89	4.00	5.72
+6.12	1084.37	4.00	5.72
+3.06	1309.66	4.00	5.80

b) Centre de torsion :

Le tableau suivent regrouper les valeurs des centre des masse.

Tableau IV.23.Calcul de centre de masse

Centre de torsion				
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
+24.42	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+18.36	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+15.30	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+12.24	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+9.18	0.0771	0.1189	4.00	6.45
+6.12	0.0771	0.1189	4.00	6.45
+3.06	1.7582	6.7851	4.00	6.22

d) Excentricité accidentelle : [1]

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

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

$$\begin{cases} \mathbf{Ex = 0{,}05.\ L} \\ \mathbf{Ey = 0{,}05.\ Ly} \end{cases}$$

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

Tableau IV.24. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
21.42	8.00	12.21	0.4	0.61
18.36	8.00	12.21	0.4	0.61
15.30	8.00	12.21	0.4	0.61
12.24	8.00	12.21	0.4	0.61
9.18	8.00	12.21	0.4	0.61
6.12	8.00	12.21	0.4	0.61
3.06	8.00	12.21	0.4	0.61

c)Excentricité totale :

Le tableau suivant montre les résultats finals de l'excentricité :

Tableau IV.25. Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Calcul de l'excentricité totale					
	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo±Exacc	Ey théo	Ey acc	Ey théo±Eyacc
24.42	0	0.40	0.40	-0.99	0.61	-0.38
18.36	0.03	0.40	0.43	-0.83	0.61	-0.22
15.3	0	0.40	0.40	-0.8	0.61	-0.19
12.24	0	0.40	0.40	-0.8	0.61	-0.19
9.18	0	0.40	0.40	-0.73	0.61	-0.12
6.12	0	0.40	0.40	-0.73	0.61	-0.12
3.06	0	0.40	0.40	-0.42	0.61	0.19

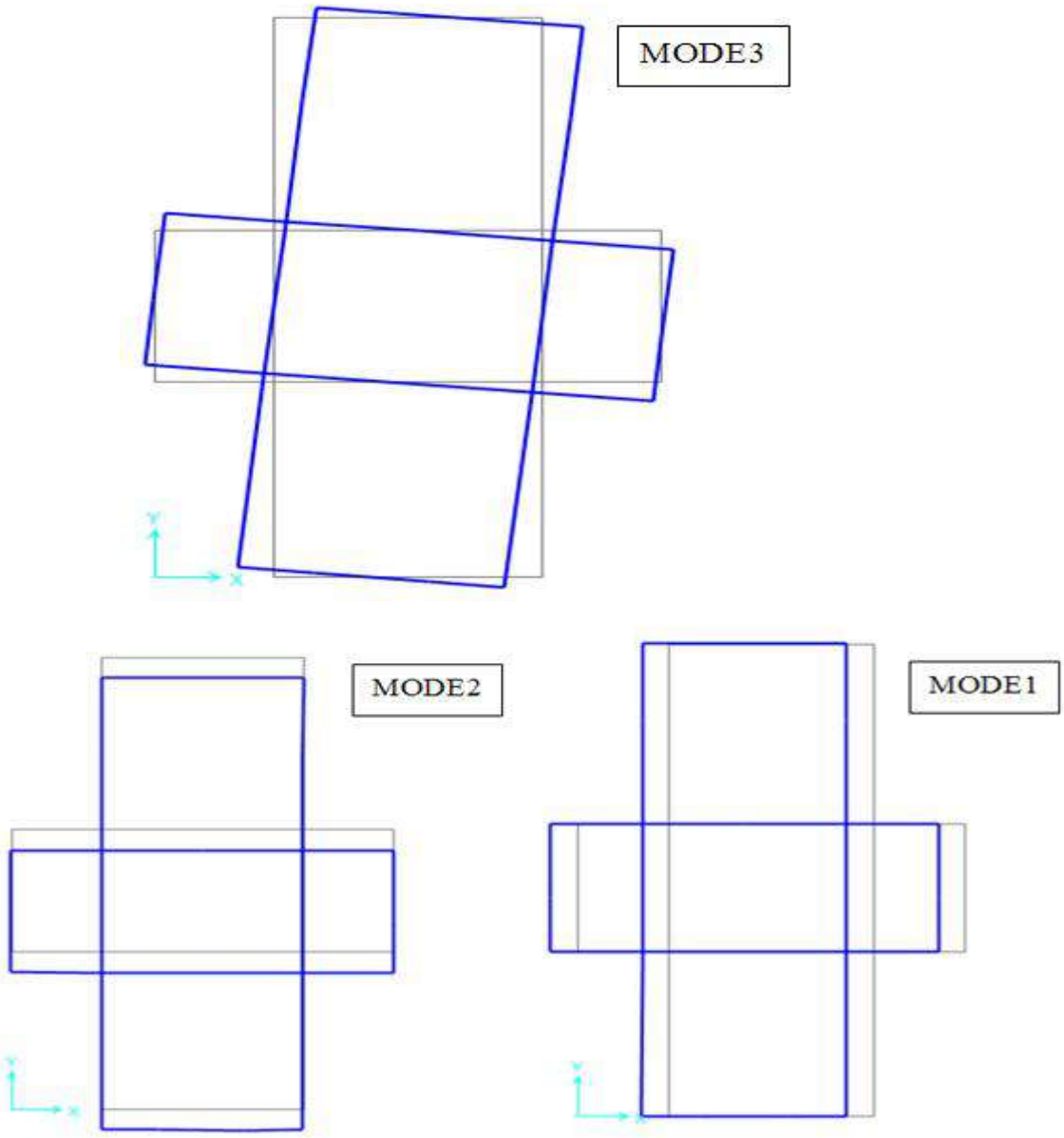


Tableau IV.26. Le comportement des trois premiers

MODE 1	MODE 2	MODE 3
Translation pure suivent l'axe(x)	Translation pure suivent l'axe(y)	rotation autour de l'axe(Z)

V.1.1.1. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modelés 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 a 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.27: Coefficient de participation massique

Mode	Période (Sec)	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.40	54.7%	0.1%	0.0%
2	0.36	54.7%	67.7%	0.1%
3	0.24	70.8%	68.2%	0.1%
4	0.13	81.4%	68.2%	0.1%
5	0.10	81.4%	84.1%	0.3%
6	0.07	84.8%	84.1%	0.4%
7	0.07	89.7%	84.2%	0.4%
8	0.06	89.7%	84.4%	32.3%
9	0.05	89.7%	89.8%	32.9%
10	0.05	89.7%	89.8%	32.9%
11	0.05	89.7%	90.0%	33.4%
12	0.05	89.7%	90.0%	66.3%
13	0.04	90%	90.1%	66.5%
14	0.04	92.7%	90.1%	66.5%

Le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 13 ^{ème}mode.

V.1.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1]

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

Tableau IV.28.Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	Vsx	Vsy
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	7486.91	813.64	813.64

Tableau IV.29.Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vs	Vd (kN)	0.8xV	Vd> 0.8xV
X	813.64	798.61	650.912	oui
Y	813.64	888.35	650.912	oui

V.1.1.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Vx= 798.61KN

Tableau IV.30. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
3.06	1309.66	4007.56	0.04	35.54
6.12	1084.37	6636.34	0.07	58.85
9.18	1068.89	9812.41	0.11	87.02
12.24	1053.42	12893.86	0.14	114.35
15.3	1053.42	16117.33	0.18	142.94
18.36	1028.59	18884.91	0.21	167.48
24.42	888.56	21698.64	0.24	192.43
SOMME		90051.05	1.00	798.61

Vy =888.35 KN

Tableau IV.31. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
3.06	1309.66	4007.56	0.04	39.53
6.12	1084.37	6636.34	0.07	65.47
9.18	1068.89	9812.41	0.11	96.80
12.24	1053.42	12893.86	0.14	127.20
15.3	1053.42	16117.33	0.18	159.00
18.36	1028.59	18884.91	0.21	186.30
24.42	888.56	21698.64	0.24	214.06
SOMME		90051.05	1.00	888.35

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.32. Calcul du moment renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.06	35.54	39.534	108.75	120.98
6.12	58.85	65.467	360.19	400.66
9.18	87.02	96.799	798.85	888.61
12.24	114.35	127.2	1399.62	1556.89
15.3	142.94	159	2186.91	2432.65
18.36	167.48	186.3	3074.92	3420.44
24.42	192.43	214.06	4699.21	5227.24
∑Mo			12628.45	14047.47

- **Moment stabilisant :**

Tableau IV.33. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.06	1309.66	4	5.8	5238.64	7596.03
6.12	1084.37	4	5.72	4337.48	6202.60
9.18	1068.89	4	5.72	4275.56	6114.05
12.24	1053.42	4	5.73	4213.68	6036.10
15.3	1053.42	4	5.73	4213.68	6036.10
18.36	1028.59	4.03	5.7	4145.22	5862.96
24.42	888.56	4	5.54	3554.24	4922.62
∑Mt				29978.50	42770.45

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.34.Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
29978.5	42770.5	12628.45225	14047.46529	2.37	3.04	**oui**	**oui**

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

V.1.1.4. Vérification des déplacements :

Tableau IV.35.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	δk =R. δx (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
3.06	0.43	1.50	0.31	3.06	oui
6.12	0.34	1.19	0.27	3.06	oui
9.18	0.26	0.92	0.26	3.06	oui
12.24	0.19	0.66	0.26	3.06	oui
15.30	0.12	0.40	0.22	3.06	oui
18.36	0.05	0.18	0.14	3.06	oui
24.42	0.01	0.04	0.04	3.06	oui

Tableau IV.36.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	δk =R. δy (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
3.06	0.81	2.82	0.59	3.06	oui
6.12	0.64	2.23	0.53	3.06	oui
9.18	0.49	1.70	0.52	3.06	oui
12.24	0.34	1.18	0.50	3.06	oui
15.3	0.20	0.68	0.41	3.06	oui
18.36	0.08	0.27	0.24	3.06	oui
24.42	0.01	0.03	0.03	3.06	oui

V.1.1.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens x :

Tableau IV.37.Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (cm)	Pk (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	Δx	Δx<0.10
2142	888.56	192.43	0.31	0.0008	oui
1836	1028.59	167.48	0.27	0.0009	oui
1530	1053.42	142.94	0.26	0.0012	oui
1224	1053.42	114.35	0.26	0.0019	oui
918	1068.89	87.02	0.22	0.0029	oui
612	1084.37	58.85	0.14	0.0042	oui
306	1309.66	35.54	0.04	0.0047	oui

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens y :

Tableau IV.38.Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (cm)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δkx (cm)	Δy	Δx<0.10
2142	888.56	259.88	0.59	0.0013	oui
1836	1028.59	184.43	0.53	0.0016	oui
1530	1053.42	151.50	0.52	0.0022	oui
1224	1053.42	119.45	0.5	0.0033	oui
918	1068.89	89.58	0.41	0.0049	oui
612	1084.37	58.32	0.24	0.0064	oui
306	1309.66	25.19	0.03	0.0032	oui

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ

V.1.1.6. Vérification des sollicitations normales : [1]

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau .IV39.Vérification des sollicitations normales

combinaisons	Effort normale(MAX)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)	$\bar{\upsilon}$	$\bar{\upsilon}$ ≤0.3
G+Q+Edx	**330**	122500	**25**	**0.11**	**C.V**
G+Q+Edy	**346.5**	122500	**25**	**0.12**	**C.V**

V.1.2. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent êtresépares par des joints sismiques dont la largeur minimale dmin satisfait la condition suivante :

- **dmin = 15mm + (d1 + d2) mm ≥ 40 mm**
- d1 et d2 : déplacements maximaux des deux blocs, calcules calcule selon4.43

Au niveau du sommet du bloc le moinsélevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues la rotation des fondations.

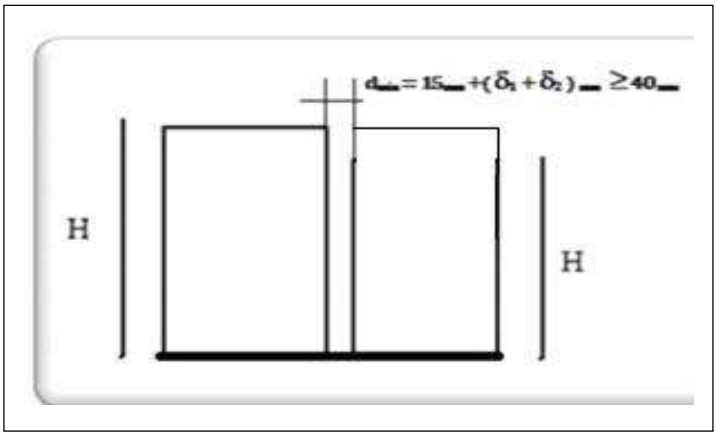


Fig.VI.B.3. Largeur minimum du joint sismique

Le tableau suivent résumé les résultats de calcule :

δ1 (mm)	δ2 (mm)	d min (mm)	d min≥40 mm	**d adoptées (cm)**
15	35	65	OUI	**10**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département De la matière

Filière Génie civil

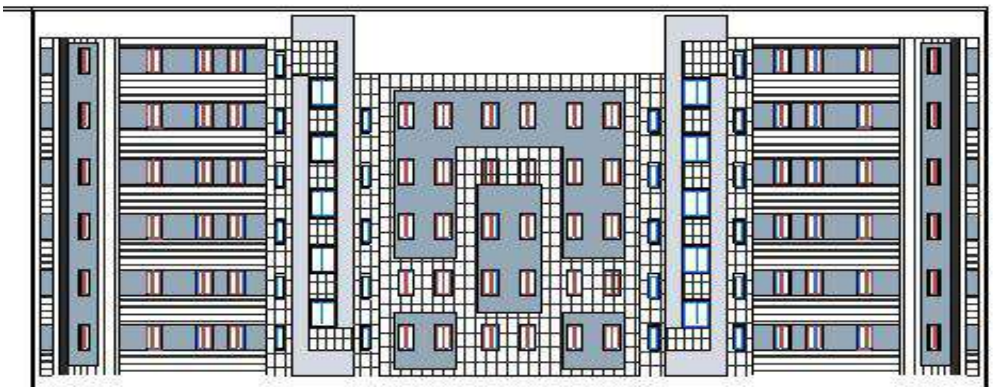
Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : **STRUCTURE**

THEME

CONSEPTION ET CALUL D'UN BATIMENT (SS+R+5)



Réalisé par :

_MAZARI MOUNIR

_LAIDANI HAMZA ABD ERRAOUF

Dirigé par :

M^me^H.HERNOUNE

Promotion: juin 2014

Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme.HARNON pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et le confiance qu'elle nous a accordée.

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

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

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

LAIDANI HAMZA ABDERRAOUF

Mazari monir

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père ·

Merci mes parents·

À mes très chers frères et sœurs·

À toute ma famille sans exception·

À tous mes amis et mes collègues·

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{AME} : HARNON

En fin, je remercie mon ami et binôme Mounir qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail·

LAIDANI HAMZA ABD ERRAOUF

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père.

Merci mes parents.

À mes très chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis et mes collègues.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{AME} : HARNON

En fin, je remercie mon ami et binôme Mounir qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MAZARI MONIR

Liste des tableaux

Tableau 1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours [3]…… ..….5

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……6

Tableau II.1 : dimensionnement des poteaux avec vérification……13

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….……14

Tableau II-3 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……15

Tableau II-4- charges permanentes du mur double cloison……..…16

Tableau II-5- charges permanentes du mur simple cloison……17

Tableau II.6 : les charges supporté par le poteau le plus sollicité……22

Tableau II-7 dimensionnement des poteaux…….……23

Tableau II-8: Tableau des charges permanentes……..……24

Tableau II-9: Tableau des charges permanentes…….24

Tableau II.10 : dimensionnement des poteaux avec vérification…….25

Tableau II.11 : dimensionnement des poteaux avec vérification……25

Tableau II-12: Détermination des sections des voiles. …….……26

Tableau II-13: Détermination des sections des voiles……28

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage.....……42

Tableau III.2. Calcul des moments……42

Tableau III. 3. Calcul des moments du parti B……43

Tableau III.4. Les résultats des calculs……46

Tableau.III.5 : donne les charges, surcharges et efforts à ELU et ELS……50

Tableau III. 6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……53

Tableau III. 7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS……53

Tableau III. 8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……54

Tableau III. 9.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELU)……59

Tableau III. 10.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELs)…….……59

Tableau III. 11. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)……..…60

Tableau III-12: Récapitulations des efforts BLOC A ……63

Tableau III.13. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS ……68

Tableau III. 14. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……69

Tableau III. 15. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS Récapitulation de l'effort du BLOC B71

Tableau III. 16. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……74

Tableau III. 17. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS……75

Tableau III. 18. Résultats du résultat de la vérification……77

Tableau III. 19. Charge permanant du palier……..……80

Tableau III. 20. Charge permanant du paillasse……80

Tableau III.21 donne la combinaison des Charges l'ELU et l'ELS……81

Tableau III. 22 Récapitulation des résultats a ELU et ELS…….…….82

Tableau III. 23. Les donnée…….…….…….……..…82

Tableau III. 24. Calcul des sections d'acier de l'escalier……..…83

Tableau III. 25.: Les armatures de répartitions……..….83

Tableau III. 26.: Vérification de l'espacement…….83

Tableau III. 27. RESULTATS DE LA VERIFICATION A l'E.L.S……84

Tableau III. 28.: Vérification de la flèche de l'escalier……..……86

Tableau III. 29.: pré dimensionnement de la poutre palière……..……88

Tableau III. 30 : Les efforts agissants sur une poutre palière……..89

Tableau III. 31.: les données……..……90

Tableau III. 32.: Calcul des sections d'acier de la poutre palière…….……90

Tableau III. 33.: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière…….……93

Tableau III. 34: Combinaison ……..…..……94

Tableau III.35.Calcul des efforts……..……..……95

Tableau III.36.Vérification des contraintes du la dalle…….99

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse…….……103

Tableau IV.2.Centre de torsion…….……104

Tableau IV.3. Excentricité théorique ……..……105

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle……105

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale…….……..106

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A…….……107

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q…….……108

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes……..…….111

Tableau IV.9.:Coefficient de participation massique…….……111

Tableau IV.10: vérification des périodes……112

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique……113

Tableau IV.12.Vérification de la résultante des forces sismiques……..…..…113

Tableau IV.13.Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..……115

Tableau IV.14.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…115

Tableau IV.15.calcul du moment renversement…….……116
Tableau IV.16.calcul du moment stabilisant……116
Tableau IV.17.Vérification de stabilisation……..…116
Tableau IV.18.Vérification des déplacements inter-étage sens X et sens Y…..…..…..……117
Tableau IV.19.Vérification l'effet P- sens X et Y……...……118

Tableau IV.20.vérifications des sollicitations normales…….……119
Tableau IV.21.Calcul de centre de masse……121

Tableau IV.22.Calcul de centre de masse……122

Tableau IV.23.Calcul d'excentricité accidentelle……122

Tableau IV.24. Calcul de l'excentricité totale……..123
Tableau IV.25.Le comportement des trois premiers……..……125

Tableau IV.26.: Coefficient de participation massique……..……125

Tableau IV.27.: vérification des périodes…….……126

Tableau IV.28.Calcul de la force sismique…….……126
Tableau IV.29.Vérification de la résultante des forces sismiques…….……..…126
Tableau IV.30.Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….……128

Tableau IV.31.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….……128

Tableau IV.32.calcul du moment renversement…….……128

Tableau IV.33.calcul du moment stabilisant…….……129
Tableau IV.34.Vérification de stabilisation……129
Tableau IV.35.Vérification des déplacements inter-étage sens X……130
Tableau IV.36.Vérification des déplacements inter-étage sens y……..…...…130
Tableau IV.37.Vérification l'effet P- sens X.……131

Tableau IV.38.Vérification l'effet P- sens Y…….…….……132

Tableau IV.39.vérifications des sollicitations normales……..……..……132

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux……133

Tableau V.1. Les données de calcul……..……134

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc A……..……..135

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC A ……..……...136

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….…..……136

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……..…..……137

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…..….137

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA…….137

Tableau V.8. Calcul de $\overline{2}_u$ ……...……...….138

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……139

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….139

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……139

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres……..140

Tableau V.13. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle……143

Tableau V.14.Vérification des contraintes à l'état limite de service……..144

Tableau V.15. Calcul de $\overline{2}_u$ ……..……145

Tableau V.16. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..……..146

Tableau V.17. Les données de calcul……153

Tableau VI.18. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)…….……154

Tableau V.19. Vérification des armatures a ELS des voiles…….……156

Tableau V.20. Calcul des armateurs horizontaux ……157

Tableau V.21. Diamètre des armateurs transversaux……158

Tableau V.22. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc B……..……158

Tableau V.23. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC B ……..……159

Tableau V.24. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..…159

Tableau V.25. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……..…159

Tableau V.26. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…..160

Tableau V.27. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA……160

Tableau V.28. Calcul de $\overline{2}_u$ ……..……160

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……..…161

Tableau V.30. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…..…161

Tableau V.31. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……..…161

Tableau V.32. Vérification de la flèche des poutres……..…162

TableauV.33.Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle……..…164

Tableau V.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service……..…165

Tableau V.35. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..…166

Tableau V.36 .Les données de calcul……..…167

Tableau V.37. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)……..…168

Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles ……..……169

Tableau V.39.Calcul des armateurs horizontaux ……..……170

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux……..……171

Tableau VI.1.Per dimensionnement des semelles isolées……..……173

Tableau VI.2.Vérification des contraintes à ELS…….……174

Tableau VI. 3. dimensionnement finale des semelles isolées…….……174

Tableau VI.4.Vérification finale des contraintes à ELS……174

Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……...…175

Tableau VI.6.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……..…..…..…175

Tableau VI.7.Pré dimensionnement poutre de libage……..…….…..177

Tableau VI.8.Pré dimensionnement de la semelle…….177

Tableau VI.9.Vérification des contraintes à L'ELS…….……...…177

Tableau VI.10.Dimensionnement finale de la semelle……...……..178

Tableau VI.11.Vérification de contrainte à L'ELS……..…….……178

Tableau VI.12. Calcul des armatures principales à L'ELS…….…..……178

Tableau VI.13. Calcul des armatures principales à L'ELU……179

Tableau VI.14.le ferraillage finale de filante sous poteaux……..…….……179

Tableau VI.15. Longueur de scellement…….……..179

Tableau VI.16. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….……180

Tableau VI.17. Détermination des moments de la poutre de libage……...……180

Tableau VI.18. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…….……181

Tableau VI.19. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS...181

Tableau VI.20.calcule des armatures transversales de la poutre de libage…….182

Tableau VI.21. Calcul des armatures principales à L'ELS…….…182

Tableau VI.22. Calcul des armatures principales à L'ELU…….……..……182

Tableau VI.23. Choix finale armatures principales à L’ELU……...…….……183

Tableau.VI.24 .Vérification de la stabilité au renversement……...……183

Tableau VI.25. Longueur de scellement……..…...…184

Tableau VI .26.sollicitations aux l’ELU et L’ELS…….……185

LISTE DE FIGURE

CHAPITRE I

- Fig. I.1.Vue en plan du projet.……..…..……1
- Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton……..7
- Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier …….…….……....8

CHAPIRE II

- Fig. II.1: Sens poutrelles……12
- Fig. II .2 : Composants d'un plancher……..…….....……..13
- Fig. II.3: Composants d'un plancher courant……...……...…..14
- Fig. II.4: dimensionnement de plancher a corps creux…….……15
- Fig. II.5: Dimensions du corps creux……...…….15
- Fig. II.6: Composants d'un mur……16
- Fig II.7 : Dimensionnement de la poutre…….…….17
- Fig. II.8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité……..…….……21
- Fig. II.9: Coupe de voile en élévation……..…….27
- Fig. II.10. Coupe sur L'escalier…….……..28

CHAPIRE III

- Fig.III.1. Acrotère…….29
- Fig.III.2. Sollicitation de l'acrotère……..30
- Fig. III.3.Diagramme des efforts à l'ELU……..……..31
- Fig. III.4. Section de B.A à l'ELU……32
- Fig. III.5. Section de B.A à l'ELS…….……34
- Fig. III.6.Ferraillage de l'acrotère…….....37
- Fig.III.7. Disposition des armatures de la table de compression……..39
- Fig.III.8. Schéma de poutrelle……...……40
- Fig. III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A……..41
- Fig. III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B……...…….43
- Fig. III.11. Travée avec un seul étai au milieu……..44
- Fig. III.12. Travée avec deux étais espacés……...……44
- Fig. III.13. Travée avec trois étais espacés……..…..……45
- Figure.III.14. Travée avec quatre étais espacés……45
- Fig.III.15. Travée avec Cinque étais espacés……..…….46
- Fig. III.16. Choix de disposition des étaiements…….…..…….47

- Fig.III.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……..…..…..……52
- Fig. III.18.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….52
- Fig. III.19. Diagramme des moments fléchissant à ……..……54
- Fig. III.20 Diagramme des efforts tranchant à l'Els……..54
- Fig. III.21 Diagramme des moments fléchissant à l'Elu……..…….56
- Fig. III 22.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….……56
- Fig. III.23 Diagramme des moments fléchissant à l'Els…….……..58
- Fig. III 24.Diagramme des efforts tranchant à l'Els…….……58
- Fig III.25. Diagramme des moments……...……60
- Fig. III.26. III. Diagramme des efforts…….61
- Fig. III.27.Diagramme des moments fléchissant à l'Elu……...62
- Fig. III .28..Diagramme des efforts tranchant à l'Elu…….……..62
- Fig. III.29.Diagramme des efforts tranchante et moments fléchissant à l'Els……..63
- Fig. III.30. Schéma de la section des poutrelles en travée et en appuis……...……64
- Fig.III.31. ferraillage des poutrelles BLOC A…….……...…..77
- Fig. III.32. ferraillage des poutrelles BLOC B…….……78
- Fig. III.33.Représentation d'un escalier……...…….78
- Fig.III.34 : Schéma statique a l'E.L.U…….……..81
- Fig.III.35: Schéma statique a l'Els..…….…….82
- Fig.III.36: Dimensionnement de la poutre palière……..……..87
- Fig.III.37.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..…….89
- Fig.III.38Différents efforts dans la poutre (ELS)…….……89
- Fig. III.39.Diagramme des efforts internes (ELU)……..……96
- Fig.III.40.Diagramme des efforts internes (ELS)……...……..96
- Fig.III.41.ferraillage de la dalle…….……..101

CHAPIRE VI

- Fig.VI .1 : disposition de la viole vue en plan……102
- Fig.VI.2: vue en 3D…….……103
- Fig.VI .3: Inerties des voiles et des poteaux…….…….…….104
- Fig. IV.4 .Spectre de réponse…….……109
- Fig. IV.5.Le comportement des trois premiers modes…….……...……110
- Fig. IV.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..……..114
- Fig. IV.7.Distribution des forces sismiques……...…….……115

- Fig.VI.8 : disposition des voiles du bloc B…..……..……120
- Fig.VI.9: vue en 3D…….……121
- Fig.VI.10: Le comportement des trois premiers modes…….…...……..124
- Fig.VI.11.Largeur minimum du joint sismique……..133

CHAPIRE V

- Fig.V.1. Disposition des armatures pour les poutres……..138
- FigV.2. Ferraillages des poutres principalesPP1 (A) de la terrasse+ étage courant..140
- Fig.V.3. Ferraillages des poutres principales PP2(A) de l'étage courant +terrasse…141
- Fig V.4.Ferraillages des poutres secondaires (A) de la terrasse et Etage courant....141
- Fig.5.Ferraillage des poteaux des étages 4et 5eme niveaux…….…..…...…….147
- Fig V.6. Ferraillage des poteaux1+2+3eme niveaux……..147
- Fig V.7. Ferraillage des poteaux SS+ RDC……148
- Fig V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles……153
- Fig.9. Ferraillages des poutres principales (B) de la terrasse et Etage courant…….162
- Fig.10. Ferraillages des poutres secondaires (B) de la terrasse et Etage courant…163
- Fig V.11. Ferraillage des poteaux des SS+1erétage……167
- Fig V.12. Ferraillage des poteaux des étages 2 ; 5emeetage……167
- Fig V.13. Les armatures transversales et les épingles……..……..171
- Fig V.14. La zone de recouvrement des voiles……...…171

CHAPIRE V

- FigVI.1.Représentation des semelles filantes……..…..175
- Fig VI.2 .Semelle filante sous poteaux + sous poteaux et ……..…..…….176
- Fig VI.3.Ferraillage des longrines bloc A et B……..186

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu ;Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

📖[4] : BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000.

Manuels techniques :

📖 Cours de formation

Logiciels :

- SAP2000 V 16
- AUTO CAD 2012
- ROBOT EXPERT

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة عمارة غير منتظمة القياسات (**طابق أرضي**+5**طوابق+طابق تحت أرضي**) **الواقعة في** مدينة البويرة. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر.

قمنا بالدراسة الديناميكية **ثلاثية الأبعاد بواسطة**.(SAP2000 version 16.0)

تقوية البنية بواسطة جدران خرسا نية مسلحة كان ضروريا بما أن **الارتفاع الكلي فاق الارتفاع** المعمول به في **(**RPA99 version 2003**).**

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

RESUME

Le présent projet de fin d'étude, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan composé d'un RDC + 5 étages+Sous-sol situé à BOUIRA. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément aux règles BAEL 91 Modifié 99, CBA93, RPA99 version 2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul (SAP2000 version 16.0).

Le renforcement de la structure par l'ajout des voiles de contreventement, a été nécessaire vu que la hauteur totale dépasse la valeur exigé par le RPA99 version 2003.

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

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building of irregular form in plan composed of a ground and 5 floors located andUnderground in BOUIRA. The meadow dimensionality of the elements carriers of the structure has been made in accordance with the rules BAEL 91 Modified 99, CBA93, RPA99 version 2003.

The seismic analysis of the structure has been achieved by the software of calculation (SAP2000 version 16.0).

The backing of the structure by the addition of shells was necessary since the total height passes the value required by the RPA99 version 2003.

Lastly, we studied the infrastructure while calculating the foundations.

Introduction générale

Ce travail est une étude et conception, dimensionnement des éléments de la structure et de vérification d'un bâtiment constitue deux blocs en (R+5+SS). Les trois premiers chapitres font l'objet d'une présentation de l'ouvrage, d'une détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux utilises, Pré dimensionnement des éléments résistants et calcul des éléments secondaires avec toutes les vérifications nécessaire.

Aux 4^{eme} chapitres on détermine les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure.

L'analyse dynamique effectuée a l'aide d'un logiciel de calcul des structures (SAP 2000.V. 16).

L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre.

Dans le sixième chapitre on procède a l'étude de l'infrastructure, le choix de type de fondation le plus convenable et le ferraillage (fondations et longrines).

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à analyser, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.
L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de 5étages plus un sous-sol.

I.1. destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des, éléments résistants d'un ouvrage (RDC+5+Sous-sol) en béton arme contreventépardes voiles, (Voir plans ci-après).

- **Usage de projet :**

Notre projet est une résidence universitaire qui est classé selon le RPA 99 version 2003 dans le groupe d'usage 02.

- **Situation :**

L'ouvrageétudie sera implantéàBOUIRA, qui est classée selon le RPA 99 version 2003(ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité zone IIa.

- **Description de l'ouvrage :**

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de deux blocs, un bloc d'hébergement en chambrescomporte06niveaux(R+5) plus un sous-sol d'hauteur totale égala a 21.42 m et un autre bloc de la cage d'escalier en (R+5) séparer par un joint sismique.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bloc est de forme irrégulière, dont les caractéristiques sont :

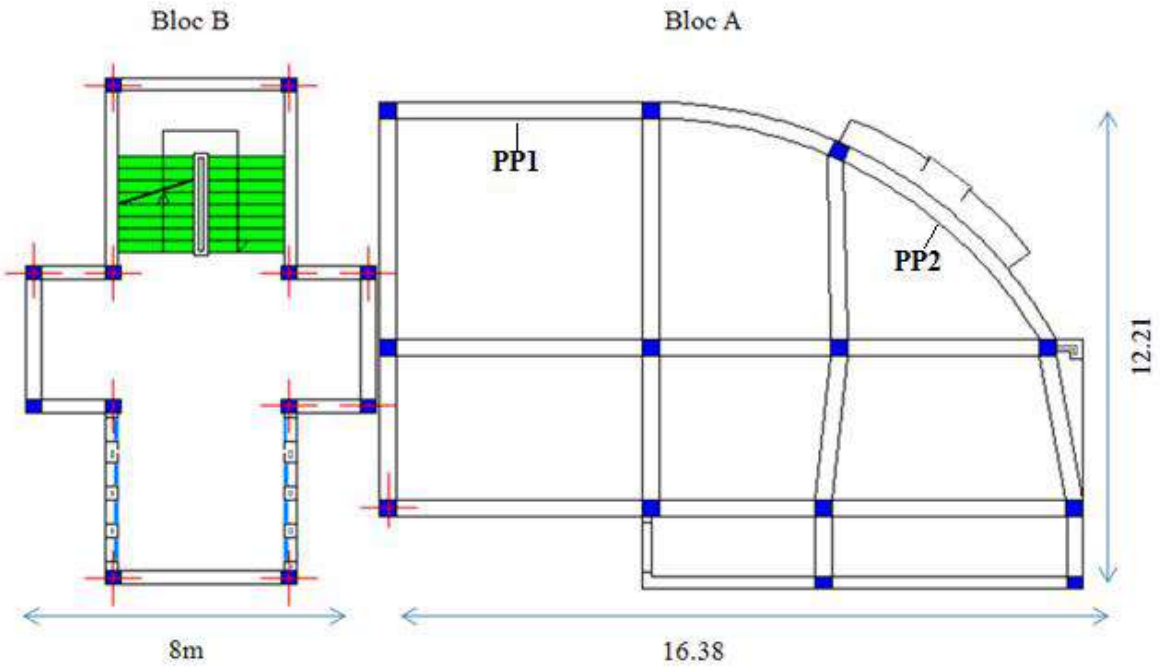


Fig. I.1.Vue en plan du projet.

- **Dimensions**

	Dimensions en plans	**Dimensions en élévation**
Bloc A	Longueur : 16.38m Largeur: 11.8 m	Hauteur totale: H=21. 42 m Hauteur de l'étage courant: h=3.06m Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m Hauteur de l'sous-sol:...… hss=3.06 m
Bloc B	Longueur : 8 m Largeur : 12.21m	Hauteur totale : H=18. 36 m Hauteur de l'étage courant: h =3.06m Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m

- **Système de contreventement**

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

Planchers

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Plancher corps creux ;
- Plancher dalle plaine.

- **Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

– Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm ;
– Murs intérieurs (simple cloison).

- **L'acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

- **Escalier**

La circulation entre les étages de notre structure est assurée par un escalier droit avec deux volées.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

- **caractéristique du Béton :**

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

- **ciment** : Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

– Résistance mécanique.
– Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CPA325**)

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

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

I.3.2. Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension <6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.3. Béton armé: le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

* les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement ,et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.3.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.3.2. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (¤ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \le 40\ Mpa \quad F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\ Mpa \qquad [3]$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau 1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours [3]

f_{c28} **(MPa)**	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.3.3.3. Résistance caractéristique à la traction :

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

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

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

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$$

Avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.3.4. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / \ a}{\Delta_l / \ l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

¬ = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

I.3.3.5. Module de déformation longitudinale:

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

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

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

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

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$

soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}$ MPa [1]

I.3.3.6. Acier :

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

a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	¤ 6*et*¤ 8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq ¤ \leq 6$	520

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5$ MPa]. [1] Art.2.2.1.

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

➢ E.L.U de résistance :

i. Contrainte du béton en compression :

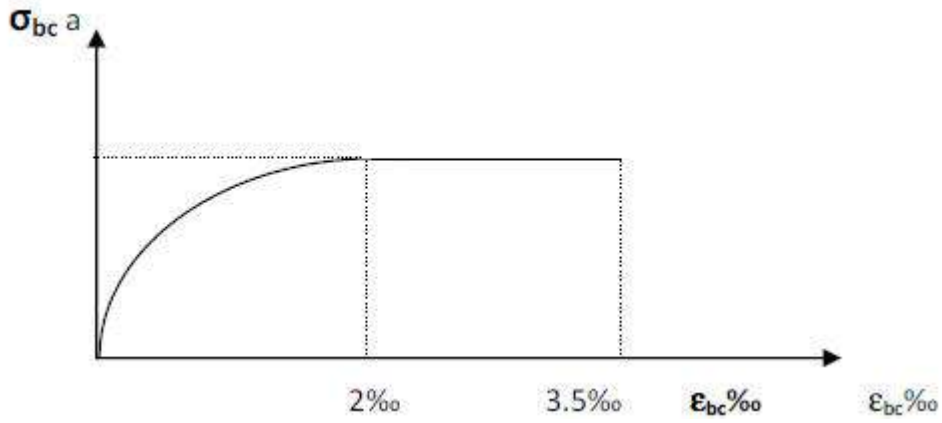


Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression

$\pm_{bc}$ est donnée par la formule:

$$\overline{\pm_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta . ¥_b} \qquad [1]$$

Avec : $¥_b$: coefficient de sécurité,

tel que :

¥$_b$ = 1,5 Pour une combinaison fondamentale ;

¥$_b$ = 1,15 Pour une combinaison accidentelle.

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

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

¯ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

ii. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

iii. Contrainte limite de l'acier:

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

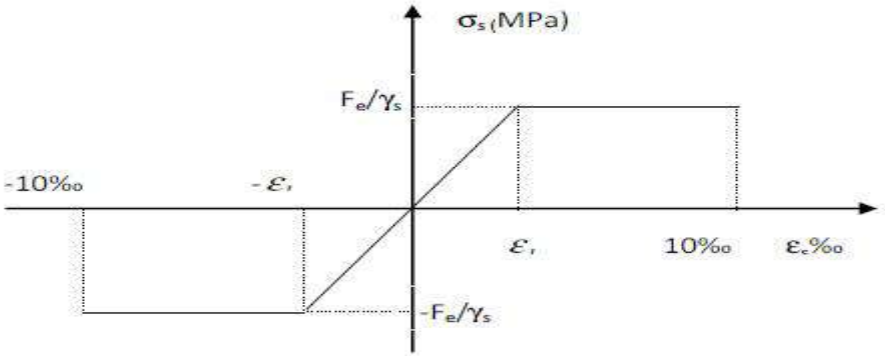


Fig. I.3 : **Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]M**

Avec :

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

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

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

£$_s$: Allongement ou raccourcissement de l'acier

£$_l$: Allongement ou raccourcissement limite

£$_s$ = sFe/¥$_s$. E_s d'où : £$_s = \Delta L / L$

➢ A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\pm_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$ [1]

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\pm_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{¦ f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\pm_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{¦ f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

¦ : Coefficient de fissuration tel que :

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

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\,MPa \\ 2.5\,MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

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

II.1.Pré-dimensionnement

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

II.1.1. Les planchers

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

II.1.1.1. Plancher à corps creux :

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

$$\mathbf{(L/25)} \quad \text{á} \quad \mathbf{h_t} \quad \text{á} \quad \mathbf{(L/20)}$$

Avec :

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

Bloc A :

L = 5.88 m d'où alors $23.52\text{cm} \leq h_t \leq 29.00\text{ cm}$

On adoptera $\mathbf{h_t = 25\ cm}$ telle que : $h_t = d + e$

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (20+ 5)\ cm}$.

Bloc B :

L = 4.2 m d'où alors $0.168\text{cm} \leq h_t \leq 21.00\text{ cm}$

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

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

II.1.1.2. Dalle pleine :

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

i. Critère de résistance :

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

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

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où :

Ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii. Sécurité contre l'incendie :

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

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

iii. condition d'isolation acoustique : Ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance **500/50 á *ep* á 500/40 Ĝ 10.00 á *ep* á 12.50**
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

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

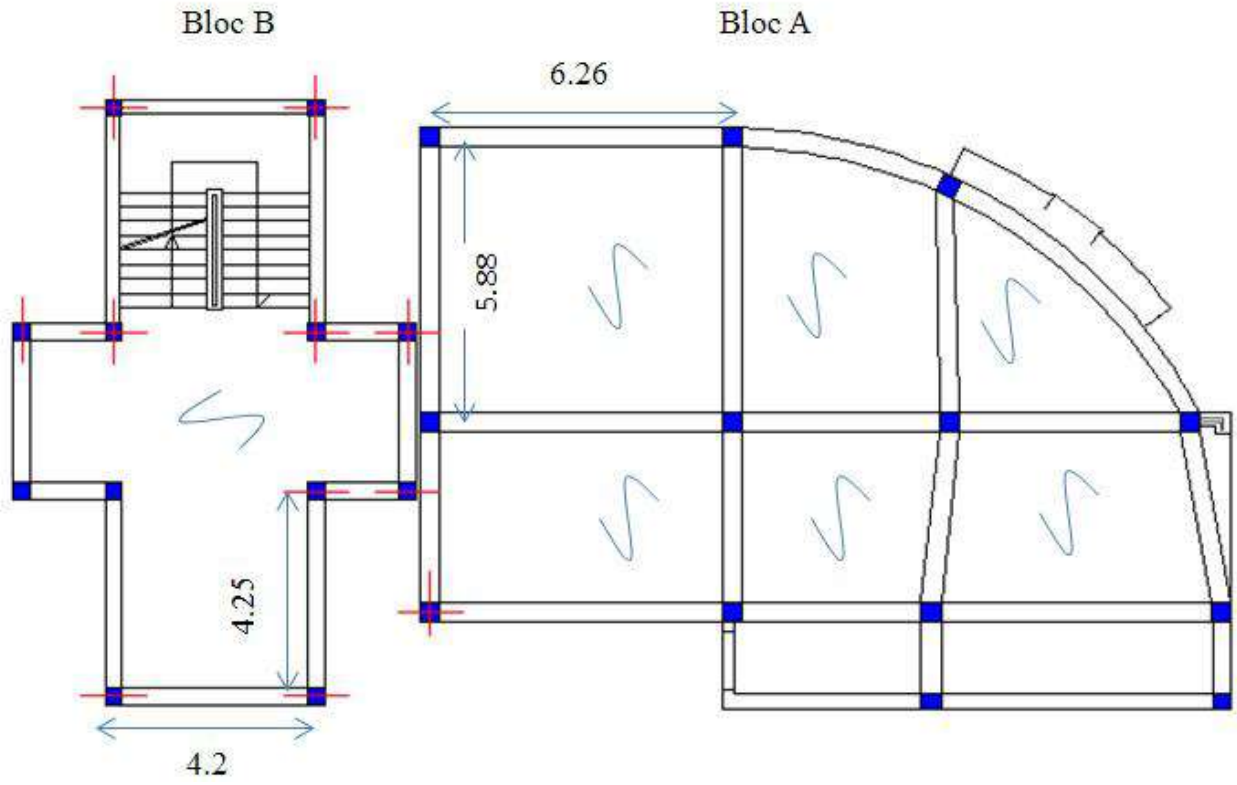


Figure II.1: Sens poutrelles

II.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.1.2.1. Plancher terrasse

II.1.2.1.1. Charges permanentes :

Le tableau suivant montre les valeurs des charges permanentes :

Tableau II.1 : dimensionnement des poteaux avec vérification.

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.8**

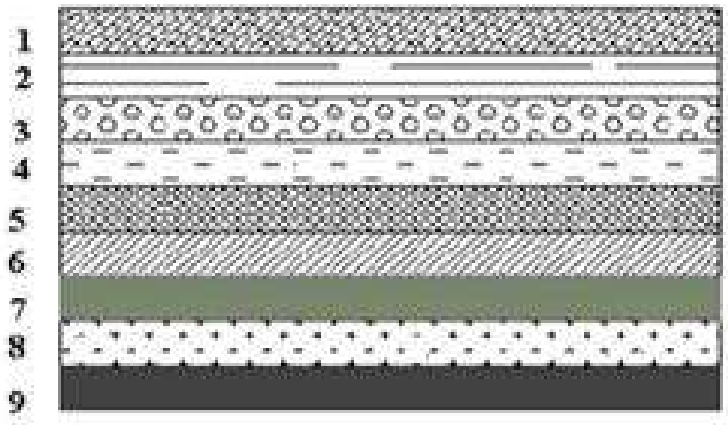


Fig. II .2 : Composants d'un plancher terrasse

II.1.2.1.2. Surcharges d'exploitation:

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m^2**

Les plancher courant (hébergement en chambres) : Q**= 1.5 KN/m^2**

II.1.2.2. Plancher courant :

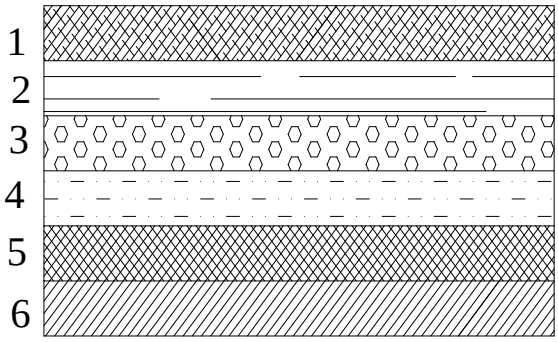


Fig. II.3: Composants d'un plancher courant

II.1.2.2.1. Charges permanentes

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (20+5)	0.2+0.05	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.40**

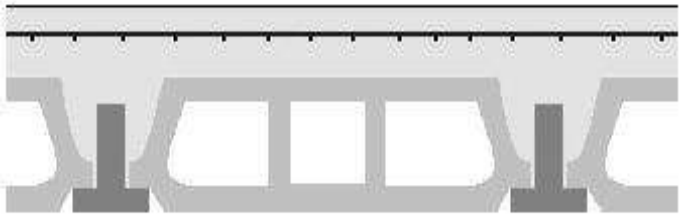


Fig. II.4: dimensionnement de plancher a corps creux

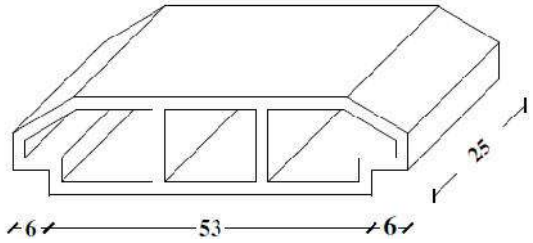


Fig. II.5: Dimensions du corps creux

II.1.2.2.2. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) :

Tableau II-3 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

II.1.3. surcharges d'exploitation

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

II.1.3.1. Maçonnerie

II.1.3.1.1. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II-4- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.72**

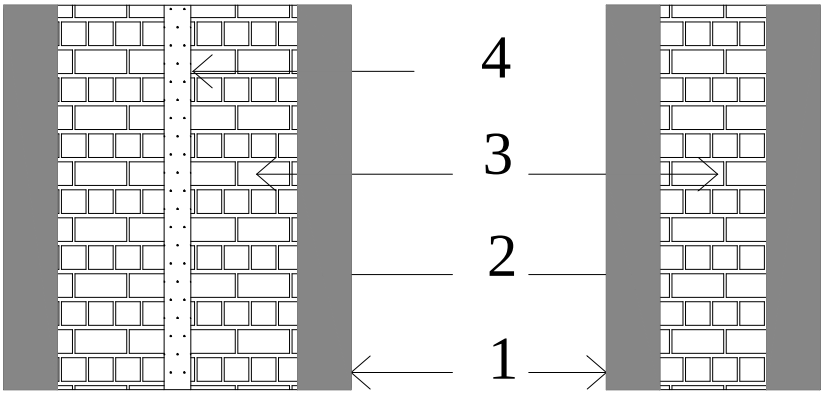


Fig. II.6: Composants d'un mur

II.1.3.1.2. Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II-5- charges permanentes du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.2	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

II.1.4. Les poutres :

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

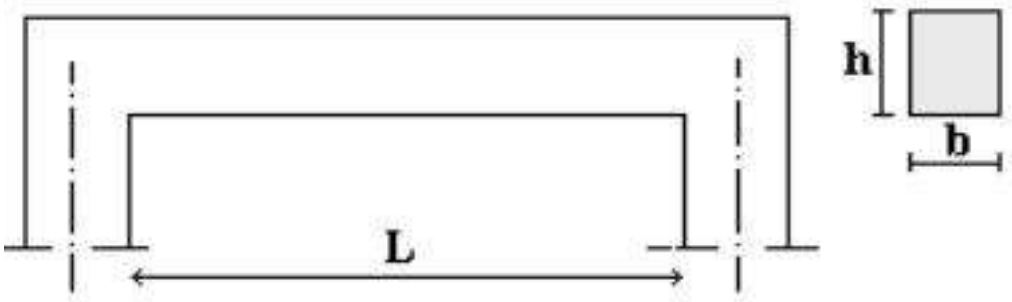


Fig. II.7 : Dimensionnement de la poutre

II.1.4.1. Pré dimensionnement :

Elles sont prédimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

$L/15 \leq h \leq L/10$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

II.1.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99:

Pour la zone III (zone de forte sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$ [1]

$h \geq 30cm$ [2]

$h/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max (b_1/2 , h_1/2)$

II.1.4.3. Poutres principales : les distances sont prises entre axe

BLOC A :

PP1 :

On a $\mathbf{L_{max}= 6.26\ m}$

Alors : $0.46 \leq h \leq 0.62$ On prend $h = 50cm$

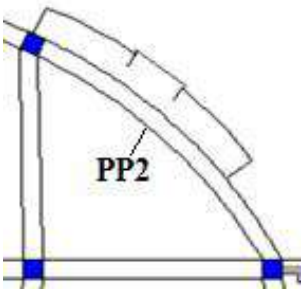
$15.00 \leq b \leq 35.00$ On prend $b = 30\ cm$

PP2:

On a L_{max} **= 6.96m**

Alors : $0.48 \leq h \leq 0.70$ On prend $h = 60\ cm$

$15.00 \leq b \leq 35.00$ On prend $b = 30\ cm$



BLOC B :

On a $\mathbf{L_{max}= 4.66\ m}$

Alors : $0.31 \leq h \leq 0.46$ On prend $h = 40cm$

$12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend $b = 30\ cm$

- ✓ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20\ cm$ (C.V)

$h = 50 > 30\ cm$ (C.V)

$h/b = 1.66 \leq 4.0$ (C.V)

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$ (C.V)

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.1.4.4. Poutres secondaires :

BLOC A :

On a **:** $\mathbf{L_{max} = 5.88m}$

Alors : $39.2cm \leq h \leq 52cm$ On prend $h = 40$ cm

Et $12.50 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30cm$

BLOC B:

On a **:** $\mathbf{L_{max} = 4.20\ m}$

Alors : $28cm \leq h \leq 42cm$ On prend $h = 40$ cm

Et $12.50 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30cm$

- ✓ **Vérification selon le R .P.A 99 :**

$b = 30 > 20$ cm (CV)

$h = 40 > 30$ cm (CV)

$h/b = 1.33 \leq 4$ (CV)

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.1.5. Les poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.1.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

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

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

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

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

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

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

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

Avec:

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

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

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.1.5.2. Détermination des charges et surcharges :

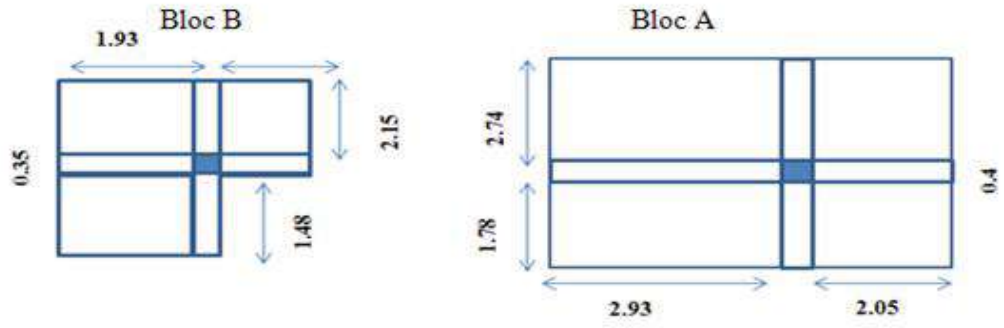


Figure II.8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité

a. Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

		Surface [m²]	**G [Kn/m^2]**
Bloc B	Plancher terrasse	10.99	6.4
	Plancher étages	10.99	6.00
	La surface nette de plancher	8.53	
Bloc A	Plancher terrasse	28.27	6.8
	Plancher étages	28.27	6.4
	La surface nette de plancher	25.42	-

b. Détermination des charges permanente totale de structure :

- ✓ **charges poutre =Lp*hp*bp*25**
- ✓ **charges poteau=hp*(a*b)*25**
- ✓ **charges plancher =Sp*Gp**
- ✓ **Tableau II.6 : les charges supporté par le poteau le plus sollicité**

	CHARGES PP	**CHARGES PS**	**CHARGES POTEAUX**	**CHARGES PLANCHER**	**POIDS TOTAL (KN)**	**G_{CUM}**
5	20.175	14.79	12.24	138.31	185.51	185.515
4	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	362.895
3	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	540.275
2	20.17	14.79	12.24	130.18	177.38	717.655
1	20.17	14.79	19.125	130.18	184.26	895.035
RDC	20.17	14.79	19.125	130.18	184.26	1079.3
SS	20.175	14.79	12.24	130.18	185.51	1263.565

- **Surcharge d'exploitation:**

Base sur la descente des charges, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le **[CBA93].**

La descente des charges s'effectuée à partir du plancher terrasse jusqu'au sous-sol.

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0+ Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0+ 0{,}95 (Q_1+ Q_2)$

(Étage 3). $Q_0+ 0{,}90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$

(Étage 4) $Q_0+ 0{,}85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$

(Étage n) $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+\ldots..Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $[\mathbf{n \geq 5}]$. Avec la hauteur n si la hauteur d'étage

NIVEAU	DEGRESSION	BLOCB Q_{CUMULE} [KN]	BLOCA Q_{CUMULE} [KN]
05eme	Q_0	8.53	25.46
04eme	$Q_0 +Q1$	21.32	63.85
03eme	$Q_0 + 0.95 (Q_1+ Q_2)$	32.75	98.02
02eme	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	43.07	128.57
01ere	$Q_0 + 0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	51.81	155.3
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	59.5	178.22
sous sole	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_{5+SS})$	92.92	426.45

c. Détermination de l'effort normal ultime :

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

Nu=1.35G+1.5Q

d. dimensionnement des poteaux:

Le tableau suivant montre le choix des sections des poteaux de notre structure

Tableau II-7 dimensionnement des poteaux

Bloc A	Sous-sol	RDC	**1éme étage**	**2éme étage**	**3éme étage**	**4éme étage**	**5éme étage**
	50×50	**50×50**	**45×45**	**45×45**	**40×40**	**40×40**	**40×40**
Bloc B	**40×40**	**40×40**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**

Les tableaux suivant montrent les charges permanentes et exploitation pour les deux partie de noter bloc :

Pour bloc A :

Tableau II-8: Tableau des charges permanentes

	G (Kn)	G_{cum} (kn)	Q (Kn)	Nu (Kn)	1,1Nu (Kn)
5	185.515	185.515	25.46	2207.71	317.50
4	177.38	362.895	63.85	2207.71	644.25
3	177.38	540.275	98.02	2207.71	964.04
2	177.38	717.655	128.57	2207.71	1277.86
1	177.38	895.035	155.3	2207.71	1585.37
RDC	184.265	1079.3	178.22	3587.75	1896.82
SS	184.265	1263.565	426.45	3587.75	2580.04

Pour bloc B :

Tableau II-9: Tableau des charges permanentes

	G (Kn)	G_{cum} (kn)	Q (Kn)	Nu (Kn)	1,1Nu (Kn)
5	75.42	75.42	8.53	114.612	126.07
4	72.34	147.76	21.32	231.456	254.60
3	72.34	220.1	32.75	346.26	380.88
2	72.34	292.44	43.07	459.399	505.33
1	72.34	367.65	51.81	574.042	631.44
RDC	75.21	442.86	59.5	687.111	755.82
SS	75.21	518.07	92.92	864.327	950.7653

Les tableaux suivante montrer le dimensionnement des poteaux avec la vérification

1.1 Nu ≤ Nu

Pour bloc A :

Tableau II.10 : dimensionnement des poteaux avec vérification.

	d(mm)	Br(mm²)	L0(mm)	Λ	A	AS (mm2)	Nu KN	1.15Nu KN	1.1Nu ≤ Nu
5	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	317.50	cv
4	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	644.25	cv
3	400	184900	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	964.04	cv
2	450	184900	3.06	18.55	0.80	202.5	2857.91	1277.86	cv
1	450	144400	3.06	18.55	0.80	202.5	2857.91	1585.37	cv
RDC	500	230400	3.06	14.84	0.82	250	3587.75	1896.82	cv
SS	500	230400	3.06	14.84	0.820	250	3587.75	2580.04	cv

Pour bloc B:

Tableau II.11 : dimensionnement des poteaux avec vérification

	d (mm)	Br (mm²)	L0 (mm)	Λ	A	AS (mm2)	Nu KN	1.15Nu KN	1.1Nu ≤ Nu
5	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	126.0732	cv
4	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	254.6016	cv
3	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	380.886	cv
2	350	108900	3.06	21.20	0.79	122.5	1639.59	505.3389	cv
1	350	108900	3.06	21.20	0.80	122.5	2207.71	631.44675	cv
RDC	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	755.8221	cv
SS	400	144400	3.06	18.55	0.80	160	2207.71	950.7653	

Toutes les conditions de RPA99+ modification et compléments aux RPA99 sont vérifiées.

Donc en prendre les sections suivantes :

Tableau II-12: Détermination des sections des voiles.

bloc A	**Sous-sols**	**RDC**	**1éme étage**	**2éme étage**	**3éme étage**	**4éme étage**	**5éme étage**
	50×50	**50×50**	**45×45**	**45×45**	**40×40**	**40×40**	**40×40**
bloc B	**40×40**	**40×40**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**	**35×35**

II.1.6. Les 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.

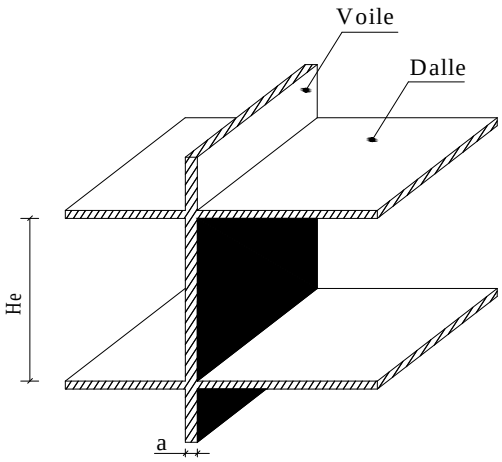


Fig. II.9: Coupe de voile en élévation.

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

Pour notre structure: **a** ≥ MAX **(he / 22**, **15 cm).**

On obtient : h_e /22 = 13.9 cm alors **a** ≥ max (13.9cm ; 15cm)= **15 cm**

En revanche h_e=3.06-0.35= 2.71 m (POUR LES ETAGES COURANTS ET LE RDC)

On trouve : he/22 = 12.32 cm alors ; **a** ≥ max (12.32cm ; 15cm)= **15 cm**

Et après l'analyse dynamique on a changé l'épaisseur qu'on adopter dont l'étape de pré dimensionnement tell que les sollicitations est grand. Les valeurs sont résumer dont le tableau suivent.

Tableau II-13: Détermination des sections des voiles.

Etage		**sous-sol**	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
L'épaisseur (cm)	Bloc A	20	20	20	20	20	20	20
L'épaisseur (cm)	Bloc B	20	20	20	20	20	20	20

II.1.7. Escalier :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier droit à deux volées parallèles allant en sens inverse, avec un palier intermédiaire.

Les dimensions du giron (marche) et de la contre marche figurent déjà sur les plans d'architectures. L'épaisseur de la paillasse sera calculée à partir de l'inégalité suivante :

L/35 ≤ e ≤ L/30 alors **466/35 ≤ e ≤ 466 /30**

13.31cm ≤ e ≤ 15.53cm. Soit : e = 15 cm

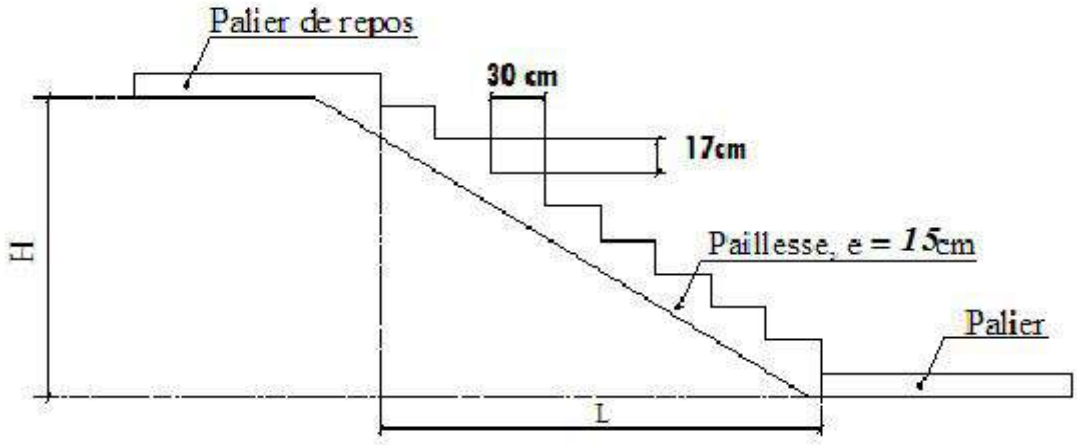


Fig. II.10. Coupe sur L'escalier

L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm

Hauteur H=60cm

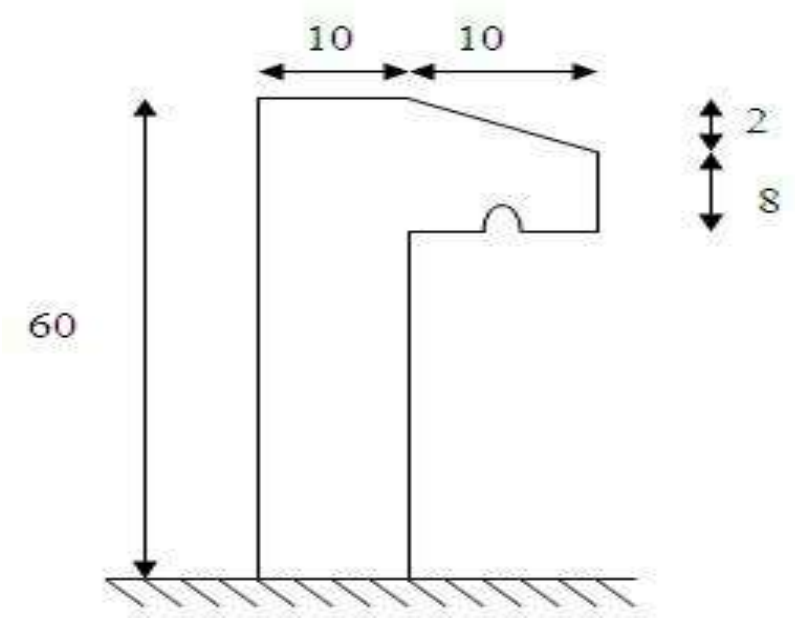


Figure III.1. Acrotère

Evaluation des charges

a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = °_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G = °_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2.10^{-2} = 0,392 kN/ml$$

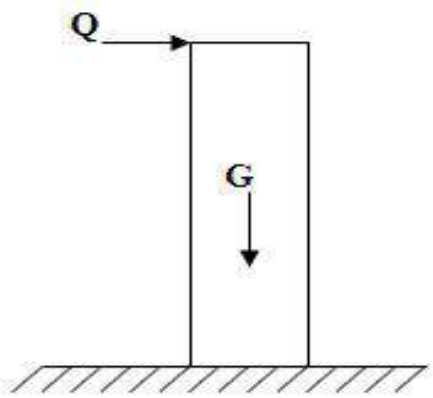


Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère

b. Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

L'action des forces horizontalesQ_h ;(F_p).

L'action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p$ …..(6-3)[**1]**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone III et le groupe d'usage appropriés [A=0,25]……groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)[**1**]……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,12kN.

F_p=4x0, 25x0, 8x2, 12=1,70kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{array}{l} F_p = 1,70KN \\ 1,5Q = 1,5KN \end{array}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,70KN$$

Donc pour une bande de *1m* de largeur

G=2,12kN/ml et Q_h=1,70KN/ml

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U : N_u=1,35G=2,86kN

M_u=1,5.Q_h.h=1,53kNm

T_u=1,5.Q_h=2,55kN

E.L.S : N_{ser}=G=2,12kN

M_{ser}=Q_h.h=1,02kNm

T_{ser}=Q_h=1,70kN

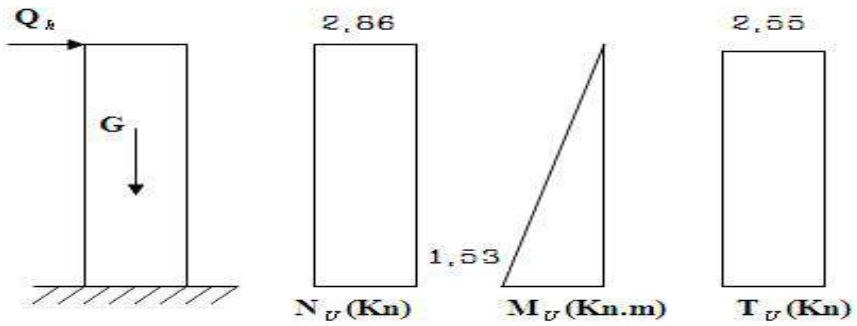


Figure III.3.Diagramme des efforts à l'ELU

Ferraillage de l'acrotère :

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=3cm ; fe=400MPa

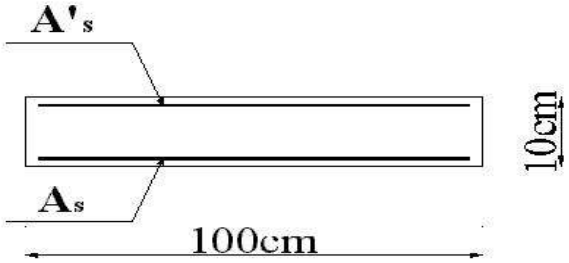


Figure III.4. Section de B.A à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité**

-

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1.35}{2{,}86} = 47.20cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 3 = 2cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1.41kN.m$$

$$« = \frac{M_f}{bd^2 \pm_{bc}} = 0{,}020$$

$« \prec «_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sim = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2«}\right) = 0{,}025$$
$$Z = d(1 - 0{,}4\sim) = 6{,}93cm$$
$$« = 0{,}020 < 0{,}186 \Rightarrow ,_s = 10\% \quad et \quad \pm_s = \frac{fe}{¥_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f(M_f) \qquad A_{sf} = \frac{M_f}{Z \pm_s} = 58{,}47mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \dfrac{N_u}{\pm_s} = 50.25mm^2$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0{,}50cm^2 \end{cases}$$

Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 » :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000};0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=7cm

$$A_s^{min} \geq Max\left\{1cm^2;0,85\ cm^2\right\}=1\ cm^2$$

Donc :

On opte finalement pour 6T6=1,70cm^2

Avec un espacement $S_t=\frac{100}{5}=20cm$

Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

On choisit4T6=1,13cm^2 avec un espacement. $S_t=\frac{60-4}{3}=\frac{56}{3}=18cm$

Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}=48,11cm$$

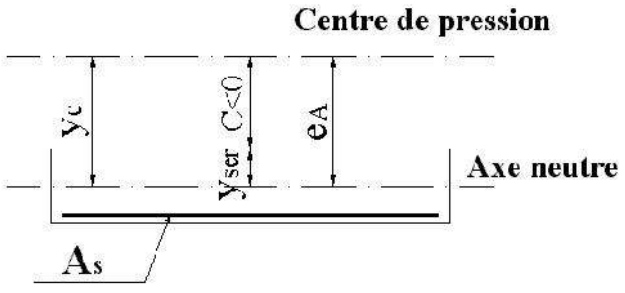


Fig. III.5. Section de B.A à l'ELS

On a :

$e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC).*

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C=d-e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50.11cm \Rightarrow C = -43.11cm \Rightarrow (C \prec 0)$$

D'après le " **BAEL 91 modifié 99** ", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - C)\frac{A_s}{b} = -5569.29cm^2 \\ et \\ q = -2C^3 - 6n(C - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - C)^2 \frac{A_s}{b} = 153142.63cm^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 2.13*10^9$$

$$\cos \ddot{} = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = 0.96 \Rightarrow \ddot{} = 163.74°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 86.17cm$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 120\right) = -85.78cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3}\right) = 49.94cm$$

$$y3 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 240\right) = 35.84cm$$

La solution qui convient est : y_c=49,94cm

Car : $0<y_{ser}=y_c+c<d$

$0<y_{ser}=49,94-43,11=6,83cm<7cm$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 6.83cm \\ y_c = 49.94cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + n\left[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2\right] = 10621.14cm^4 \Rightarrow n = 15$$

Vérification des contraintes :

a. Contrainte de béton

$$\pm_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)y_{ser} \leq \overline{\pm}_{bc} = 0,6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\pm_{bc} = \left(\frac{2,12.10^3 x49,94x10}{10621,14x10^4}\right)x6,83x10 = 0.68\,MPa < \overline{\pm}_{bc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \text{.....Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \text{.....Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \text{.....}(\eta = 1{,}6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0{,}24MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 5.43MPa < \overline{\sigma}_s \text{.....vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1.5.10^3}{70x10^3} = 0{,}021MPa < \overline{\tau}_u \text{.....vérifiée}$$

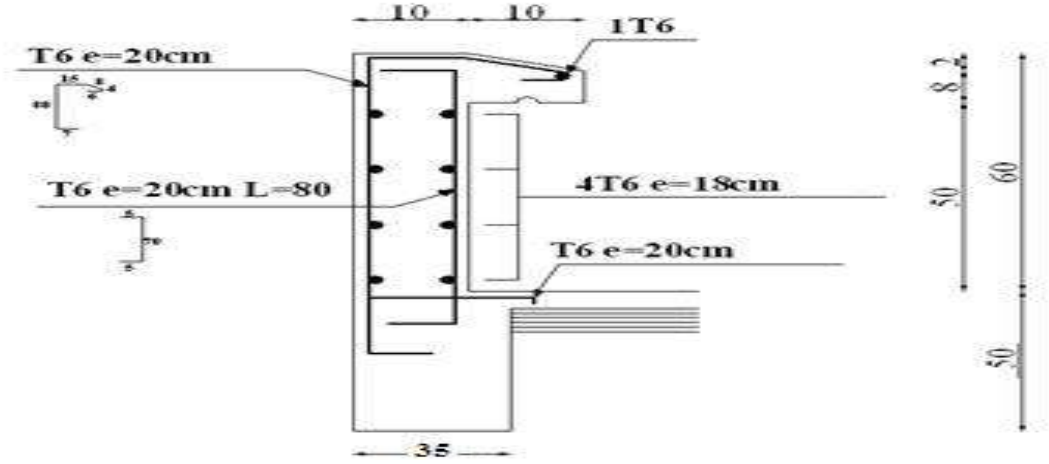


Figure III.6.Ferraillage de l'acrotère.

Plancher àcorps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cmd'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur

L'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

Plancher à corps creux

On a 2 types de plancher en corps creux :

- Plancher d'épaisseur **25cm**. Partie **A**
- Plancher d'épaisseur **20cm** Partie **B**

La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$a1 \geq 20$ cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$a2 \geq 33$ cm

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

$$A_{\perp} \geq \begin{cases} A_{\perp} \geq 200/fe \text{(MPa)} & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} & \text{si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{cm} \end{cases}$$

Avec :

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

- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé seraà maillage carré de 20cm x 20cm.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50 cm≤ (L=65 cm) ≤ 80cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} = \frac{4(65)}{520} = 0.5$ cm² /ml

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

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25$ cm² /ml

On choisira:

$A_{\perp}$= 5T5 = 0.98 cm² ; $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

$A_{//}$= 4T5 = 0.78 cm² ; $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

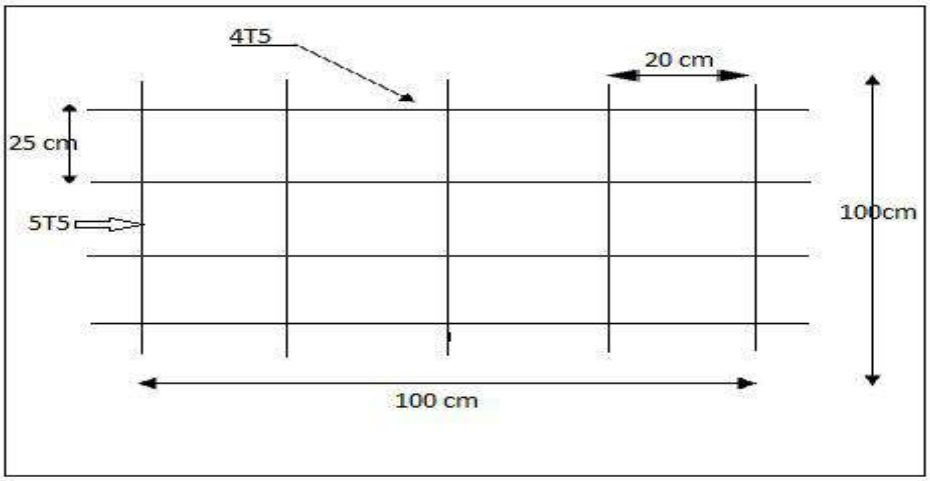


Figure III.7. Disposition des armatures de la table de compression

Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

b_0 = (0.4 à 0.6)* h_t

Sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

¨ Avant coulage.

¨ Apres coulage.

b.Plancher de l'épaisseur 25cm :

$b1 \leq \min\left(\frac{L_X}{2} ; \frac{L_Y}{10}\right)$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

- $b1 \leq \left(\frac{53}{2} ; \frac{375}{10}\right) = (26{,}5 ; 37{,}5)$ cm.

Soit : b1 = 26,5cm

- $b = 2*b1 + b_0 = 2 * 26{,}5 + 12 = 65$ cm

Donc : **b= 65cm**

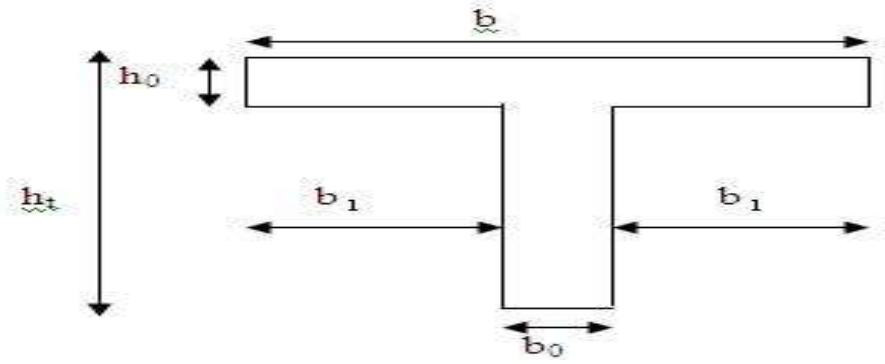


Fig. III.8. Schéma de poutrelle

Calcul Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la Surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant coulage.
- ❖ Après coulage.

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

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 x 5,88] → Q = 2,94 KN.

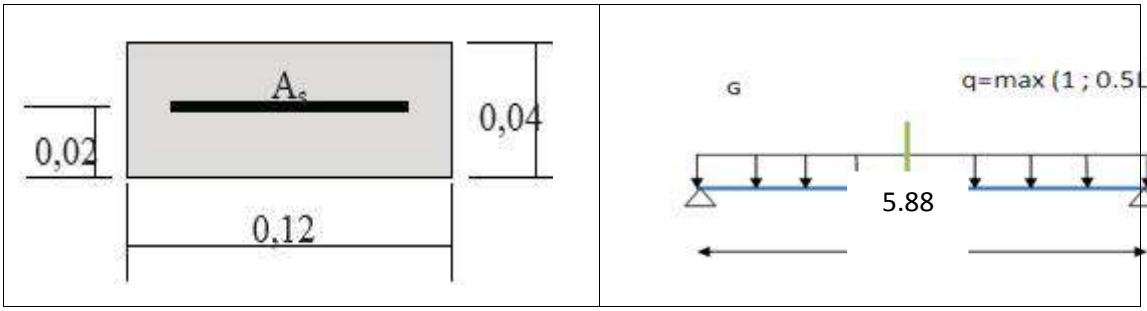


Figure III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A

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

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage

Bloc	travées L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A	5.88	2.94	poids de poutrelle	Poids de corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	
B	4.20	2.1	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.2. Calcul des moments

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$\frac{GL^2}{8}$ =3.32	$\frac{GL^2}{4}$=4.32	1.35MG+1.5MQ=10.96

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{10.96*10^3}{14.2*0.12*30^2}=7.15>\mu L=0.372$$

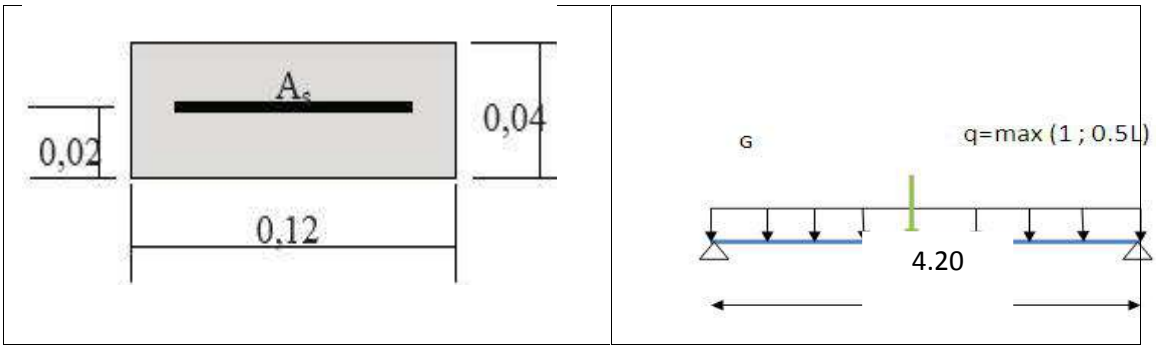


Fig. III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III. 3. Calcul des moments du parti B

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$\frac{qL^2}{8}$ =7.7	$\frac{qL^2}{4}$=2.20	1.35MG+1.5MQ=5.6

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{5.6*10^3}{14.2*0.12*30^2}=3.65>\mu L=0.372$$

- **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

BLOC A :

- **Pour un seul étai au milieu :**

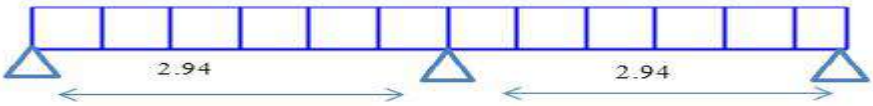


Figure III.11. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1.47(kN)
MG =0.83 (kN.m)
MQ = 1.08 (kN.m)
Mu =2.47 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{2.47*10^3}{14.2*0.12*30^2}=1.61>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

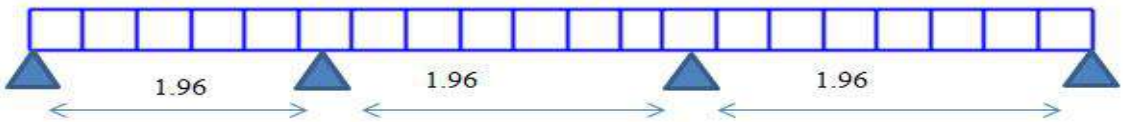


Figure III.12. Travée avec deux étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.37 (kN.m)
MQ = 0.49 (kN.m)
Mu =1.23 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{1.23*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0,8>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

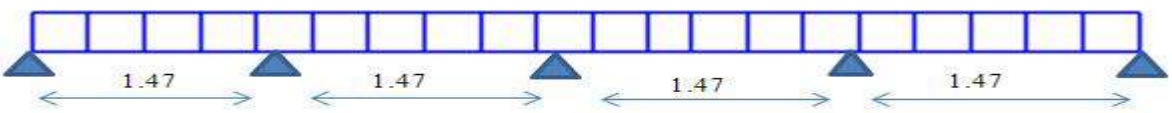


Figure III.13. Travée avec trois étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L kN] = 1(kN)
MG =0.20 (kN.m)
MQ = 0.36 (kN.m)
Mu =0.81 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.81*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.53>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

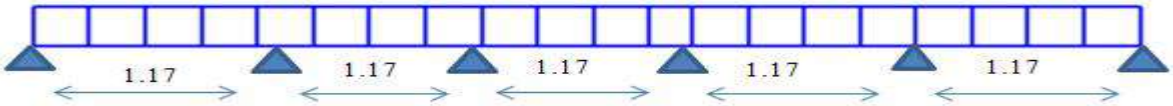


Figure III.14. Travée avec quatre étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.13 (kN.m)
MQ = 0.29 (kN.m)
Mu =0.61 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.61*10^3}{14.2*0.12*30}=0.39>\mu L=0.372$$

- **En ajoute un autre étaiement.**

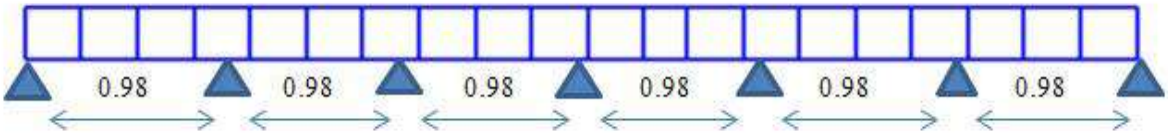


Fig. III.15. Travée avec Cinque étais espacés

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 KN; 0.5L KN] = 1(KN)
MG =0.09 (kN.m)
MQ = 0.24 (kN.m)
Mu =0.48 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.49*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.31<\mu L=0.372$$ **(c.v)**

BLOC B :

Le calcule se fait de même manier, et le tableau suivant montre les résultats :

Tableau III.4. Les résultats des calculs

Nombres des étaiements	**L(m)**	MG (kN.m)	MQ (kN.m)	Mu (kN.m)	μ	μ_L	
1	2.1	0.42	0.52	1.34	0.87	0.372	C.n.v
2	1.4	0.18	0.35	0.76	0.49	0.372	C.n.v
3	1.05	0.10	0.26	0.53	0.34	0.372	C.v

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés=**98cm** pour partie A et **1.05m** pour partie B. pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

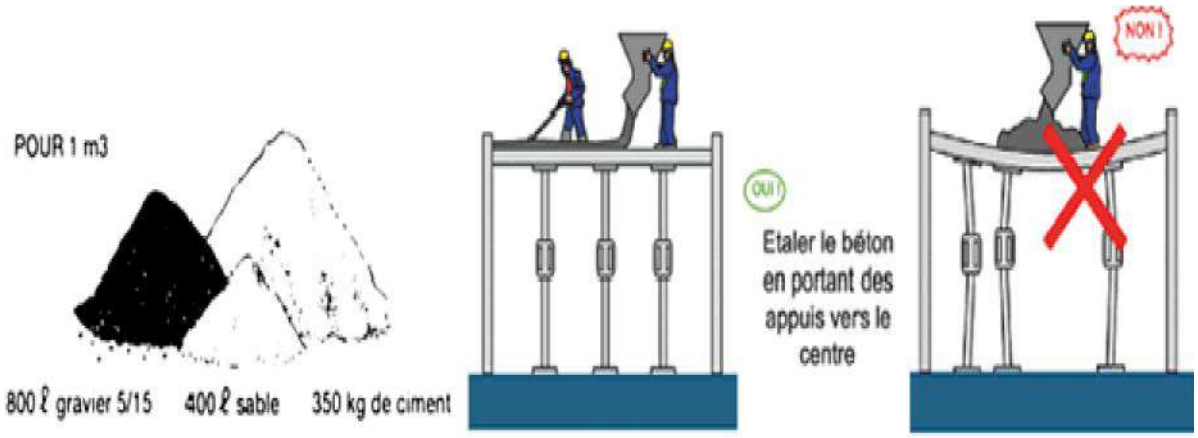


Fig. III.16. Choix de disposition des étaiements

b. Après coulage :

i. Charges et surcharges :

➢ **Bloc A**

- **Plancher en corps creux (20+5)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,8KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 6,4 KN/m² , Q = 1,5 KN/m².
  - ❖ sous-sol (dépôt) : Q= 3.5KN/m^2

➢ **Bloc B**

- **Plancher en corps creux (16+4)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,8KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 6,4 KN/m² , Q = 1,5 KN/m²

ii. Les différents types des poutrelles :

On a 3 types des poutrelles dans deux parties.

Type 1 :2 travées. (Pour parti A)

Type 2 : 3 travées. (Pour parti A)

Type 3 : 3 travées. (Pour parti B)

Type 4 : 1travées. (Pour parti B)

iii. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire,** méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM.**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire

➢ **condition d'application**

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée **:** $Q \leq MAX\ \{2G, 5KN\ /\ m^2\}$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et1, 25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1{,}25$$

- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas **vérifié on applique la méthode de Caquot.**

➢ **Vérification des conditions d'application**

Type 1) :4 travées. (pour parti A étagé terrasse)

- **Plancher en corps creux (16+4)**

❖ **plancher étages terrasse**

G = 6,8 KN/m²

Q = 1,0 KN/m².

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)……..vérifiée.

● Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……....vérifier.

● Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

Type 2: $\frac{4,45}{2,82}$ =1,57…….. Non vérifier.

2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode

- ✓ **Moment sur appuis**

$$M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5\left(l_w' + l_e'\right)} \text{.....Appuis intermédiaire}$$

- ✓ **Moment en travée**

$$\left(M_t\right) = \left(M_0\right) + \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- q_e: charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e »à droite, avec :

- l'=l……pour une travée de rive
- l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

✓ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

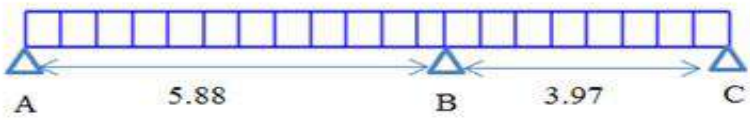
Evaluation de la charge :

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

planché	**G(kn /m²)**	**Q(kn /m²)**	**q_u=(1.25*G+1.5*Q)*0.65**	**q_{ser}=(G+Q)*0.65**
courant	6.4	1.5	7.07	5.13

3. Application

❖ **Types poutrelleà deux travées :**



$$(M_0)_{AB} = \frac{q_u l^2_{AB}}{8} = 30.59 \text{ KN.m}$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2_{BC}}{8} = 13.95 \text{ .KNm}$$

✓ **Moment aux appuis :**

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = -4.59$Kn.m.

$M_C = 0.15(M_0)_{BC} = -2.09$Kn.m

L'= 0.8L

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = \frac{7.07\ (4.70^3+3.18^3)}{8.5\ (4.70\ +3.18)} = 14.39$$

✓ **Moment en travée :**

$$\left(M_t\right)^{\max}_{AB} = \left(M_0\right)_{AB} + \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)_{AB}}$$

$$\left(M_t\right)^{\max}_{AB} = 30.59 - \frac{(4.6+14.39)}{2} = 21.10\ \text{KN.m}$$

$$\left(M_t\right)^{\max}_{BC} = 13.92 - \frac{(14.39+2.08)}{2} = 5.7\ \text{KN.m}$$

Efforts tranchent :

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \end{cases}$$

- **Travée AB (travée de rive) :**

TA=20.81+(21.1-4.59)/5.88= 23.63KN

TB=- 20.81 + (14.39 -21.1)/5.88=-21.95 KN

- Travée BC (travée de rive) :

TB=14.05+(5.7-14.39)/3.97=11.86 KN

TC=-14.05+(2.09-5.7)/3.97=-14.95 KN

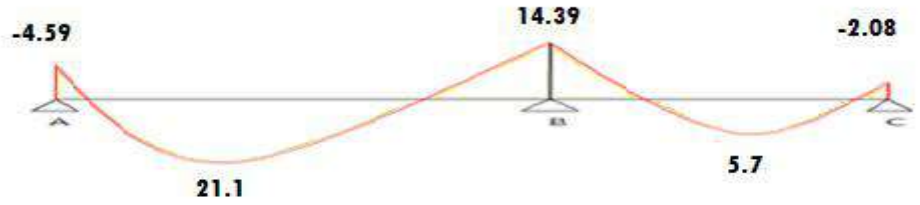


Fig. III.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

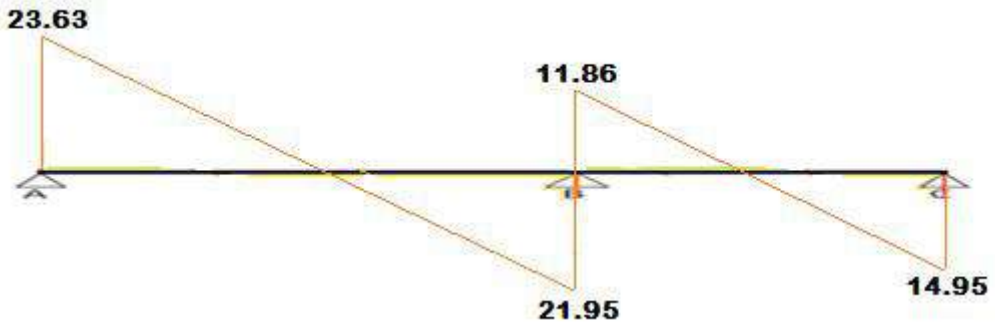


Fig. III.18.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

- **calcul à l'ELS**

a) **Moment en travées** :

Tableau III. 6. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées **(ELS)**

travées	L	qser	M0	Mt
AB	5.88	5.14	22.19	15.30
BC	3.97	5.14	10.12	4.13

b) **Moment en appuis** :

Tableau III. 7. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

appuis	MA KN	MB KN	MC KN
A-B-C	3.33	10.45	1.52

Effort tranchant :

Travée AB :

TA=(5.14*5.88)/2+(15.3-3.33) /L = 17.14 KN

TB= -(5.14*5.88)/2 + (10.45-15.3)/L = -10.73 KN

Travée BC :

TB= (5.14*3.97)/2 + (10.45-4.13)/L = 11.8 KN

TC= -(5.14*3.97)/2 + (1.52-4.13)/L = -10.85 KN

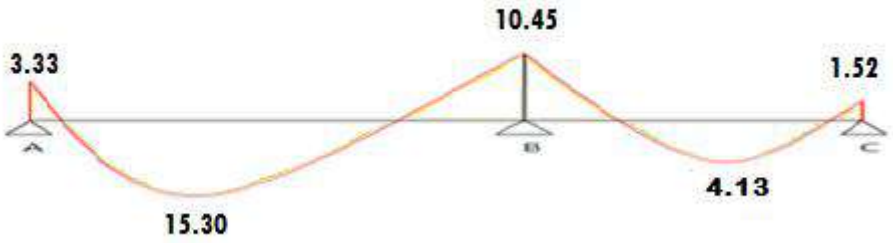


Fig. III.19. Diagramme des moments fléchissant à l'Els

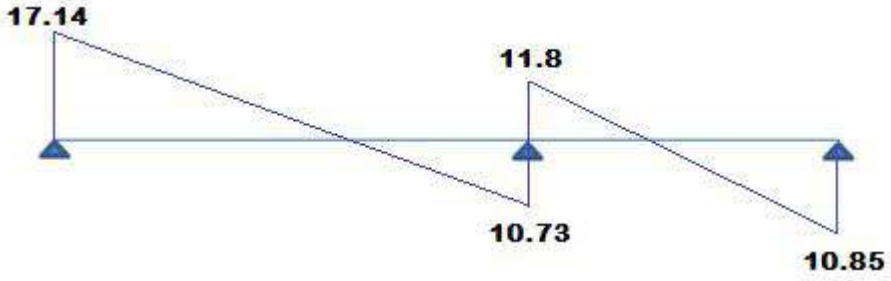


Fig. III.20 Diagramme des efforts tranchant à l'Els

❖ **Type à trois travées :**

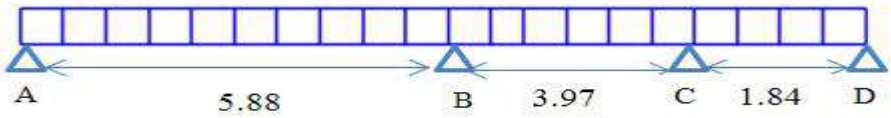


Tableau III. 8. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

travées	qu	qser	M0	M ser
AB	7.08	5.14	30.59	22.19
BC	7.08	5.14	13.95	10.12
CD	7.08	5.14	3.00	2.17

- **Calcule à l'Elu :**

Moment en Appuies:

Appuie de rive :

$\mathbf{M_A}$ = 0.15*$(M_0)_{AB}$= 0.15*30.59 =- 4.59KN.m

$\mathbf{M_D}$ = 0.15*$(M_0)_{CD}$= 0.15*3 = -0.45KN.m

✓ **Appuies intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} =$$ 7.08*(4.7 ^{3}+3.18^3)/8.5*(4.7+3.18)=-14.39 KN .m

M_C = 7.08*(3.18^3+1.47^3)/8.5*(3.18+1.47) = -6.31 KN.m

✓ **Moment en travée:**

Mt (AB) = $(M_0)_{AB}$+(M_w +M_e)/2 = 30.59 – (4.59+14.39)/2 = 21.1 KN.m

Mt (BC) = $(M_0)_{BC}$+ (M_w +M_e)/2 = 13.95- (14.39+6.31)/2 = 3.60 KN.m

Mt (CD) = $(M_0)_{CD}$+ M_w +M_e /2 = 3- (6.31+0.45)/2 = 0.38 KN.m

✓ **Effort tranchant :**

Travée AB :

TA= (7.08*5.88)/2 + (21.1-4.59) /L = 23.62KN

TB= -(7.08*5.88)/2 + (14.39-21.1)/L = -21.96 KN

Travée BC :

TB= (7.08*3.97)/2 + (3.6-14.39)/L = 11.33 KN

TC= -(7.08*3.97)/2 + (6.31-3.6)/L = -13.37KN

Travée CD :

TC = (7.08*1.84)/2 + (0.38-6.31)/L = 3.29 KN

TD =-(7.08*1.84)/2 + (0.45-0.38)/L = -6.55 KN

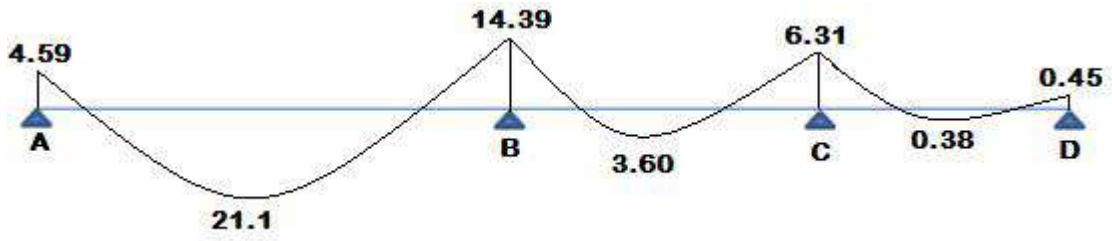


Fig. III.21 Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

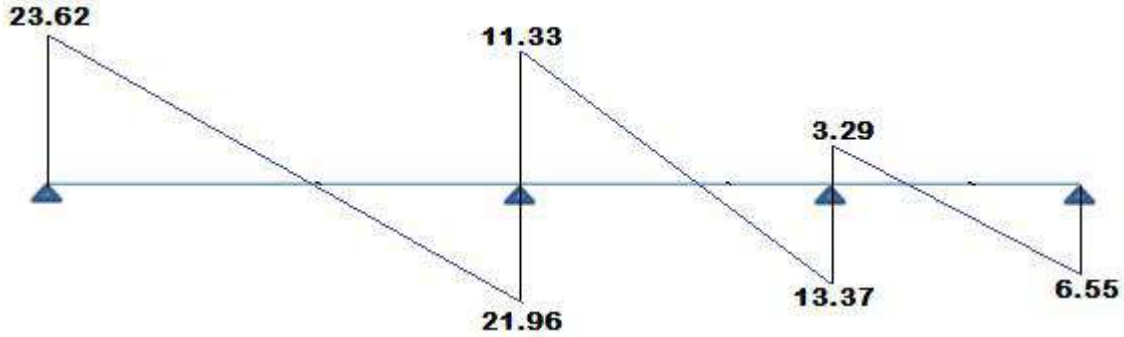


Fig. III 22.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

- **Calcule à l'Els :**

Moment en Appuies:

Appuies de rive :

$\mathbf{M_A}$ = 0.15*$(M_0)_{AB}$= 0.15*22.19 = -3.33KN.m

$\mathbf{M_D}$ = 0.15*$(M_0)_{CD}$= 0.15*2.17 = -0.33KN.

Appuies intermédiaire :

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3_w + l'^3_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = 5.14*(4.7^3+3.18^3)/8.5*(4.7+3.18) = -10.45 \text{ KN .m}$$

M_C = 5.14*$(3.18^3+1.47^3)$/8.5*(3.18+1.47) =- 4.58 KN.m

Moment en travées :

Mt (AB) = $(M_0)_{AB}$+(M_w +M_e)/2 = 22.19 – (3.33+10.45)/2 = 15.3 KN.m

Mt (BC) = $(M_0)_{BC}$+ (M_w +M_e)/2 = 10.12- (10.45+4.58)/2 = 2.60 KN.m

Mt (CD) = $(M_0)_{CD}$+ M_w +M_e /2 = 2.17- (4.58+0.33)/2 = 0.28 KN.m

Effort tranchant :

Travée AB :

TA= (5.14*5.88)/2 + (15.3-3.33) /L = 17.27KN

TB= -(5.14*5.88)/2 + (10.45-15.3)/L = -15.93 KN

Travée BC :

TB= (5.14*3.97)/2 + (2.60-10.45)/L = 8.22 KN

TC= -(5.14*3.97)/2 + (4.58-2.60)/L = -9.70KN

Travée CD :

TC = (5.14*1.84)/2 + (0.28-4.58)/L = 2.38 KN

TD =-(5.14*1.84)/2 + (0.33-0.28)/L = -4.69 KN

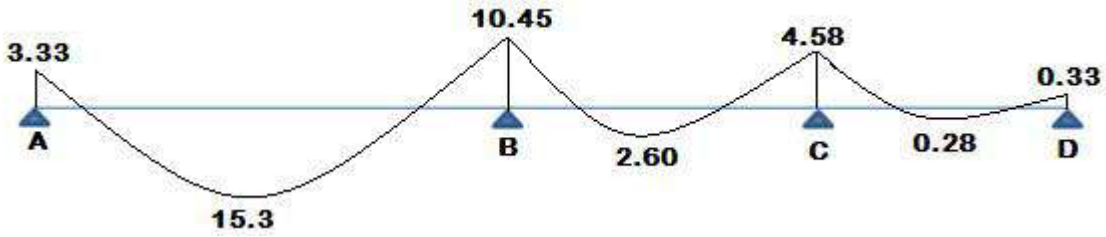


Fig. III.23 Diagramme des moments fléchissant à l'Els

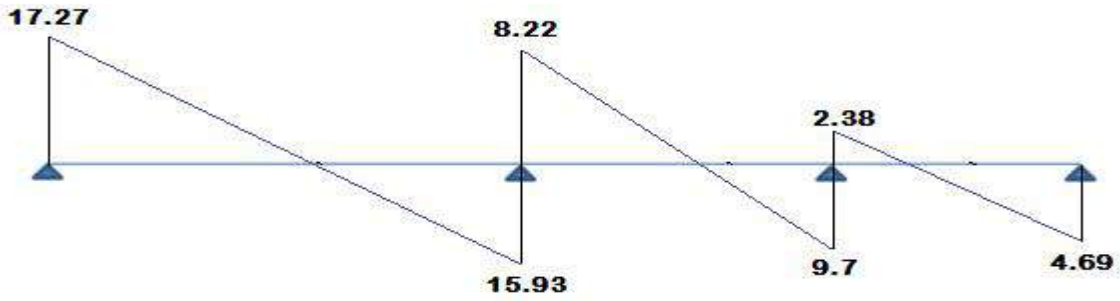


Fig. III. 24. Diagramme des efforts tranchant à l'Els

Tableau III. 9.: Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELU)

	ELU					
	Types a deux travées					
travée	M0 (KNm)	Mt(KN m)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
AB	30.59	21.1	4.59	14.39	23.63	21.95
BC	13.95	5.7	14.39	2.08	11.86	14.95
AB	30.59	21.1	4.59	14.39	23.62	21.96
BC	13.95	3.60	14.39	6.31	11.33	13.37
CD	3	0.83	6/31	0.45	3.29	5.66

Tous les résultats de la calcule a ELU sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau III. 10. Différentes sollicitations dans les poutrelles à (ELs)

	ELS					
	Types à deux travées					
travée	M0 (KNm)	Mt(KN m)	Mw (KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
AB	22.19	15.30	3 .33	10.45	17.14	10.73
BC	10.12	4.13	10.45	1.52	11.8	10.85
	Types à trois travées					
AB	22.19	15.3	3.33	10.45	17.27	15.93
BC	10.12	2.60	10.45	4.58	8.22	9.7
CD	2.17	0.28	4.58	0.33	2.38	4.69

BLOC B:

Types poutrelle a un seul travée :

Tableau III. 11. Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

travée	L	G	Q	qu	qser	M_0	M0 ser
AB	4.2	6	1.5	6.73	4.88	14.83	10.75

❖



$M_0 = q_u * L^2/8 = 14.83$ KN. m

Moment en appuies :

MA = MB = $0.15 * M_0 = 0.15 * 14.83 = -2.22$ KN. m

Moment en travée :

$Mt_{AB} = M_0 - (Mw + Me)/2 = 14.83 - (2.22+2.22)/2 = 12.60$ KN. M

Effort tranchant:

TA = ql/2 + (MW -Me)/2 = (6.73*4.2)/2 + (12.60-2.22)/4.20 = 16.6 KN

TB= ql/2 + (MW -Me)/2 = -(6.73*4.2)/2 + (2.22-12.60)/4.20 = -16.6 KN



Fig. III25. Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

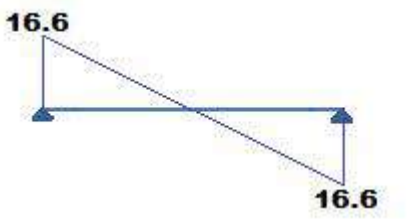
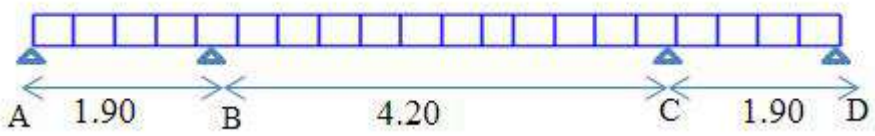


Fig. III26.Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

❖ **Types poutrelle a trois travées :**



$M_{0\,AB}$ = 3.04 KN. m

$M_{0\,BC}$ = 14.83 KN. m

$M_{0\,CD}$ = 3.0KN. m

Moment en appuies :

MA = MD = 0.15* $M_{0\,AB}$ = 0.15*3.04 = -0.46 KN. m

Appuies intermédiaire :($L = 0.8L_0$)

MB = q_u *(l'w ^{3}+l'e^3)/8.5*(Lw + le) = 6.73*(1.52^3+3.36^3) /8.5*(1.52+3.36) = 6.72 KN. m

MC = 6.72 KN. m

Moment en travées :

Mt $_{AB}$ = M_0- (Mw + Me)/2 = 3.04 – (0.46+6.72)/2 = -0.55KN. m

Mt $_{BC}$ = 14.83 – (6.72+6.72)/2 = 8.11 KN. M

Mt $_{CD}$ = -0.55 KN. M

Effort tranchant:

Travée AB :

TA = 6.73*1.9/2 + (0.46-0.55)/1.9 = 6.34 KN

TB = -6.73*1.9/2 + (0.55-6.72)/4.2 = -9.64 KN

Travée BC :

TB = 6.73*4.2/2 + (6.72-8.11)/4.2 = 13.8 KN

TC = -6.73*4.2/2 + (8.11-6.72)/4.2 = -13.8 KN

Travée CD :

TC = 6.73*1.9/2 + (6.72-0.55)/1.9 = 9.64 KN

TD= -6.73*1.9/2 + (0.46-0.55)/1.9 = -6.44 KN

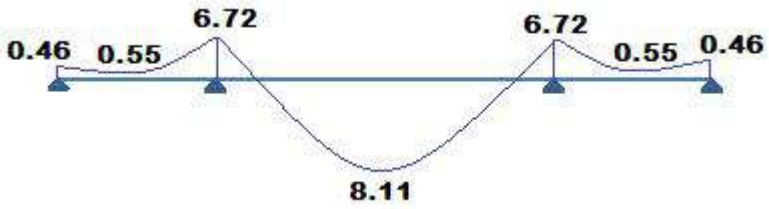


Fig. III.27.Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

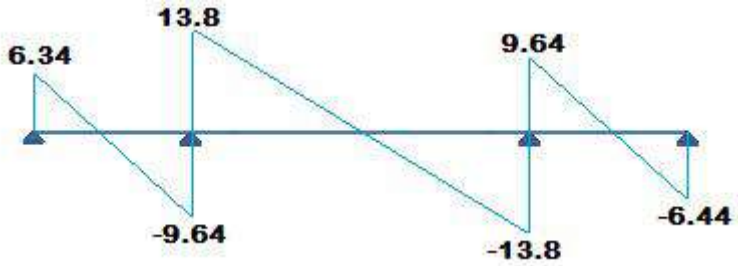


Fig. III .28..Diagramme des efforts tranchant à l'Elu

Calcule à l'Els :

Types à une seule travée :

travée	q_U ser	M_0ser	MA	MB	Mt AB
AB	4.88	10.75	1.61	1.61	9.14

Effort tranchant :

travée	TA KN	TB KN
AB	12.03	-12.03



Fig. III.29. Diagramme des efforts tranchante et moments fléchissant à l'Els

Récapitulations :

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

Tableau III-12: Récapitulations des efforts BLOC A

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Mtser (kN.m)	Maser (kN.m)	Tu (kN)
sollicitations	14.39	21.1	23.63	15.3	10.45	17.27
référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

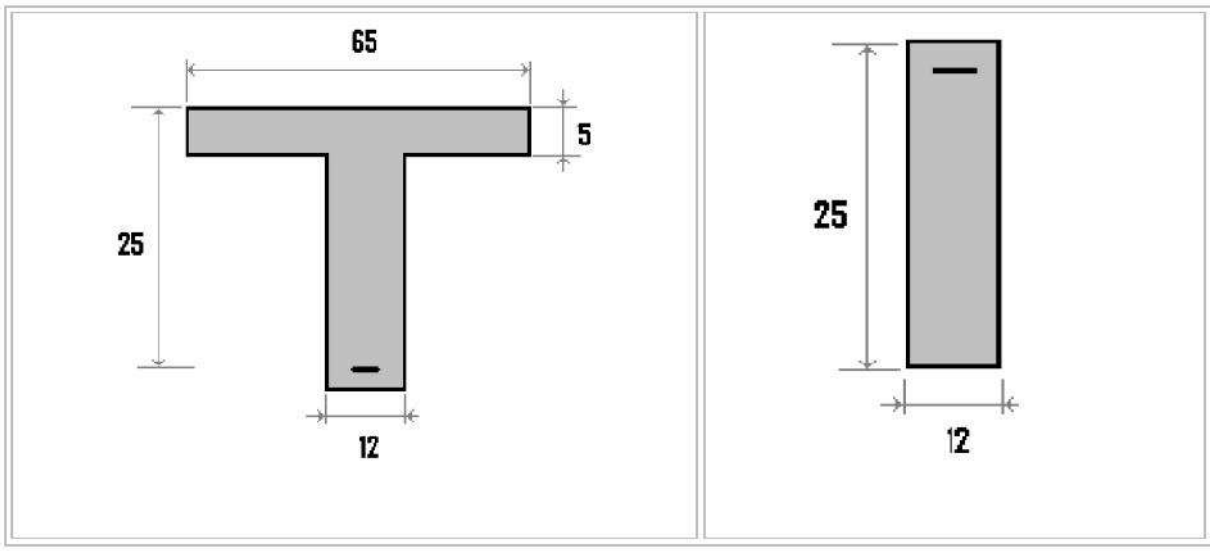


Fig. III.30. Schéma de la section des poutrelles en travée et en appuis

Ferraillage de la poutrelle :

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

❖ **BLOC A :**

➢ **L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =21,1KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =14,39KN .m

1. Ferraillage longitudinal

a) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}05\times\left(0{,}23 - \frac{0{,}05}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 94{,}60KN.m$$

M_0=94.60KN.m

M_t^{max}=21,1KN.m } ⟹ $M_0 > M_{tmax}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x25(cm^2).

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.1}{0.65\times 0.23^2 \times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}043$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA.

$\mu_u = 0{,}043 \Rightarrow \beta = 0{,}978$

$\delta s = Fe/\gamma s = 400/1.15 = 348$

Donc :

$$A = \frac{Mu}{\beta d \delta s} = \frac{21.1}{0.978*0.23*348*1000} = 2.69 \text{ cm}$$

Soit : A=3 HA 12 = 3.39 cm^2

En appuis :

μ=0.16<0.392

$\mu < \mu l$,β=0.912

A = Mu/β dδs = 14.39/0.912*0.23*348 = 1.97 cm

Soit :A=1HA12+1HA14= 2.67cm^2

2. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$¤_t \leq \min(7.14; 71; 12; 10) = 7{,}14 mm.$ On adopte $¤_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\ cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$\dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83$ cm on prend St= 15 cm

3. Vérification à l'ELU:

a)Vérification au cisaillement : [4]

$\frac{\tau max}{b0\ d} = \frac{23.63*10}{23*12} = 0.85$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{¥_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33MPa.$$

τu= 23.63∗ 103 / 120 ∗ 230 = 0.85$MPa \leq \tau u = 3.33\ MPa \Rightarrow$ La conditions et vérifiée.

- **voisinage des appuis**

  - **Appuis de rives**

✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\pm_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b}$$

Avec : T_u=23.63kN (appuis de rive)

$\frac{23.63*1000}{0.9*120*230} = 0.95 < 0.4\frac{fc28}{\gamma b} = 6.67$ MPa ……..vérifiée

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2{,}26 cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{¥_s}} = 0{,}67 cm^2 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression**

$$\pm_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{21{,}96 \times 10^3}{0{,}9 x 120 x 230} = 0{,}884 MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67 MPa \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2{,}26 cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\pm_s} = 0{,}022 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.13. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
Mu (kN.m)	21.1	14.39
M0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 M0 >Mu ⇒ l'axe neutre appartient a la table ⇒ section rectangulaire	/
μ	0.043	0.16
μL	0.392	
μ<μL	Oui	Oui
B	0,978	0.912
A(cm^2)	2.69	1.97
Le choix	**3HA12 = 3.39cm^2**	**1HA14+1HA12=2.67cm^2**
B/1000	1.62	0.300
A≥ B/1000	Oui	Oui

- **ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *; b=65cm (travée) ;b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm*

Tableau III. 14. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
A(cm)	**3.39**	**2.01**
Mser (kN.m)	**15.3**	**10.45**
σbadm(Mpa)	**15**	**15**
y1 (cm)	**7.40**	**13.55**
IG (cm`)	**20910.48**	**15754.71**
σbadm	**15**	**15**
σb(Mpa)	**5.41**	**8.98**
σb≤ σbadm	**Oui**	**Oui**

4. Vérification de la flèche :

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4,2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :

$h=25cm$; $b_0=12cm$; $d=23cm$; $L=5,88m$; $M_{tser}=15.3kNm$; $A_s=3,39cm^2$; $fe=400MPa$

L=5.5 m

5.88 m >5 m ⇒f_{adm} = 0.5cm+(L/1000)= 0.5+(5.88/1000)=1.08 cm

$$I = \frac{b*h3}{12} * \frac{B*(1- \quad)*([\sim 4- \quad *(1-\sim)4])}{+\sim *(1- \quad)} = 31908.3cm4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0.184
- α=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5\times q\times L4}{348\times E\times I} * \frac{5\times 4.88\times 5.88}{348\times 32164.2\times 31908.3} = 0.75cm$$

$f = 0.75 < f_{adm} = 1.08$ cm (c .v)

BLOC B :

Récapitulations :

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

Tableau III. 15. Calcul des armatures a l'Elu ET ELS Récapitulation des efforts

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Mtser (kN.m)	Maser (kN.m)	Tu (kN)
Sollicitations	2.22	12.60	16.60	9.14	1.62	12.03
Référence	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à une seule travée

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

➢ **L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =12,60KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =2,22KN .m

1. Ferraillage longitudinal

b) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0=58,95KN.m

M_t^{max}=12.60KN.m } ⟹ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2).

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.60}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}042$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA.

$\mu_u = 0{,}042 \Rightarrow \beta = 0{,}979$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{12.60}{0{,}979x0{,}18x348x10^3} = 2.05cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

a) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.72}{0{,}12 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17 \times 10^3} = 0{,}122$$

$$\mu_u = 0.122 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.122 \Rightarrow \beta = 0{,}936$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{6.72}{0{,}936x0{,}18x348x10^3} = 1.14cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA10 +1HA12= 1,92cm^2.**

Tableau III.16. Calcul des armatures a l'Elu

Vérification a l'Elu		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
Mu (kN.m)	9.43	6.72
M0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =58.90 M0 >Mu ⇒ l'axe neutre appartient a la table ⇒ section rectangulaire	/
μ	0.042	0.12
μL	0.392	
μ<μL	Oui	Oui
B	0,979	0.936
A(cm^2)	2.05	1.08
Le choix	**3HA10 = 2.36cm^2**	**1HA10 +1HA 12 = 1.92cm^2**
B/1000	1.3	0.24
A≥ B/1000	Oui	Oui

2. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales

$¤_t \leq \min(7.14; 71; 12; 10) = 7{,}14\,mm.$ On adopte $¤_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\,cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm}$$ on prend St = 15 cm

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III. 17. Vérification a l'Els

Vérification a l'Els		
	En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
A(cm^2)	2.36	1.54
Mser (kN.m)	9.14	1.62
σbadm(Mpa)	15	15
y1 (cm)	3,91	3,89
IG (cm^4)	8322.65	4834.47
σbadm	15	15
σb(Mpa)	**4.29**	**0.13**
σb≤ σbadm	**Oui**	**Oui**

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4, 2 / fe$

$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :

$h=20cm$; $b_0=12cm$; $d=18cm$; $L=4,45m$; $M_{tser}=7,10kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $fe=400MPa$.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » [4]**

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right)+15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\mu_i \lambda} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu_v \lambda}$$

Avec :

$$\mu_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ ..... Pour la déformation instantanée.

$$\mu_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$ ..... Pour la déformation différée.

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\lambda = 1 - \frac{1{,}75 f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0{,}84\ cm$. $f_y - f_i$ = 5.71 mm <fLimite = 8.4mm. **CV**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 18. résultat de la vérification

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,14	2,36	7,09	0,012	0,85	253.12	0,742	3,42	1,37
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
20021,12	6225,33	10921,26	4,20	8,05	13.76	5.71	8,4	**C.V**

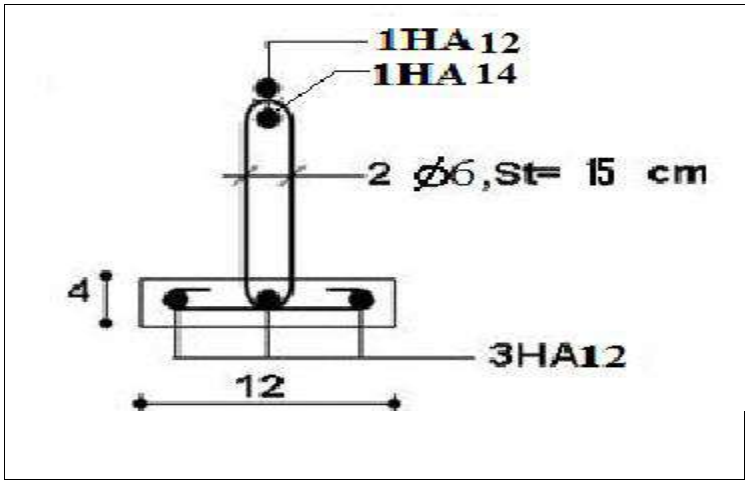


Figure. III.31. ferraillage des poutrelles BLOC A

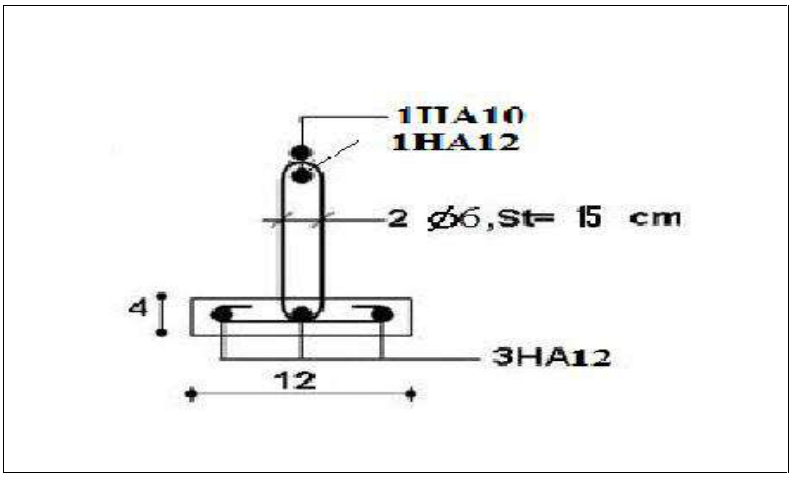


Fig. III.32. Ferraillage des poutrelles BLOC A

Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins régulière de plans horizontaux servants à relier les différents niveaux d'une construction, il peut être en béton ou en bois (métallique).

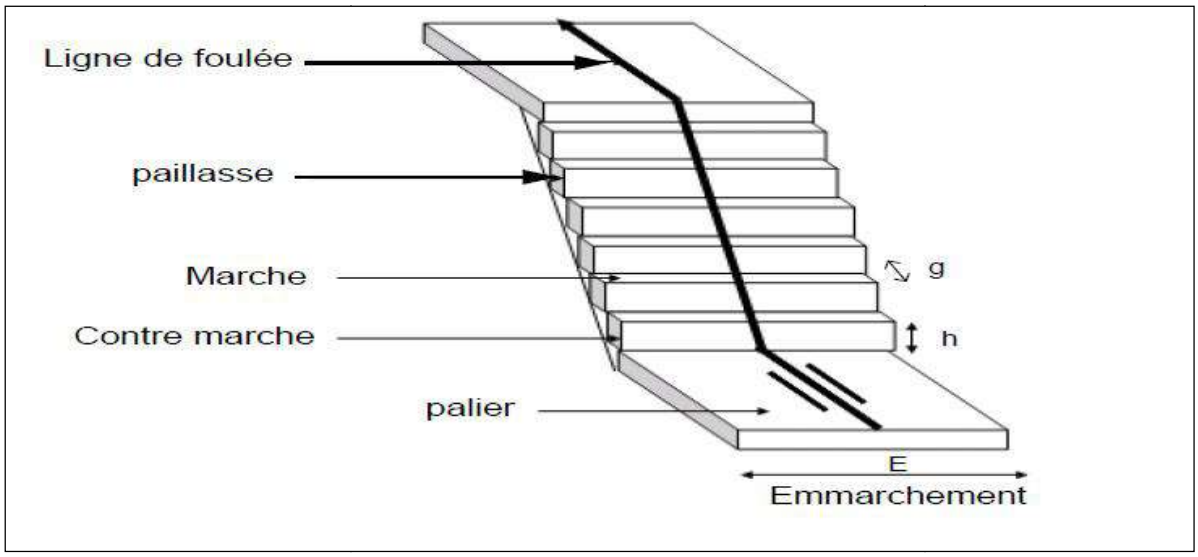


Fig. III.33.Représentation d'un escalier.

Escalier a deux volets :

Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

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

  60cm £ g+ 2h = 63cm £ 64cm. (Condition vérifier)
- Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

  tg α = H / L = 1.53/2.40= 0.6375

Donc : α =32.51°

$$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = 2.85 \text{ m}$$

L =0.5+1.76+2.85 =**5.10 m**

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

L/35≤e≤L/30 ⇒0.14≤*e* ≤0.17 On adopte**: e = 15cm**

Evaluation des charges et surcharges :

i. Charges permanentes :

Tableau III. 19. Charge permanant du palier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				5.5

Tableau III. 20. Charge permanant du paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.44
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				8. 3

ii. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

Détermination des efforts :

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

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Le Tableau III.21 donne la combinaison des Charges l'ELU et l'ELS

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m2)	Pser(KN/m2)
Palier 1	5.5	2.5	11.18	8
Paillasse	8.3	2.5	14.96	10.8

L'E.L.U

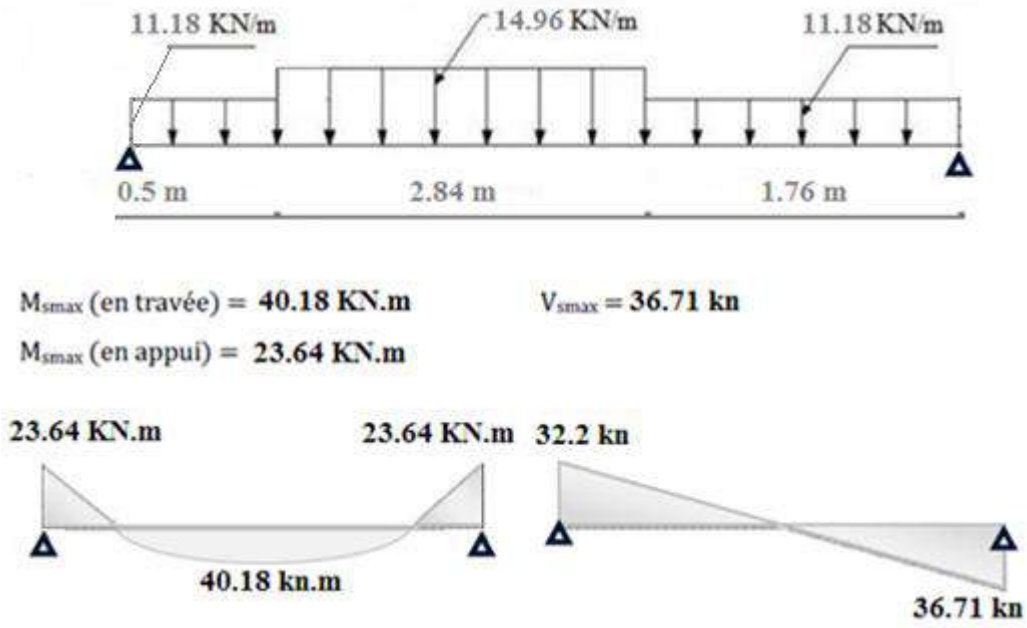


Fig. III.34 : Schéma statique a l'E.L.U

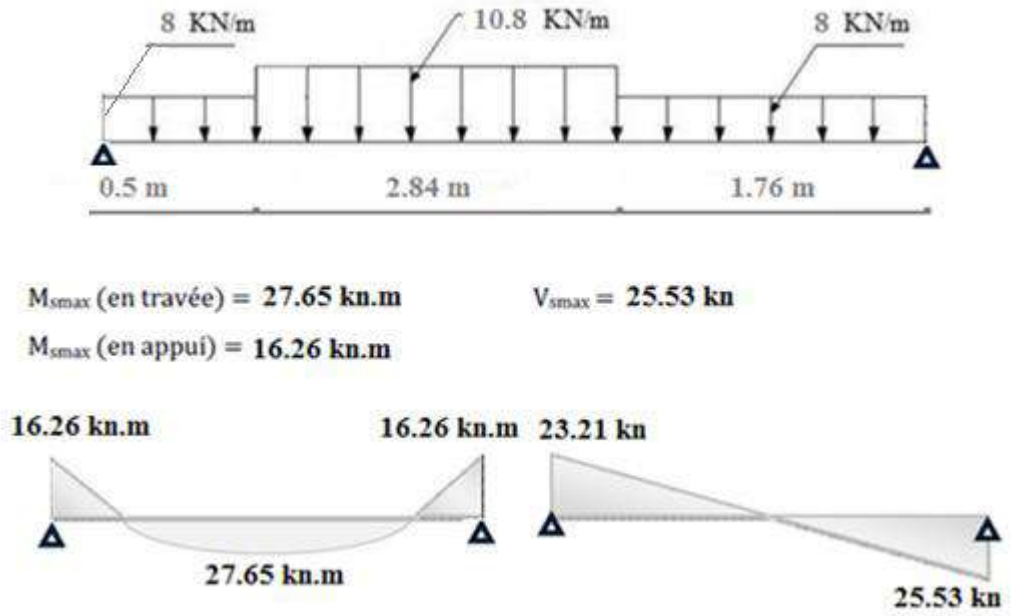


Fig. III.35 : Schéma statique a l'Els

Récapitulations :

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

Tableau III. 22.Récapitulation des résultats a ELU et ELS

	ELU			**ELS**	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser(kN.m)	Mt ser(kN.m)
sollicitations	23.64	40.18	36.71	16.26	27.65

Ferraillage des escaliers :

Tableau III. 23. Les données

Béton	fc28 = 25MPa	γb = 1.5	σbc= 14.2MPa	c = 2 cm
	ft28 = 2.1MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs= 348MPa

Tableau III24. Choix des sections des armateurs

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm2)	A' (cm2)	**Adopte (cm2)**
En travées	40.18	0.167	0.908	9.78	0	**9HA12=10.18**
En appuis	27.65	0.115	0.938	6.5	0	**9HA12=6.78**

Condition de non fragilité :

On vérifie que: A≥ Amin =B/1000

En travée: A= 10.18 cm^2≥Amin =15∗100/1000 =1.5 (CV)

En appui : A= 6.78 cm^2Amin =15∗100/1000 =1.5 (CV)

A) Les armatures de répartition

Tableau III. 25. Les armatures de répartitions

	Ax(cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10.18}{4}$ = 2.54	**7HA 10 = 5.49 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4}$ = 1.69	**7HA 10 = 5.49cm²**

Tableau III. 26.Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ Min [3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ Min [3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ Min [4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ Min [4h=60cm;45cm]=33cm

Vérification de l'effort tranchant :

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

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

τ = 0.290 MPa ≤ τ 3.33 MPa (CV)

Vérification a l'E.L.S :

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

$\sigma_{badm} = 0.6 * f_{c28} = 0.6*25 = 15$ MPa

Tableau III. 27.résultats de la vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	**10.18**	**10.18**
Mser(kN.m)	**27.65**	**16.26**
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.01$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.76$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A\,(d-y)^2 = 17504.24$	$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A\,(d-y)^2 = 10881.25$
σb(Mpa)	**15**	
σb(Mpa)	**12.65**	**10.10**
σb≤σ**badm**	Oui	Oui

Vérification de la flèche :

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

- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{10{,}18}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0}$

⇒15 /510= 0.029≥ 40.18/20*47.27 = 0.0425 ⇒ (C. n .V)

10.18 /100*13 ≤ 2/fe⇒ 0.007 ≤ 0.005 ⇒ (C. n .V)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

_ Evaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq f_{adm} \; f_{adm} : \begin{cases} \frac{l}{500} & si\ l \leq 5m \\ 0.5 + \frac{l}{500} & si\ l \geq 5m \end{cases}$$

– Pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$\frac{Mser * L^2}{10Ei * Ifi}$$

Avec :

$Ei = 11000\sqrt[3]{fc28}$

$I\,fi = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda i*\mu}$

$^{a}iZ\text{-}\frac{0.05fc28}{\rho(2+3b0/b)}$

$\rho = \frac{A}{b \pm d}$

$\mu = \max\left[1 - \frac{1.75\,ft28}{4\rho\sigma s + ft28}; 0\right]$

– Pour les flèches aux charges de longues durées:

$$\frac{Mser * L^2}{10Ei * Ifi}$$

Avec:

$If v = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda v*\mu}$

$Ev = \frac{1}{3}Ei$

$\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b*h^2}{2}}{b\square h+15} + 15*Ad$$

$$I = \frac{b}{3} * [y^3 + (d-y)^3] + 15A\,(y-d)^2 \square \quad I = 33175.46$$

Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 28.Vérification de la flèche de l'escalier

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
27.65	10,18	8,73	0,007	0,87	240.15	0,618	2.69	1,37
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	0,007	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
33175.46	13699,36	21918,14		16,48	30.60	14.12	15.2	**C.V**

Calcul de la poutre palière :

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

Pré dimensionnement :

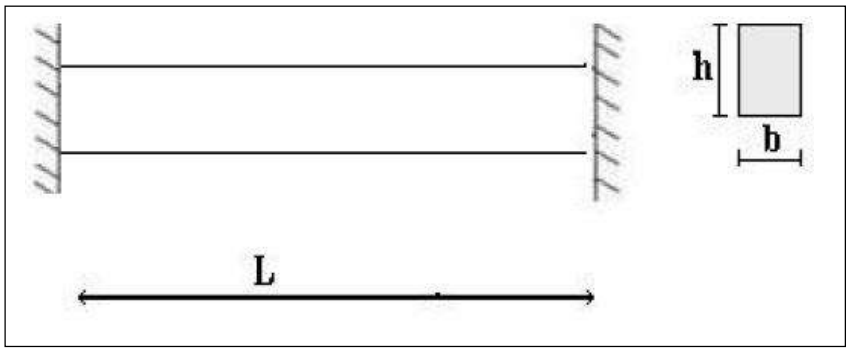


Fig.III.36. Dimensionnement de la poutre palière

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

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

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

Tableau III. 29. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditionsderésistance	Lmax= 3.85 m□25.6cm≤ h ≤38cm on adopte h = 35 cm □ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 25cm
Vérification n selon le RPA 99 Condition de rigidité(h/L ≥1/16)	h=35cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.4 (h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 25 cm

Evaluation des charges :

_ Poids propre de la poutre :p_p= (0.35× 0.25)× 25□pp=2.18$KN\ m$

_ Réaction d'escalier :□Ru = 36.711KN,Rs= 25.53KN

_ Poids du demi –mur : □Pm= 0.25×1.53×14= 5.35KN/m

Pu=1.35(Pp+ Pm) +Ru : □Pu= 46.87KN/m

Ps = (Pp+ Pm+Ru) :□Ps = 33.06 KN/m

Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

Laméthode R.D.M. donne :

RA = RB = PL/2

Mmax(Appuis) = MA = MB = PL2/12

Mmax(Travée) = PL2/24

A. L'ELU :

Réaction d'appuis : RA = RB =91,39kN

Effort tranchant : Tmax= RA =66,68 kN

Moment fléchissant : Mmax(Travée) =29,64 KN.m et Mmax(Appuis) =59,40 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : RA = RB = 48,47kN

Effort tranchant : Tmax= RA = 48,47 kN

Moment fléchissant : Mmax(Travée) = 14,34 kN.m et Mmax(Appuis) = 28,68 kN.m

Tableau 30. : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	91,39	59,40	29,64
ELS	64.46	41.9	20.95

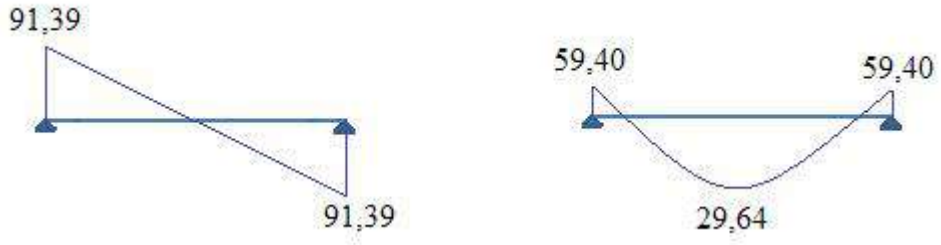


Fig .III.37.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

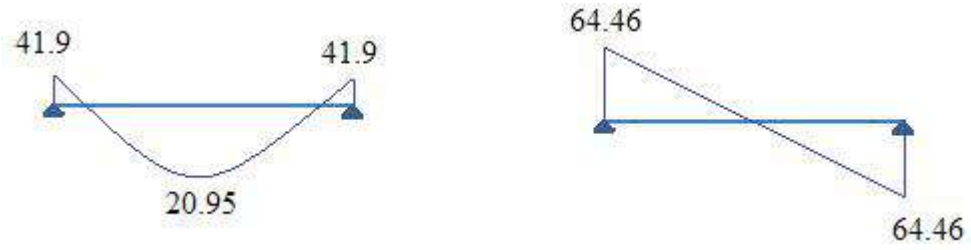


Fig. III.38. Différents efforts dans la poutre (ELS)

Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III. 31. Les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc= 14.2 MPa	c = 3 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 25 cm	H = 35 cm	D = 32 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau III. 32. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**Aadopt (cm²)**
En travée	**29.64**	**0.082**	**0.957**	**2.78**	**0**	**3HA12 = 3.39**
En appuis	**49.40**	**0.136**	**0.927**	**4.79**	**0**	**3HA16 = 6.03**

3.3.2.3.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que:

A≥Amin=B /1000

En travées:A= 3.39 cm² ≥ $\frac{25*35}{1000}$= 0.875cm²

En appuis : A= 6.03 cm² ≥ $\frac{25*25}{1000}$= 0.875 cm²

3.3.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\left[\frac{0.2fc28}{\gamma b} = 3.33MPA; 5MPA\right]$$

$$\frac{Vu}{b0*d} = \frac{91.39*1000}{250*320} = 1.14 \text{ MPA}$$

$\tau u = 1.14$ MPA $< \tau_{adm}$ 3.33 MPA(cv)

3.3.2.3.3. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$\mathbf{V}u \leq 0.4\left(\frac{f28}{1.5}\right) b0.a$$

a= Min[b-c - 2 ; 0.9d] = Min [20 cm ; 28.8 cm] = 20 cm

$$\mathbf{V}u = 91.39 \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) * 250*200 = 333.33KN \textbf{(cv)}$$

3.3.2.3.4. Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2Vu}{b0*a} < 0.8\frac{fc28}{\gamma s}$$

$$\frac{2*91.39*1000}{250*200} = 3.65 < 0.8\frac{fc28}{\gamma s} = \mathbf{17.39 \text{ (cv)}}$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma s * vu}{fe} = \frac{1.15*91.39*1000}{400} = 2.62 \text{ cm}^2$$

3.3.2.3.5. Armatures transversales:

$$\varphi t = \min\left[\frac{h}{35} = 1cm; \varphi l = 16mn; \frac{b0}{10} = 2.5\right]$$

$\varphi t = 8$ mm < 0.86 cm

$$\mathbf{At} = \frac{\varphi t^2 \pi}{4} = \mathbf{0.5 \text{ cm}^2}$$

Donc on adoptera: At. = 2 Ø 8 = 1 cm².

- **Vérification du R.P.A 99:**

$At_{min} = 0.003.St.b$

$$S \leq S = \min\left[\frac{h}{4} 8.75; 12\varphi t = 9.6\right]$$

- 8.75 cm (zone nodale)
- 15 cm (zone courante)

On adoptera les valeurs suivantes:

- 15 cm (zone courante) ;
- 10 cm (zone nodale).

On a At = 1 cm².

S= 5 cm⇨At= 1 cm² >At min =0.003.b.S = 0.375 cm²

S=15 cm⇨ At = 1 cm²> At min =0.003.b.S = 1.125 cm²

Pour la zone courante AminA< , donc on retiendra At = 4 T 8 = 2 cm².

et on procèderaa la vérification des paramètres suivants:

- $\frac{At}{b0.St} \geq \frac{\gamma s(\tau u - 0.3 ft28.k)}{0.9.fe.(sin\alpha + coc\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\ 10^2}{250\ 50} = 0.016 \geq \frac{1.15(1.58-0.3\ 2.1*1)}{0.9.400.(0+1)} = 0.003$….(CV)

Zone nodale: $\frac{2\ 10^2}{250\ 50} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.58-0.3\ 2.1*1)}{0.9.400.(0+1)} = 0.003$….(CV)

$At \geq At_{min} = \frac{0.4\ b0.S}{fe}$

Zone nodale:At= $2cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\ .250\ .50}{400} = 0.13cm^2$… **(c.v)**

Zone courante:At= $2cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\ .250\ .150}{400} = 0.38cm^2$… **(c.v)**

3.3.2.3.6. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$$

$$\sigma b_{adm} = 0.6.fc_{28} = 15\ MPA$$

Le tableau suivant montre la vérification des contraint à LEU

Tableau III. 3.Vérification a l'E.L.S

	Vérification a l'E.L.S	
	En travée	En appuis
A (cm²)	3HA12 = 3.39	3HA16 = 6.03
Mser (kN.m)	20.95	41.9
Y (cm)	$12.5y^2$ +15A.y- 15A.d=0 □ y=13.62	$12.5y^2$ +15A.y-15A.d=0 □ y=19.25
I (cm4)	$I=\frac{b}{3}y^3$ +15A (d-y) ^{2}=38233.11	$I=\frac{b}{3}y^3$ +15A (d-y) ^{2}=74148.17
σb(mpa)	**15**	
σb(mpa)	**9.24**	**10.87**
σb≤σb	**Oui**	**Oui**

3.3.2.3.7. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III. 34.Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo) h/L≥1/16	ρ≤ 4.2/fe
h/ L = 0.35 / 3.85 = 0.089 ≥1/16=0.062 Mt/(10 Mo)=29.64/(10*89.1)=0.03	ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*32)=0.0042 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Calcul des dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieureà l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.2}{5.50}=0.21<0.4 \Leftrightarrow$ la dalle est portée sur un seul sens.

La dalle se calcul comme une console soumise à:

-Son poids propre.

-La surcharge d'exploitation.

-Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

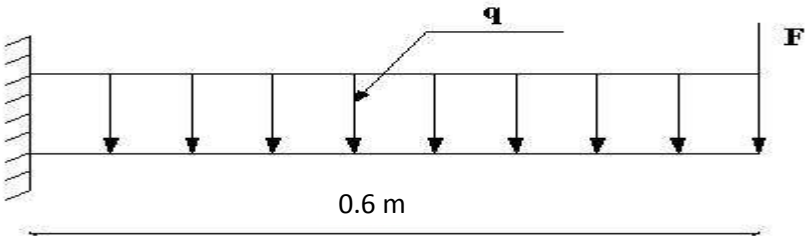
III.5.2. Evaluation des charges

Charge permanente

G=5.49kN/m^2

Charge d'exploitation

Q=1,50kN/m^2



-Charge concentrée "F": (Poids du mur)

-Mur extérieur: G=2,52kN/m^2

-Hauteur du mur: h=3m

F=2,52 x 3x 1.35=10.20Kn

Combinaison des charges

Tableau III.34. Combinaison

	ELU	ELS
q(kN/ml)	9.66	6.99
F(kN)	10.20	2.52

Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.35. Calcul des efforts

	ELU	***ELS***
M (kNm)	*-7.85*	*-5.44*
T (kN)	*14.39*	*6.71*

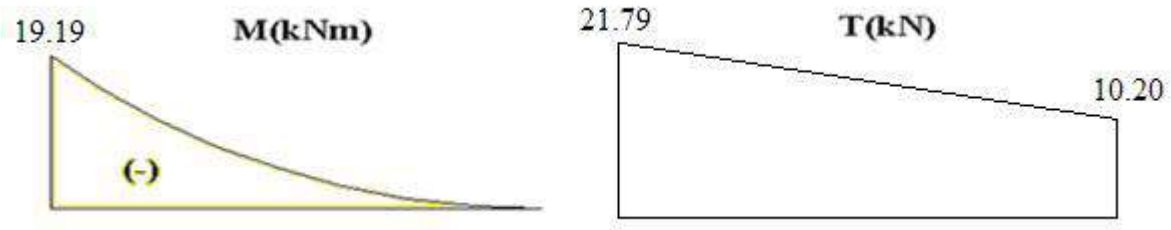


Fig. III.39.Diagramme des efforts internes (ELU)

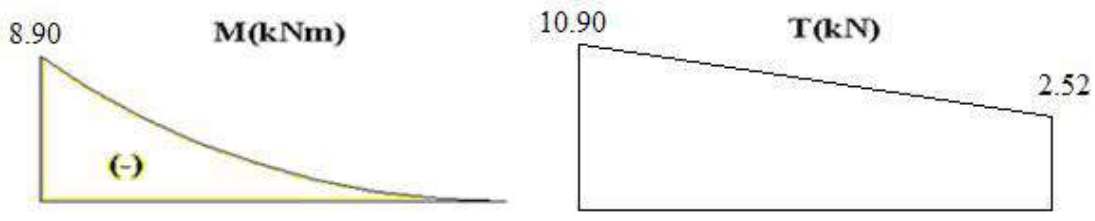


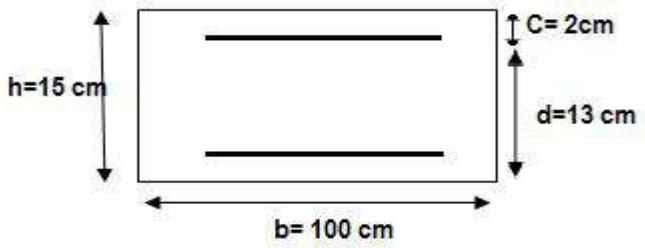
Fig. III.40.Diagramme des efforts internes (ELS)

Calcul de ferraillage

- ✓ **l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13cm ; fe=400MPa



$$«_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.19x10^3}{100x13^2 x14.2} = 0.08 < \mu_R\, 0.392 \Rightarrow A'_s(cm^2)=0$$

$«_u$=0.08 $\Rightarrow \alpha$ = 0.1044, β=0.958

$$A_S = \frac{M_u}{d\pm_{st}} = \frac{19.19x10^3}{0.954x13x348} = 4.43cm^2$$

On adopte 7 T10 A=5.49 cm^2, S_{t1}=14cm

- ✓ **Les armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37cm^2 \le A_r \le 2.74\ cm^2$$

Le choix est de:5T10/ml=3.92cm^2 avec: S_t=20cm

Vérifications (ELU)

a) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales :

$S_t \leq \min(3h , 33cm) = 33cm$.

$S_{t1} = 14cm < 33cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :

$S_t \leq \min(4h , 45cm) = 45cm$.

$S_{t2} = 20cm < 45cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) condition de non fragilité: [4] ►►Art[A-4-2-1]◄◄

$$A_{min} = 0,23bd\frac{ft_{28}}{fe} = 0,23(100)x13x\frac{2,1}{400} = 1.56cm^2$$

$A_s = 5.49cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :[4]►►Art[A-5-2-1]◄◄

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15.f_{c28}, 5MPa\} = 3.75MPa.$$

$$\tau_u = \frac{21.79x10^3}{1000.130} = 0.167MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.75MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence del'effort tranchant au voisinage des appuis : [4]

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times \frac{1}{1.15} \times 10^3 = 1017.4KN.$$

$V_u = 21.79KN \leq \bar{V}_u = 1017.4KN. \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

i. Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: *n=15 ; c'=2cm ; d=13,0cm ; b=100cm ; A'$_s$=0*

Ondoitvérifierque:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\frac{M_{ser}}{I}(d - y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 150\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.36.Vérification des contraintes du la dalle

M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
8.90	5,49	5.52	6445.80	7.62	vérifiée	154.91	vérifiée

b) Vérification de la flèche :[4]

$$F_I = \frac{ML^2}{4E_I I_{F_I}}$$

$$E_I = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(Y_1^3 + Y_2^3\right) + 15A_t\left(Y_2 - c\right)^2$$

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100\times 15^2}{2} + 15\times 5.49\times 13}{100\times 15 + 15\times 5.49} = 7.78cm.$$

$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.78 = 7.22cm$

D'où : $I_0 = \frac{100}{3}\left(7.78^3 + 7.22^3\right) + 15\times 5.49\left(7.22 - 2\right)^2 = 28297.70cm^4$

$$\circ = \frac{A}{bd} = \frac{5.49}{100\times 13} = 0.0042$$

$$a_V = \frac{0.02\times f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\times \circ} = \frac{0.02\times 2.1}{(2+3)\times 0.0042} = 4.08$$

$$« = \max\{0;1 - \frac{1.75\times f_{t28}}{4\circ \pm_S + f_{t28}}\} = \max\{0;1 - \frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.0042\times 348 + 2.1}\} = \max\{0;0.46\} = 0.46$$

$$I_{F_I} = \frac{1.1\times I_0}{1 + a_V \times «} = \frac{1.1\times 28297.7}{1 + 4.08\times 0.46} = 10820.17cm^4$$

$$F_I = \frac{8.9\times 10^6 \times 1200^2}{4\times 32164195\times 10820.17} = 0.92mm$$

$$\overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4.8mm.$$

$F_I < \overline{F} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

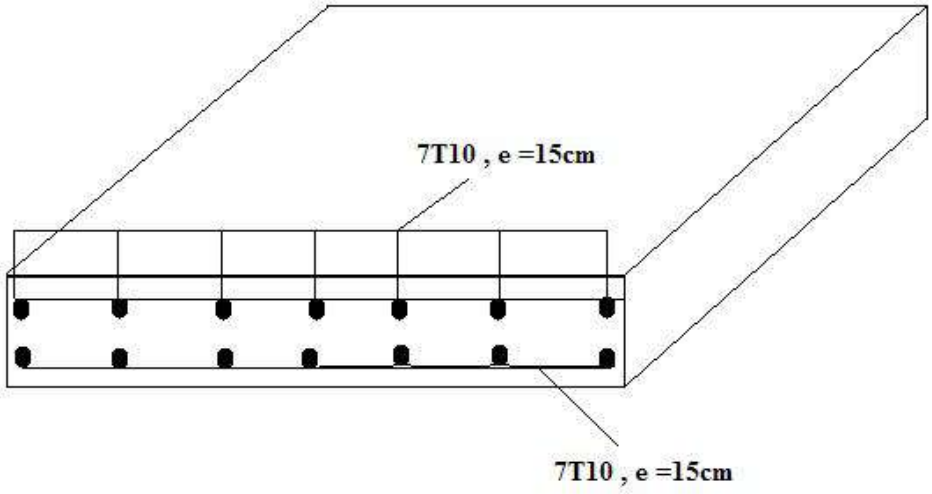


Fig. III.41. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentescombinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

✓ E.L.U :1,35G +1,5Q

✓ E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003

✓ G +Q ± E

✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

V.1. Ferraillage des poutres :

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

Tableau V.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
.5	.15	.15	.00
=25 MPA	FeE 400	=25 MPA	FeE 400
=14.2 MPA	348 MPA	=18.50 MPA	400 MPA

V.1.1. Recommandation du RPA99 :

V.1.1.1. Armatures longitudinales [1]

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de0,5% en toute section.

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

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

V.1.1.2. Armatures transversales [1]

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

b : largeur de la poutre.

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

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales :**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
I	Terrasse	Travée	99.76	0	6.37	**3HA16= 6.05**
		Appui	-136.93	0	8.37	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	101.70	0	6.50	**3HA16=6.05**
		Appui	-150. 38	0	9.71	**3HA16+3HA14=10.65**
R	Terrasse	Travée	50.88	0	3.18	**3HA14=4.62**
		Appui	-70.64	0	4.40	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	80.99	0	5.07	**3HA16=6.05**
		Appui	-101.67	0	6.52	**3HA16=6.05**
PP2	E+T	Travée	-210.7	**0**	11.47	**6HA12+2HA12=14.32**
		Appui	190.7	**0**	10.28	**6HA12+2HA12=14.32**

- **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :**

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
I	Terrasse	Travée	30.84	0	2.43	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-55.83	0	4.49	**3HA14 +2HA12=6.88**
	Etages	Travée	58.82	0	4.75	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-70.13	0	5.73	**3HA14 +2HA12=6.88**
R	Terrasse	Travée	21.47	0	1.68	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-28.17	0	2.21	**3HA14 +2HA12=6.88**
	Etages	Travée	32.99	0	2.60	**3HA14 +2HA12=6.88**
		Appui	-48.27	0	3.87	**3HA14 +2HA12=6.88**

V.1.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Apres le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

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

$\bar{\sigma}_s$ adm = min ((2/3)*fe ; 110 × ηf_{tj})=202 Mpa et on doit vérifier que $\pm\sigma_s \leq \pm\bar{\sigma}_{adm}$.

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

	Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Travée	66.25	11.4	140.6	**15**	-	**CV**	**CV**
		Appui	-125.25	6.7	73.7	**15**	-	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	69.50	5.2	53.5	**15**	-	**CV**	**CV**
		Appui	-133.77	8.2	94.8	**15**	-	**CV**	**CV**
R	Terrasse	Travée	33.65	5	49.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	-64.62	7.9	91.4	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Etages	Travée	33.65	6.8	75	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	-64.62	11.7	144.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
PP2	Etage+ terrasse	Travée	130.77	8.6	111.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
		Appui	180.6	7.9	101.7	**15**	**202**	**CV**	**CV**

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

Niveau	**position**	**Mser (kN.m)**	**σb (MPa)**	**σs (MPa)**	**[σb]**	**[σs]**	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
Terrasse	Travée	12.67	1.3	17.3	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-28.56	4.9	55.2	**15**	202	**CV**	**CV**
Etages	Travée	16.23	1.7	21.8	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-30.22	5	56.2	**15**	202	**CV**	**CV**

V.1.1.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A calculer	$\mathbf{A_{minCBA}}$ **= 1.5cm²**	$\mathbf{A_{minRPA}}$ **= 7.5 cm²**	**Adopter (cm²)**
I	Terrasse	Travée	6.37	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	8.37	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	6.50	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	9.71	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
R	Terrasse	Travée	3.18	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	4.40	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
	Etages	Travée	5.07	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**
		Appui	6.52	**C.V**	**C.N.V**	**3HA16+3HA14=10.65**

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A choisis **Cm²**	$\mathbf{A_{minCBA}}$ **= 1.2cm²**	$\mathbf{A_{minRPA}}$ **= 6 cm²**	**Adopter**
I	Terrasse	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Etages	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
R	Terrasse	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Etages	Travée	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
		Appui	**6 .88**	**C.V**	**C.V**	**3HA14+2HA12=6.88**

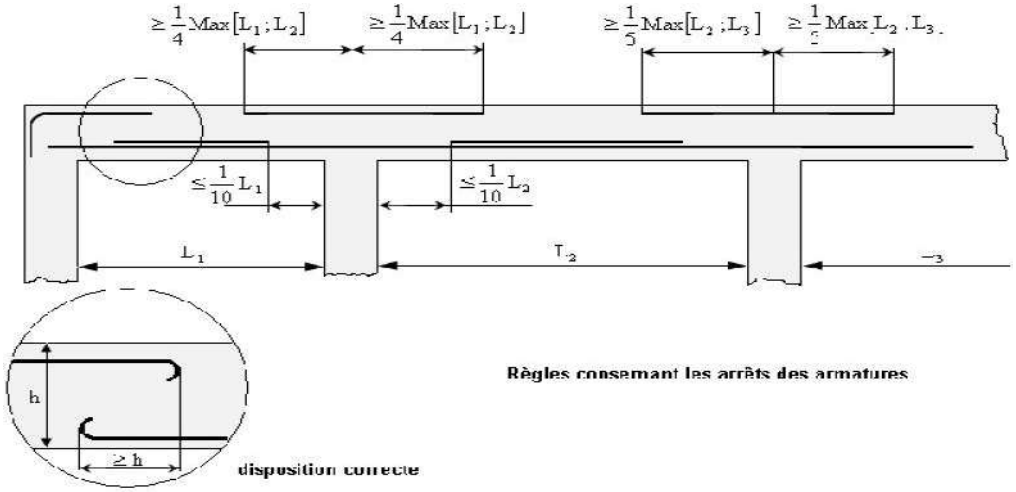


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.1.1.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

_ Tu: effort tranchant :

Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

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

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)		**τu≤**
I	Terrasse	160.52	1.35G+1.5Q	1.07	**3.34**	**C.V**
	Etages	173.77	G+Q+Ey	1.16	**4.34**	**C.V**
R	Terrasse	68.48	G+Q+Ex	0.46	**3.26**	**C.V**
	Etages	110.13	G+Q+Ex	0.73	**3.26**	**C.V**
PP2	Etage + terrasse	210.3	G+Q+Ey	1.16	**4.34**	**C.V**

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)		**τu≤**
I	Terrasse	36.78	G+Q+Ey	0.31	3.34	**C.V**
	Etages	53.74	G+Q+Ey	0.45	4.34	**C.V**
R	Terrasse	48.52	G+Q+Ey	0.40	**3.26**	**C.V**
	Etages	41.9	1.35G+1.5Q	0.35	2.5	**C.V**

V.1.1.6. Calcul des armatures transversales :

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

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

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
50x30	1.20	40	2.01	11	20	1.8	10	15	4Ø8
40x30	1.62	33.3	2.01	9.6	17.5	1.57	10	15	4Ø8
60x 30	1.32	40	2.01	12	27.5	1.9	10	15	4Ø8

V.1.1.7. Vérification de la flèche :

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

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10\,M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\,M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.006	0.0105	C.V
P.P2	0.087	0.062	C.V	0.087	0.08	C.V	0.009	0.0105	
PS	0.10	0.062	C.V	0.010	0.08	C.V	0.008	0.0105	C.V

La figure suivante montre les ferraillages finalsdes poutres.

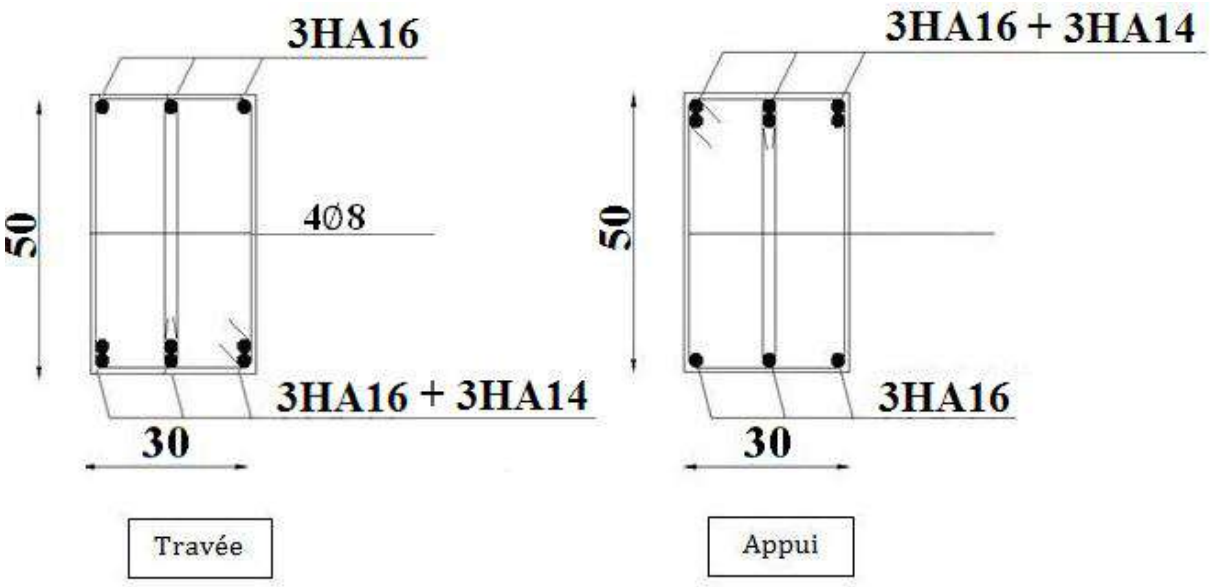


Figure V.2. Ferraillages des poutres principalesPP1 (A) de la terrasse+ étage courant

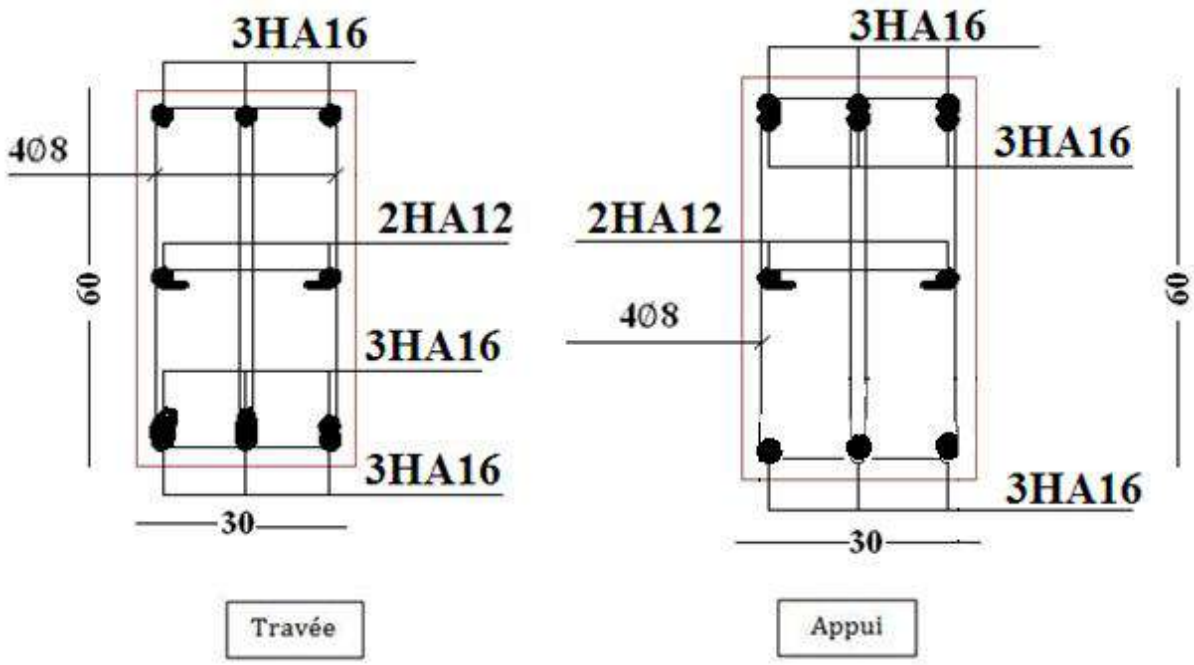


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales PP2(A) de l'étage courant +terrasse

Les poutres secondaires

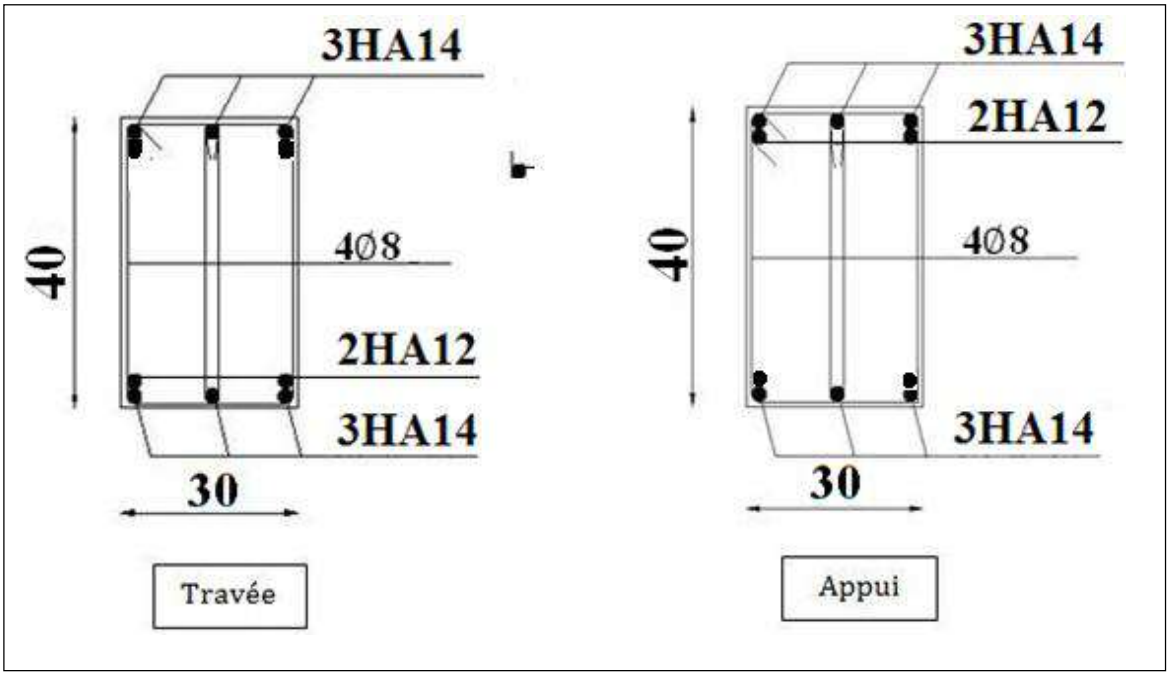


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires (A) de la terrasse et Etage courant

V.3 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre lescharges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stablesou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structurescontreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des chargeshorizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V. on des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

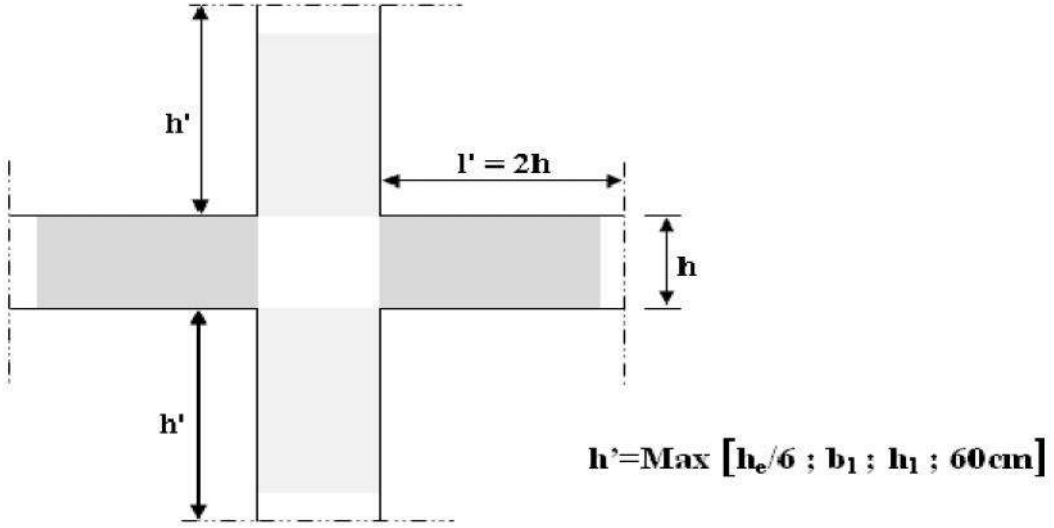
- Selon le CBA :

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et



Matériaux :

Béton : Fc28 = 25.0 [MPa] Résistance du béton à 28 jours.

Acier : Fe = 400 [MPa] Résistance de l'acier.

Zone sismique : IIa.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8. (bxh) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7.4.2.1]

V.3.1.b. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle :

Les résultats decalculsdes Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Tableau V.13. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx	My	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
21.42	POT40X40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	268.77	0	0	2	1.2	12.80	14.19
21.42	POT40X40	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	135.92	0	0	2	1.2	12.80	14.19
21.42	POT40X40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-0.95	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	548.2	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	225.28	0	0	2	1.2	12.80	14.19
18.36	POT40X40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	54	0	0	2	1.2	12.80	14.19
15.30	POT45X45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	840.77	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
15.30	POT45X45	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	299.28	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
15.30	POT45X45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	84.26	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1141.6	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	356.12	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
12.24	POT45X45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	63.97	0	0	2.3	1.3	16.20	20.35
9.18	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1771	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
9.18	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	333.70	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
9.18	POT50x50	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-88.83	0	0	2.3	1.3	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1796.27	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	452.32	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
6.12	POT50x50	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-46.67	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	POT50x50	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2154.01	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	POT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdY	545.25	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35
3.06	PT45x45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-257.48	0	0	2.5	1.5	20.00	20.35

V.3.1.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Les résultats des calculsdes contraintes à l'état limite de service sont résumer dans le tableau suivent.

Tableau V.14.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Niveau (m)	N°	Section	N (kN)	Mx	My	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
21.42	913	1600	195.27	0	0	5.1	59	15.00	201.63
21.42	913	1600	195.27	0	0	5.1	59	15.00	201.63
21.42	919	1600	92.87	0	0	6.2	65.9	15.00	201.63
18.36	841	1600	395.15	0	0	2.3	33.4	15.00	201.63
18.36	840	1600	350.99	0	0	4.7	59.2	15.00	201.63
18.36	846	1600	216.46	0	0	4.6	54.5	15.00	201.63
15.30	768	2025	605.19	0	0	2.6	38.8	15.00	201.63
15.30	767	2025	520.05	0	0	4.5	59.8	15.00	201.63
15.30	763	2025	241.92	0	0	1.2	17	15.00	201.63
12.24	695	2025	820.53	0	0	3.4	50.9	15.00	201.63
12.24	694	2025	696.99	0	0	4.8	65.1	15.00	201.63
12.24	690	2025	326.49	0	0	1.4	20.9	15.00	201.63
9.18	622	2025	1048.51	0	0	1.5	21.6	15.00	201.63
9.18	621	2025	894.35	0	0	4.7	66.5	15.00	201.63
9.18	617	2025	407.44	0	0	2.2	31.1	15.00	201.63
6.12	549	2500	1292.48	0	0	4.2	62.7	15.00	201.63
6.12	548	2500	1118.80	0	0	5.3	74.9	15.00	201.63
6.12	544	2500	547.59	0	0	1.8	27.6	15.00	201.63
3.06	38	2500	1562.11	0	0	5.2	77.9	15.00	201.63
3.06	43	2500	921.56	0	0	5.1	74.8	15.00	201.63
3.06	33	2500	631.59	0	0	2.5	37.1	15.00	201.63

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

Tableau V.15. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ = min ($\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$; 4 Mpa)	$\overline{\tau_u}$ = min ($\frac{0.20 f_{cj}}{\gamma_b}$; 5 Mpa)
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$……si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$……si l'élancement $\lambda < 5$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ I = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases}$$

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f: Longueur de flambement.

V.3.2.c. Calcul des armatures transversales

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \leq Min\left(0,9d ; 40\,cm\right) \\ \phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

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

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

- At= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

ρ =2.5 si λg ≥ 5

ρ =3.75 dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

S_t≤10cm……...Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10¤_l\right)$$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée commesuit :

0.3% si λg ≥ 5.

0.8% si λg ≤ 3.

Tableau V.16. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	At(cm²)	λg	$\frac{tat}{\rho}$	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
40x40	**2.01**	**5.35**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
45x45	**3.14**	**4.76**	**2.5**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø8
50x50	**3.14**	**6.18**	**2.5**	**38.86**	cour	**15**	**42.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**42.3**	**10**	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
40x40	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
45x45	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**
50x50	cour	**0.41**	**C.V**
	nod	**0.62**	**C.V**

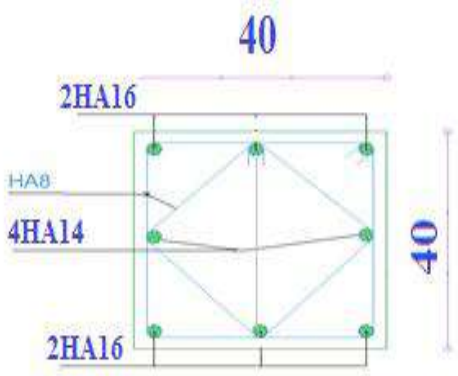


Figure V.5. Ferraillage des poteaux des étages 4et 5eme niveaux

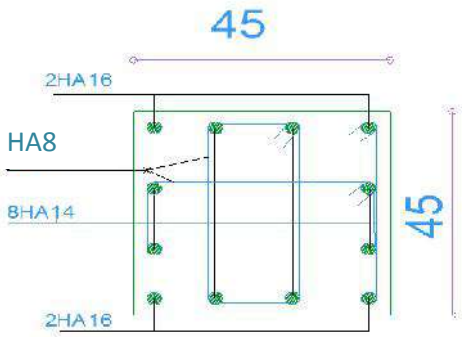


Figure V.6. Ferraillage des poteaux1+2+3eme niveaux

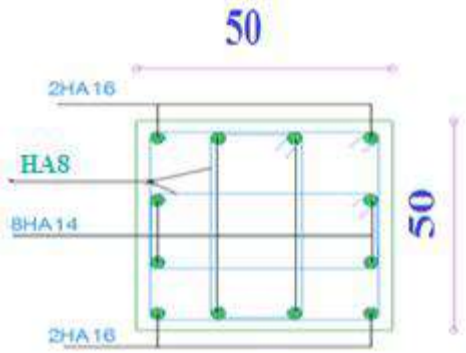


Figure V.7. Ferraillage des poteaux SS+ RDC

V. 3.3.Les voiles

V. 3.3.1. 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. 3.3.2.Voiles avec files d'ouvertures

a. 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.

b. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.3.3.3. Méthode de calcul [6]

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 le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

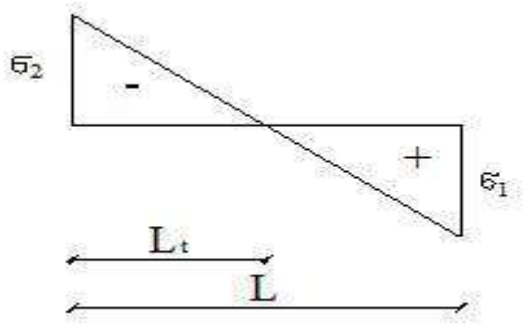
Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

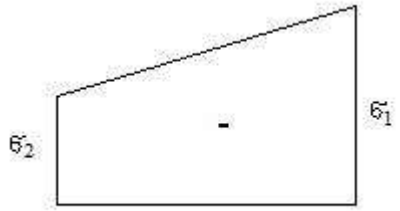
$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (la longueur tendue)}$$



b.Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

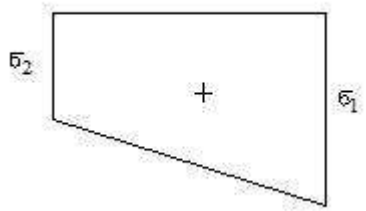
$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$



c.Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$



.V.3.3.3.1. Recommandations réglementaires

a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{ab} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ 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 (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$

$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, 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.3.3.3.2. 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

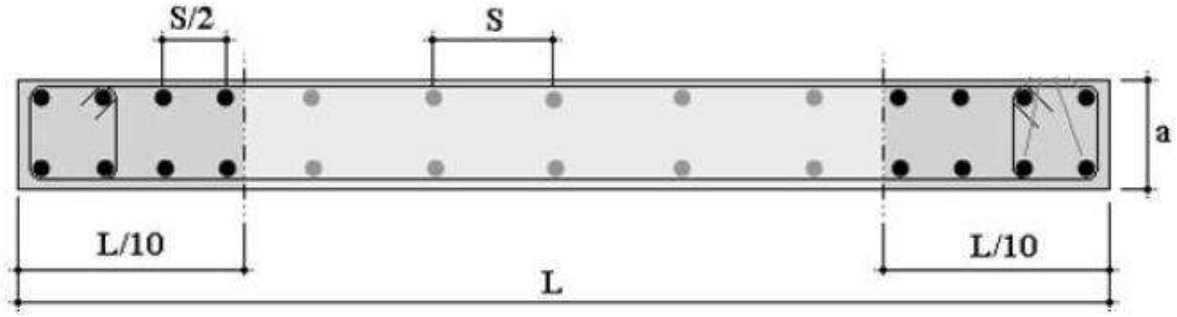


Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.3.4. Armatures verticales :

V.3.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.17. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
σ =25 Mpa	FeE 400	σ =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σadm = 348	σ adm=18,48 Mpa	σadm = 400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

- **les voiles pleins (sens longitudinal)**

Tableau VI.18. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

	niveau	voile	S	N	M	SIT	type	ACAL	ARPA min	S_v	choix
(x)	S. sol	V_1	20x626	1756.62	314.25	ACC	SPT	25.8	18.78	20	**2x (37HA12)**
		V_2	20.696	1856.62	414.25	ACC	SPT	25.8	18.78	20	**2x (40HA12)**
		V_3	20x603	876.27	801.34	ACC	SPT	24.9	18.78	20	**2x (36HA12)**
	RDC	V_1	20x100	516.14	277.68	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	1ere	V_1	20x100	633.48	371.98	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	2eme	V_1	20x100	492.95	292.33	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	3eme	V_1	20x100	386.13	243.55	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	4eme	V_1	20x100	285.71	183.45	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
	5eme	V_1	20x100	168.97	157.32	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (8HA12)**
(y)	S. sol	V_1	20x 400	1285.70	733.50	ACC	SPT	16.17	18.78	20	**2x (29HA12)**
		V_2	20x588	1492.41	171.44	ACC	SPT	24.3	18.78	20	**2x (34HA12)**
	RDC	V_1	20x160	788.13	534.56	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	699.90	269.54	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	1ere	V_1	20x160	714.12	347.06	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	623.46	194.47	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	2eme	V_1	20x160	603.30	300.73	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	550.82	195.48	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	3eme	V_1	20x160	423.57	230.62	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	382.52	112.17	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	4eme	V_1	20x160	260.66	125.56	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	204.71	-4.49	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**
	5eme	V_1	20x160	107.18	39.02	ACC	SPT	7.2	6	15	**2x (12HA12)**
		V_2	20x120	102.30	-6.56	ACC	SPT	5.6	4.5	15	**2x (10HA12)**

Récapitulation:

Types des voiles		A adopter	Esp (extrémité)	Esp (milieux)
étages	20x100	2x (8HA12)	10	15
	20x1.20	2x (10HA12)	10	15
	20X160	2x (12HA12)	10	15
S. sol	20x6.26	2x (37HA12)	10	20
	20x5.88	2x (34HA12)	10	20
	20x6.03	2x (36HA12)	10	20
	20x4.00	2x (29HA12)	10	20
	20x6.96	2x (40HA12)	10	20
	20x1.80	2x (10HA12)	10	20

- **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

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

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

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	verification
(x)	**S.sol**	V_1	20x6.26	1249.66	-640.6	ACC	41.81	1.3	19.2	**CV**
		V_2	20.6.96	1388.77	560	ACC	45.2	1.2	17.6	**CV**
		V_3	20x 4.00	948.26	70.52	ACC	32.77	1.1	16.5	**CV**
		V4	20x5.88	890.00	-152.7	ACC	41.81	1.3	17.3	**CV**
		V5	20x6.03	723.73	-218.7	ACC	40.68	1.0	10.3	**CV**
	RDC	V_1	20x100	584.91	-13.59	ACC	9.05	3	45.2	**CV**
	1ere	V_1	20x100	537.86	-13.43	ACC	9.05	2.8	41.8	**CV**
	2eme	V_1	20x100	435.00	16.14	ACC	9.05	2.4	35.7	**CV**
	3eme	V_1	20x100	324.00	11.99	ACC	9.05	1.8	26.5	**CV**
	4eme	V_1	20x100	235.54	18.00	ACC	9.05	1.5	22.5	**CV**
	5eme	V_1	20x100	117.87	31.97	ACC	9.05	1.3	19.2	**CV**
										CV
(y)	**RDC**	V_1	20x120	528.21	2.14	ACC	11.31	1.7	24.8	**CV**
		V_2	20x160	718.51	74.85	ACC	13.57	2.4	35.6	**CV**
	1ere	V_1	20x120	462.58	-3.46	ACC	11.31	1.5	22	**CV**
		V_2	20x160	638.44	139.78	ACC	13.57	2.6	38.8	**CV**
	2eme	V_1	20x120	376.70	-2.07	ACC	11.31	1.2	17.8	**CV**
		V_2	20x160	514.76	117.34	ACC	13.57	2.2	32.4	**CV**
	3eme	V_1	20x120	283.45	-17.01	ACC	11.31	1.1	15.8	**CV**
		V_2	20x160	470.25	148.49	ACC	13.57	2	30.1	**CV**
	4eme	V_1	20x120	201.31	-25.36	ACC	11.31	0.9	13.3	**CV**
		V_2	20x160	329.28	153.08	ACC	13.57	1.7	25.6	**CV**
	5eme	V_1	20x120	84.81	-12.93	ACC	11.31	0.4	6	**CV**
		V_2	20x160	167.86	198.11	ACC	13.57	1.6	24.1	**CV**

- **Calcul des armateurs horizontaux :**

Tableau V.20. Calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	5	vér	$\varnothing_l$	S_h	A_{min}	choix	A_{final}
	S. Sol	V	20	306	1063.38	0.80	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
(x)	**RDC**	V_1	20	306	186.65	0.36	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	20	306	184.02	0.35	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	20	306	193.86	0.37	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	20	306	165.75	0.31	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	20	306	128.41	0.24	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	20	306	113.37	0.21	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
(y)	**RDC**	V_1	20	306	266.33	0.50	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	375.45	0.72	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	20	306	298.30	0.57	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	336.08	0.64	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	20	306	243.23	0.47	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	255.12	0.49	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	20	306	206.04	0.40	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	174.54	0.34	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	20	306	149.09	0.29	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	110.93	0.21	5	CV		15	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	20	306	100.17	0.19	5	CV	10	15	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	20	306	64.30	0.12	5	CV		15	12.24	2x18HA10	**14.11**

Récapitulation:

Types des voiles		**A adopter**	**Esp**
étages	**20x306**	**2x (18HA10)**	**15**
S .sol	**20x306**	**2x (18HA10)**	**15**

c. Armatures transversales :

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

Tableau V.21. Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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

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

BLOC B:

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales :**

Tableau V.22. Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc B

Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
Terrasse	Travée	30.80	0	2.42	**3HA14=4.62**
	Appui	-38.06	0	3.02	**3HA14=4.62**
Etages	Travée	35.5	0	2.81	**3HA14=4.62**
	Appui	-55. 7	0	4.48	**3HA14=4.62**

- **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :**

Tableau V.23. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires BLOC B

Niveau	position	Mu (kN.m)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	**A choisis (cm^2)**
Terrasse	Travée	18.69	0	0.2	**3HA12=3.39**
	Appui	-20.67	0	0.2	**3HA12=3.39**
Etages	Travée	25.9	0	0.52	**3HA12=3.39**
	Appui	-36.17	0	0.73	**3HA12=3.39**

V.B.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Apres le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

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

$\bar{\sigma}_s$ adm = min ((2/3)*fe ; 110 × ηf_{tj}) =202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ adm .

Tableau V.24. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Terrasse	Travée	33.65	5	49.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Appui	-64.62	7.9	91.4	**15**	**202**	**CV**	**CV**
Etages	Travée	33.65	6.8	75	**15**	**202**	**CV**	**CV**
	Appui	-64.62	11.7	144.9	**15**	**202**	**CV**	**CV**

Tableau V.25. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Niveau	position	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb]	[σs]	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Terrasse	Travée	12.67	1.3	17.3	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-28.56	4.9	55.2	**15**	202	**CV**	**CV**
Etages	Travée	16.23	1.7	21.8	**15**	202	**CV**	**CV**
	Appui	-30.22	5	56.2	**15**	202	**CV**	**CV**

V.B.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.26. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

Niveau	position	A choisis Cm^2	A_{minCBA} = 1.2cm^2	A_{minRPA} =6cm^2	A finale
Terrasse	Travée	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Appui	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
Etages	Travée	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**
	Appui	**4.62**	**C.V**	**C.N.V**	**3HA14+2HA12=6.88**

Tableau V.27. Vérification des poutres secondaire selon les conditions RPA et CBA

Niveau	position	A choisis **Cm^2**	A_{minCBA} = 1.05cm^2	A_{minRPA} = 5.25cm^2	correction
Terrasse	Travée	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
	Appui	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
Etages	Travée	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**
	Appui	**3.39**	**C.V**	**C.N.V**	**5HA12=5.65**

V.B.3. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

_ Tu: effort tranchant :

Tableau V.28. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
I	Terrasse	160.52	1.35G+1.5Q	1.07	3.34	**C.V**
	Etages	173.77	G+Q+Ey	1.16	4.34	**C.V**
R	Terrasse	68.48	G+Q+Ex	0.46	**3.26**	**C.V**
	Etages	110.13	G+Q+Ex	0.73	3.26	**C.V**

Tableau V.30. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau		combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
I	Terrasse	36.78	G+Q+Ey	0.31	3.34	**C.V**
	Etages	53.74	G+Q+Ey	0.45	4.34	**C.V**
R	Terrasse	48.52	G+Q+Ey	0.40	**3.26**	**C.V**
	Etages	41.9	1.35G+1.5Q	0.35	2.5	**C.V**

V.B.4.Calcul des armatures transversales :

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

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

Tableau V.31. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
50x30	1.20	40	2.01	12	20	1.8	12	20	4Ø8
40x30	1.62	33.3	2.01	10	17.5	1.57	12	20	4Ø8

V.B.5.Vérification de la flèche :

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

Tableau V.32. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
		$\frac{1}{16}$							
P.P	0.100	0.062	C.V	0.100	0.085	C.V	0.006	0.0105	C.V
PS	0.106	0.062	C.V	0.106	0.085	C.V	0.008	0.0105	C.V

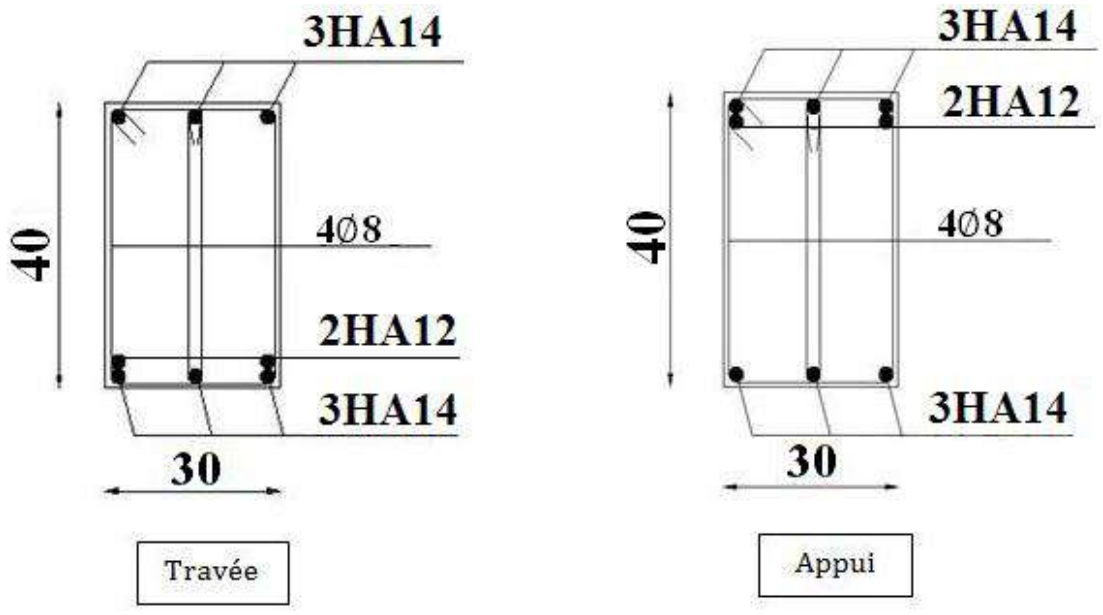


Figure V.9. Ferraillages des poutres principales (B) de la terrasse et Etage courant

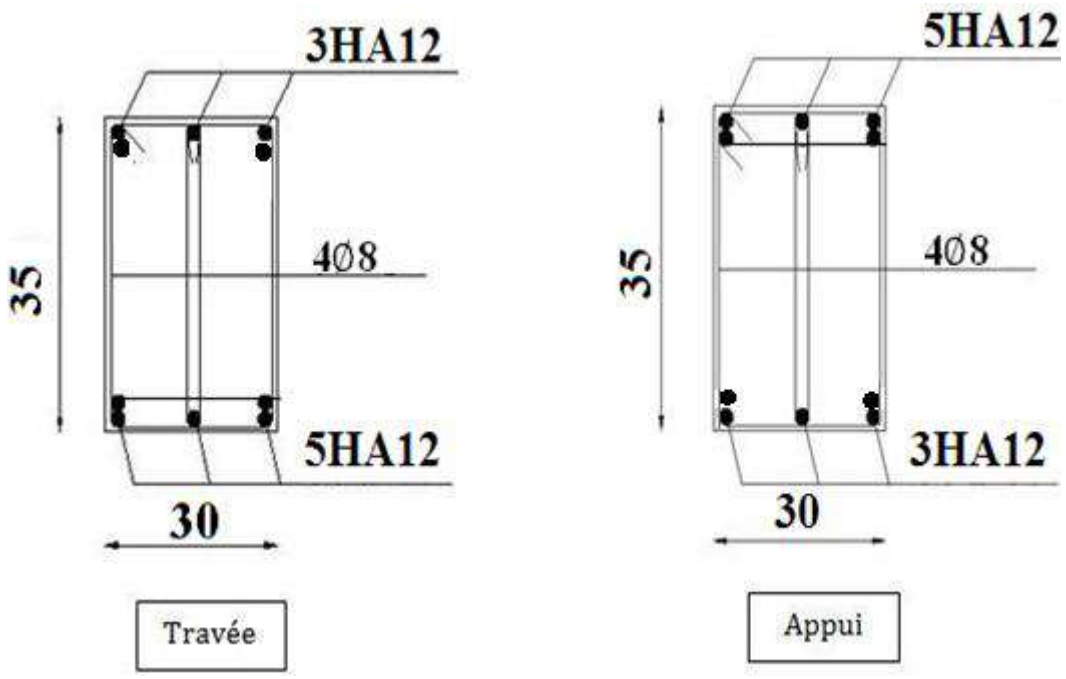


Figure V.10. Ferraillages des poutres secondaires (B) de la terrasse et Etage courant

V.B.3.Ferraillage des poteaux :

Matériaux :

Béton : Fc28 = 25.0 [MPa] Résistance du béton à 28 jours.

Acier : Fe = 400 [MPa] Résistance de l'acier.

Zone sismique : IIa.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8. (bxh) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

TableauV.33. Ferraillage à l'état limite Ultime ou Accidentelle

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	**Achoisi (cm²)**
18.36	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	124.63	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
18.36	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	85.10	0	0	0.3	2.5	9.80	**12.31**
18.36	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	2.1	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	252.47	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	177.79	0	0	0.5	2.3	9.80	**12.31**
15.30	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	17.42	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	392.29	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	278.18	0	0	1.8	1.1	9.80	**12.31**
12.24	PT35	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	12.06	0	0	2.5	0.3	9.80	**12.31**
9.18	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	542.42	0	0	2.8	0.4	12.80	**14.19**
9.18	PT40	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	382.93	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
9.18	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-9.38	0	0	1.7	1.8	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	701.4	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Mmax -- >Ncorr	G+Q+EdX	486.23	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
6.12	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-49.34	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	882.07	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Mmax -- >Ncorr	0,8.G+EdX	403.14	0	0	2	1.2	12.80	**14.19**
3.06	PT40	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-242.5	0	0	1.7	1.7	12.80	**14.19**

Tableau V.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Niveau (m)	N°	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
18.36	878	PT35	G+Q	91.64	0	0	3.4	43.6	15.00	201.63
18.36	884	PT35	G+Q	91.18	0	0	2.5	28.1	15.00	201.63
18.36	896	PT35	G+Q	27.77	0	0	2.2	22.6	15.00	201.63
15.30	877	PT35	G+Q	184.63	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
15.30	883	PT35	G+Q	184.00	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
15.30	23	PT35	G+Q	68.45	0	0	4.8	53.6	15.00	201.63
12.24	876	PT35	G+Q	286.39	0	0	3.7	50.7	15.00	201.63
12.24	882	PT35	G+Q	285.57	0	0	5	58.7	15.00	201.63
12.24	888	PT35	G+Q	116.43	0	0	2.6	25.9	15.00	201.63
9.18	875	PT40	G+Q	395.71	0	0	2.6	35.2	15.00	201.63
9.18	881	PT40	G+Q	394.76	0	0	3.6	49.8	15.00	201.63
9.18	19	PT40	G+Q	156.54	0	0	3.7	50.2	15.00	201.63
6.12	874	PT40	G+Q	511.49	0	0	4	56.5	15.00	201.63
6.12	880	PT40	G+Q	510.54	0	0	3.8	54.6	15.00	201.63
6.12	898	PT40	G+Q	271.38	0	0	3.3	4.6	15.00	201.63
3.06	873	PT40	G+Q	643.08	0	0	4.1	60	15.00	201.63
3.06	879	PT40	G+Q	641.89	0	0	4	59.7	15.00	201.63
3.06	897	PT40	G+Q	318.50	0	0	2.5	36.5	15.00	201.63

V.B.3.1.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.e. Calcul des armatures transversales :

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \le Min\left(0{,}9d;40\,cm\right) \\ \ddot{}_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\ddot{}_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{^2{}_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

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

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

- At= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

ρ =2.5 si λg ≥ 5

ρ =3.75 dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

S_t≤10cm……...Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10¤_l\right)$$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée commesuit :

0.3% si λg ≥ 5.

0.8% si λg ≤ 3.

Tableau V.35. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	At(cm²)	λg	$\frac{\text{tlat}}{\rho}$	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
35x35	**2.01**	**5.35**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
40x40	**3.14**	**4.76**	**2.5**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø8
					nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
35x35	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
40x40	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**

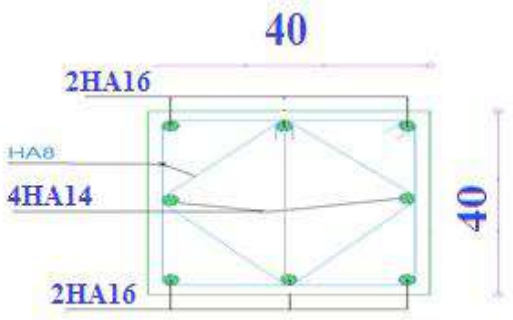


Figure V.11. Ferraillage des poteaux des SS+1erétage

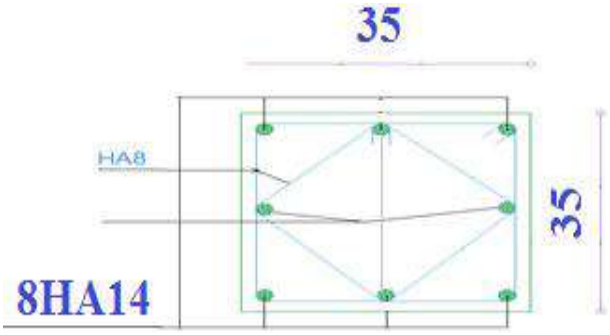


Figure V.12. Ferraillage des poteaux des étages 2 ; 5emeetage

V.B.4.Les voiles

V.B.4.1. 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.B.4.2. Armatures verticales :

a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.36 . Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
σ =25 Mpa	FeE 400	σ =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σadm = 348	σ adm=18,48 Mpa	σadm = 400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

b. les voiles pleins (sens longitudinal) :

Tableau 5.37. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

	niveau	voile	S	N	M	SIT	type	ACAL		S_v	choix
(x)	**S.sol**	V_1	20x4.25	928.95	808.52	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x(26HA12)**
	RDC	V_2	20x90	551.41	334.62	ACC	SPT	4.7	2.7	**20**	**2x (8HA12)**
	1ere	V_1	20x90	571.15	224.17	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	2eme	V_1	20x90	449.16	188.07	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	3eme	V_1	20x90	356.30	149.98	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	4eme	V_1	20x90	233.25	89.38	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
	5eme	V_1	20x90	109.05	74.96	ACC	SPT	4.4	2.7	15	**2x (8HA12)**
										15	
(y)	**S.sol**	V1	20x4.66	1047.02	1013.53	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x27(HA12)**
		V_2	20x 3.3	463.97	363.63	ACC	SPT	19.4	13.98	**20**	**2x20(HA12)**
	RDC	V_1	20x105	375.16	155.65	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	1ere	V_1	20x105	382.61	50.76	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	2eme	V_1	20x105	301.13	54.00	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	3eme	V_1	20x105	254.86	33.68	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	4eme	V_1	20x105	168.01	4.08	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**
	5eme	V_1	20x105	76.73	57.79	ACC	SPT	4.8	3.15	15	**2x (9HA12)**

Récapitulation:

Types des voiles	A adopter	Esp (extrémités)	Esp (milieu)
20x90	**2x (8HA12)= 9.05**	**10**	**15**
20x105	**2x (9HA12)=10.18**	**10**	**15**
20x4.66	**2x27(HA12)=30.54**	**10**	**20**
20x4.25	**2x26(HA12)=29.41**	**10**	**20**
20x 3.3	**2x20(HA12)=22.63**	**10**	**20**

- **Vérification à E.L.S**

Il faut vérifier :

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

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

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	Section	N	M	sit	A_{adop} σ_b	$\pm_b$	$\pm_s$	verification
(x)	**S. sol**	V_1	20x425	846.24	-15.89	ACC	**29.41**	0.9	13.8	**CV**
	RDC	V_1	20x90	584.91	-13.59	ACC	**9.05**	3.2	47.4	**CV**
	1ere	V_1	20x90	537.86	-13.43	ACC	**9.05**	2.9	43.9	**CV**
	2eme	V_1	20x90	435.00	16.14	ACC	**9.05**	2.4	35.7	**CV**
	3eme	V_1	20x90	324.00	11.99	ACC	**9.05**	1.8	26.5	**CV**
	4eme	V_1	20x90	235.54	18.00	ACC	**9.05**	1.5	22.5	**CV**
	5eme	V_1	20x90	117.87	31.97	ACC	**9.05**	1.3	19.2	**CV**
										CV
(Y)	**S .sol**	V_1	20x466	979.65	-68.34	ACC	**30.54**	1	15.4	**CV**
		V_2	20x 330	442.59	2.58	ACC	**22.63**	0.6	9.2	**CV**
	RDC	V_1	20x105	528.21	2.14	ACC	**10.18**	1.7	24.8	**CV**
	1ere	V_1	20x105	462.58	-3.46	ACC	**10.18**	1.5	22	**CV**
	2eme	V_1	20x105	376.70	-2.07	ACC	**10.18**	1.2	17.8	**CV**
	3eme	V_1	20x105	283.45	-17.01	ACC	**10.18**	1.1	15.8	**CV**
	4eme	V_1	20x105	201.31	-25.36	ACC	**10.18**	0.9	13.3	**CV**
	5eme	V_1	20x105	84.81	-12.93	ACC	**10.18**	0.6	8.9	**CV**

c. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.39. Calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	L(cm)	e	H	V_u	^{2}		vér		S_h		choix	**A_{final}**
(X)	**S.sol**	V	425	20	306	37.2	0.07	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	RDC	V_1	90	20	306	32.93	0.06	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	90	20	306	31.41	0.06	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	90	20	306	21.59	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	90	20	306	14.27	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	90	20	306	20.2	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	90	20	306	3.57	0.01	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
(Y)	**S.sol**	V_1	466	20	306	82.0	0.15	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
		V_2	333	20	306	55.3	0.10	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	RDC	V_1	105	20	306	4.43	0.01	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	1ere	V_1	105	20	306	14.16	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	2eme	V_1	105	20	306	11.56	0.02	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	3eme	V_1	105	20	306	16.12	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	4eme	V_1	105	20	306	23.35	0.04	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**
	5eme	V_1	105	20	306	14.65	0.03	5	CV	10	20	12.24	2x18HA10	**14.11**

d. Armatures transversales

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

Tableau V.40.diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12

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

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

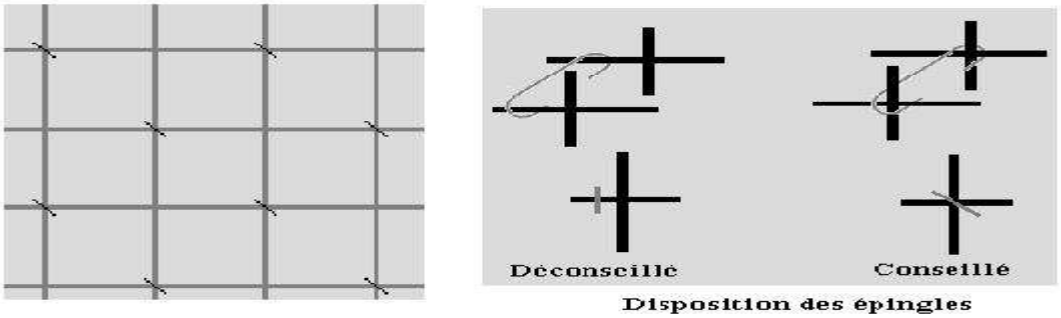


Figure V.13. Les armatures transversales et les épingles

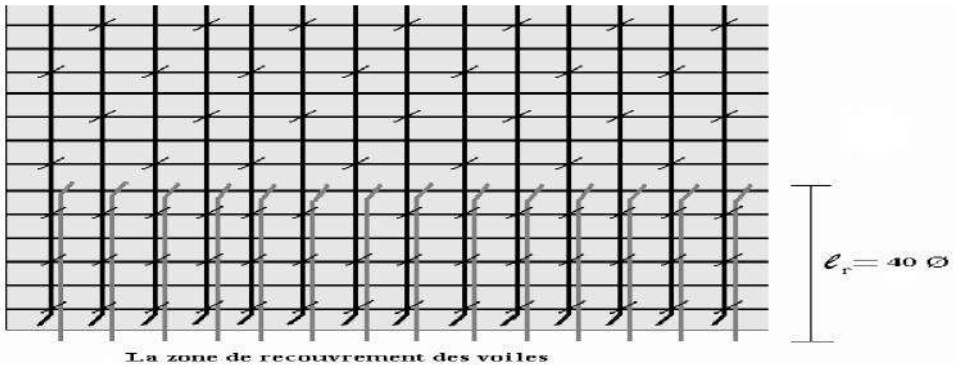


Figure V.14. La zone de recouvrement des voiles

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la Superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la Superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations.

La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Le rapport du sol donne les informations suivantes :

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à

- **$\pm_{sol}$ = 1.5 bars avec un ancrage de 2m sous le niveau du sous-sol**.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations
Seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.4.1semelles isolées

a) Dimensionnement des semelles isolées

N_{s1}=1350.9KN ;N_{s2}=1110.7KN.

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

B= $\sqrt{S}$ = 3.08 on adopt B = 3.20

b) Vérification des contraintes à ELS

d≥ $\frac{B-b}{4}$; h = d+ C+ $\emptyset/2$;

les résultats du calcule sont résumer dans le tableau suivent

Tableau VI.1.Per dimensionnement des semelles isolées

semelle	N (kn)	бsol (bar)	B cal. (mm)	B(m) choisi	A(m) choisi	d (cm)	h (cm)	h (cm) choisi
Semelle 1	1350.9	1.5	3000.99983	3.20	3.20	67.5	71.1	80
Semelle 2	1110.7	1.5	2721.15172	3.00	3.00	75	78.6	80

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

N_{s1}=1350.9KN ; N_{s2}=1110.7KN.

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$;$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$;$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol}

Tableau VI.2.Vérification des contraintes à ELS

	P semelleKN	**P amo. potKN**	**P remblaiKN**	**б (Mpa)**	**бsol(Mpa)**	**б≤бsol**
Semelle 1	204.8	5.625	215.784	0.18	0.15	**C n.v**
Semelle 2	180	5.625	194.4	0.18	0.15	**Cn.v**

Alors on augmente la section de semelle
On choisit A= B= 3.7m pour les deux semelles.

Tableau VI. 3.dimensionnement finale des semelles isolées

semelle	**N (kn)**	**бsol (bar)**	**B (mm)**	**B(m) choisi**	**A(m) choisi**	**d (cm)**	**h (cm)**	**h (cm) choisi**
Semelle 1	1350.9	1.5	3088.58	3.70	3.70	80	83.6	90
Semelle 2	1110.7	1.5	2852.718002	3.50	3.50	87.5	91.1	95

$N = 1430.9KN$

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$;$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$;$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol}

Tableau VI.4.Vérification finale des contraintes à ELS

	P semelle	**P amo pot**	**P remblai**	**б**	**бsol**	**б≤бsol**
Semelle 1	308.025	5	266.112	0.15	0.15	cv
Semelle 2	290.9375	4.6875	231.525	0.14	0.15	cv

La section choisie est 3.7*3.7 m^2 pour S1 et 3.5*3.5 m^2pour S2

c) Vérification de chevauchement entre les semelles isolées:

Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

L (m)	A (m)	$A_{semelle}$ (m)	$\frac{1.5(A+A^{axe-X}}{2}$	$\frac{1.5(A+A}{2}$
4.5	**3.70**	**3.70**	**5.55**	**non**
4.5	**3.50**	**3.50**	**5.25**	**non**

Tableau VI.6.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

L (m)	A (m)	(m)	$\frac{1.5(A+\dots}{2}$	$\frac{1.5(A+\dots}{2}$
3.97	**3.70**	**3.70**	**5.55**	**non**
3.97	**3.50**	**3.50**	**5.25**	**non**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes

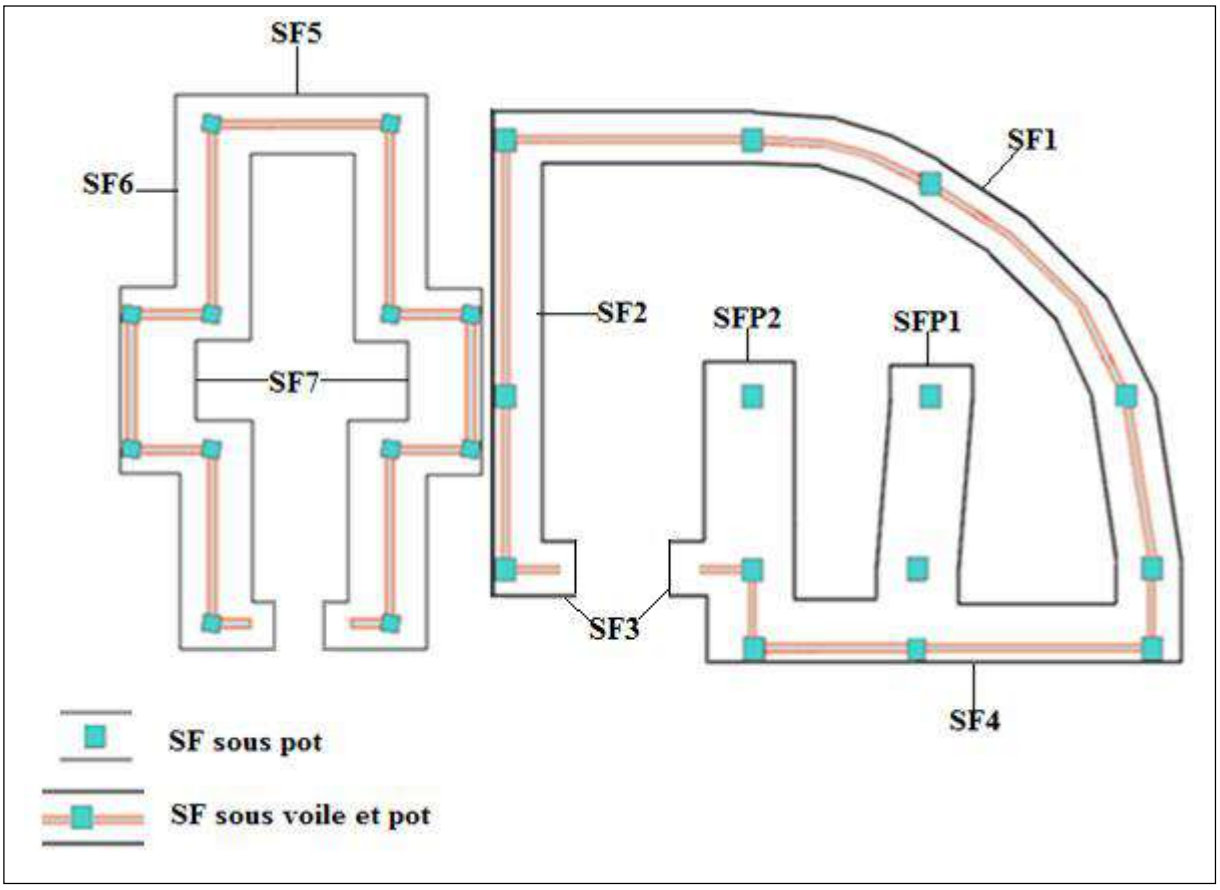


Figure VI.1.Représentation des semelles filantes

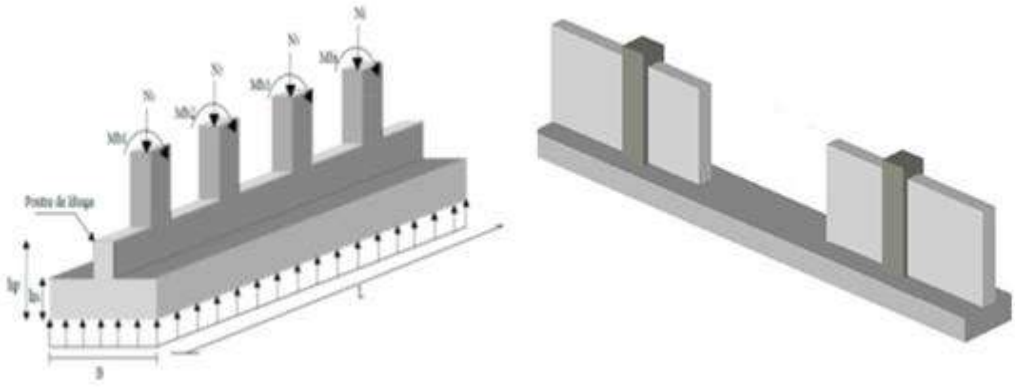


Figure VI.2 .Semelle filante sous poteaux + sous poteaux et voile

VI.4.3 Pré dimensionnement de semelle filante sous poteaux:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$d = \frac{\pi}{4} * l_e$

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$

I : moment d'inertie poutre de libage

K : coefficient de raideur ; K = 4 Kg/cm^3 sol moyen

b : la largeur de poteau

E ; module d'élasticité ; $E= 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

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

La hauteur de semelle :

$h= d+c+\phi/2$

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

a) Pré dimensionnement de poutre de libage

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

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

TableauVI.7. Pré dimensionnement poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm^3)	hp cal(m)	hdapter(m)	bpot (m)
PL1	6.46	4	0. 53.6	0.70	0.50
PL2	4.67	4	0.53.7	0.70	0.50

TableauVI.8. Pré dimensionnement de la semelle

Semelle	**L (m)**	**N (kN)**	**bpot (cm)**	**B_{cal} (m)**	**B_{adop} (m)**	**d (cm)**	**h cal (cm)**	**hAdapter**
SFP1	6.46	1580.4	50	2.42	**2.5**	47	36	**50cm**
SFP2	4.47	1230.02	50	2.46	**2.5**	47	36	**50cm**

b) Vérification de contrainte à L'ELS

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$ tel que : **бsol = 0.15**

$\sum N_{ser}$= 1580KN

$\sum N_{ser}$= 1230KN

Tableau VI.9.Vérificationdes contraintes à L'ELS

Semelle	**P semelle(KN)**	**P amo pot(KN)**	**P remblai(KN)**	**б (Mpa)**	**бsol**	**б≤бsol**
SFP1	282.625	24.37	372.06	0.140	0.15	**cv**
SFP2	204.3125	24.37	273.195	0.148	0.15	**cv**

VI.4.3- Pré dimensionnement de semelle sous voile et poteaux :

Les résultats de calcule sont résumer dans le tableau suivant

TableauVI.10. Dimensionnement finale de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	bpot (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	24	4550.8	50	1.31	**2**	47	**50**
SF2	9.77	1833.7	50	1.40	**2**	47	**50**
SF3	6.26	1386.25	50	1.69	**2**	47	**50**
SF4	10.15	970.5	50	1.22	**1.5**	47	**50**
SF5	4.25	820.9	50	1.31	**2**	47	**50**
SF6	4.66	950.1	50	1.53	**2**	47	**50**
SF7	3.3	479.26	50	0.68	**1.5**	47	**50**

a)Vérification de contrainte à L'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s \quad \text{tell que } \sigma_s = 0.15\text{MPA}$$

TableauVI.11.Vérification de contrainte à L'ELS

Semelle	$\sum N_{ser}$	$P_{semelle}$	$P_{amorce\ poteau}$	$P_{remblais}$	S_{choisi}	σ(MPA)	**Vérif.**
SF1	4550.8	771.75	32.5	1026.09	44.1	0.14	**cv**
SF2	1833.7	307.755	16.25	411.51	17.58	0.15	**cv**
SF3	1386.25	326.97	16.25	437.20	18.68	0.12	**cv**
SF4	970.5	189.945	24.37	253.98	10.85	0.13	**cv**
SF5	820.9	148.75	16.25	193.05	8.5	0.14	**cv**
SF6	950.1	163.1	16.25	218.08	9.32	0.14	**cv**
SF7	479.26	86.625	16.25	115.83	4.95	0.14	**cv**

b) Ferraillage des semelles filantes :

Sous poteaux

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

_A'ELS

Tableau VI.12. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle.S.POT.	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm²)	Arép cal /ml (cm^2)
SFP1	1580.3	0	0.50	2.5	4.67	2.91
SFP2	1230.2	0	0.5	2.5	5.34	3.39

_A'ELU

Tableau VI.13. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle.S.POT.	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm²)	Arép cal /ml (cm^2)
SFP1	3152.46	0	0.50	2.5	7.22	5.65
SFP2	2034.3	0	0.50	2.5	6.96	4.35

Récapitulation:

Tableau VI.14.le ferraillage finale de filante sous poteaux

Semelle.S.POT.	A_{prin} finale (cm^2)	A_{rep} finale (cm^2)	S_{prin}(cm)	S. répa. (cm)
SFP1	8HA12= 9.05	6HA12 = 6.78	15	20
SFP2	8HA12= 9.05	6HA12 = 6.78	15	20

VI.3.4.. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à :

- $ls \geq \frac{B}{4}$ Ancrage co $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$ se pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la

longueur de 0.71B.

Tableau VI.15. Longueur de scellement

Semelle.S.POT.	∅(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SFP1	12	42.85	31.25	62.5	courbe ou rectiligne
SFP2	12	42.85	31.25	62.5	courbe ou rectiligne

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

Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer laréaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ΣNi:la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversee), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	Σ Ni(ELU) (KN)	Σ Ni(ELS) (KN)	L(m)	qu (KN /m)	qser (KN /m)
PL1	2298.3	1580.01	6.87	393.756	289.113
PL2	1986.8	1230.2	4.67	480.620	322.418

VI.3.3.b. Calcul des moments

Tableau VI.17. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		**ELS**	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	444.4	378.00	360.5	245.6
PL2	672.4	233.3	530.7	220.9

VI.3.3.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

⇨ **Calcul a l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \quad , \quad \mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	378	67	16.41	0	**3HA20+5HA16**
	Appui	444.4	67	19.33	0	**3HA20+8HA16**
PL2	Travée	233.3	67	10.09	0	**3HA20+6HA16**
	Appui	530.4	67	23.14	0	**3HA20+8HA16**

Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.19. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		AELU (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL	Travée	**19.47**	245.6	**1.2**	**oui**
	Appui	**25.5**	360.5	**1.6**	**oui**
PL2	Travée	**19.47**	220.9	**1.1**	**oui**
	Appui	**25.5**	530.7	**4.7**	**oui**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **4HA12 = 2.26**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3.3$ MPa (Situation durable).

$\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa (Situation accidentelle).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI.20.calcule des armatures transversales de la poutre de libage

	Vu	τu	$\frac{\tau_u}{\overline{\tau}_u}$	At (cm2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	798,28	**0.47**	**3.3**	4T8=2,01	**10**	**15**
PL2	934,94	**0.56**	**3.3**	4T8=2,01	**10**	**15**

a) Sous voiles et poteaux :

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

A'ELS

Tableau VI.21. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	4550.8	2188.45	0.50	2.5	3.74	1.87
SF2	1833.7	1455.6	0.50	2.5	3.70	1.85
SF3	1386.25	566.7	0.50	2.00	4.37	2.185
SF4	970.5	799.8	0.50	1.50	1.30	0.5
SF5	820.9	184.9	0.50	2.00	3.81	1.905
SF6	950.1	234.6	0.50	2.00	4.03	2.015
SF7	479.26	99.47	0.50	1.5	2.10	0.75

A'ELU

Tableau VI.22. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	NU (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	8653.84	4157.5	0.50	2.00	4.13	2.065
SF2	3532.01	1716.52	0.50	2.00	4.11	2.055
SF3	1920.5	957.36	0.50	2.00	2.12	1.06
SF4	2433.9	1120.1	0.50	1.5	1.73	0.65
SF5	1515.73	250	0.50	2.00	4.09	2.045
SF6	1717.95	321	0.50	2.00	4.23	2.1
SF7	798.82	136.65	0.50	1.5	2.03	0.76

Le tableau suit montre le choix final dedes armatures principales et horizontales

Tableau VI.23. Choix finale armatures principales à L'ELU

Semelle	**Afinale ml(cm^2)**	**Esp (cm)**	**A répartition ml (cm^2)**	**Esp (cm)**
SF1	7HA12	15	5HA12	25
SF2	7HA12	15	5HA12	25
SF3	7HA12	15	5HA12	25
SF4	7HA12	15	5HA12	25
SF5	7HA12	15	5HA12	25
SF6	7HA12	15	5HA12	25
SF7	7HA12	15	5HA12	25

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversementSelon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier quel'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a
l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau.VI.24 .Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	ΣNELU (kN)	ΣMELU (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	8653.84	4157.5	0.48	2.00	0.5	oui
SF2	3532.01	1716.52	0.48	2.00	0.5	oui
SF3	1920.7	950.7	0.49	2.00	0.5	oui
SF4	2433.9	1120	0.46	1.50	0.375	oui
SF5	1515.73	250	0.16	2.00	0.5	oui
SF6	1717.95	321	0.18	2.00	0.5	oui
SF7	798.82	136.65	0.17	1.5	0.375	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérenceτ_s= 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$$

On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.25. Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF2	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF2	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF3	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF4	12	42.85	18.75	37.5	courbe ou rectiligne
SF5	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF6	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne
SF7	12	42.85	18.75	37.5	courbe ou rectiligne

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

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations. Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple .

VI.5.1. Pré dimensionnement :

On adopte une section de 30 x 45.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

Fu =Nu /α ; Fser. = Nser/ α

Avec :

_N: effort à la base du poteau le plus sollicité.

_α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI .26.sollicitations aux l'ELU et L'ELS

	NuKN	Nser KN	FuKN	FserKN
Long 1(30x45)	1916.3	1360.5	159.66	113.75
Long 2(30x40)	405.2	236.7	33.76	19.72

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:Au = Fu/σs

Où : long .1 Fu =159.66 Kn; Alors: Au= 159.66*1000/348 = 4.58 cm^2

long .2 Fu =33.760Kn; Alors: Au= 33.760*1000/348 = 1.08 cm^2

VI.5.3.b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de bétonarmé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: A ≥ (30x40)x 2.1 /400 ⇒A =

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

$A \geq (30x40) \times 2.1 / 400 \Rightarrow A = 7.0875 cm^2$
Donc on adopte A= 3HA14 +3HA16=10.65cm²

VI.5.3.b. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.
Fser = 148.78 kN
Alors:
σs1 = Fser /A ; 113.75*1000/1065 = 106.80 Mpa≤ σ s = 202 MPa Condition vérifié.
σs2 = Fser /A ; 19.725*1000/923 = 21.390 Mpa≤ σ s = 202 MPa Condition vérifié.
Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :
A_{min}= 0,6b.h/100 = 7.2 cm²

VI.5.3.c. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la Pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ).

_section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

_ Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

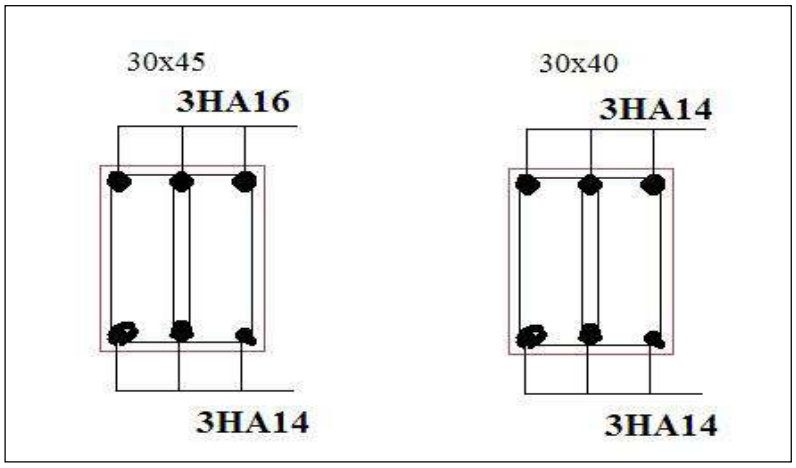


Fig. ferraillage des longrines bloc A et B

CONCLUSION

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d’ingénieur, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduite dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.1. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.1.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…)

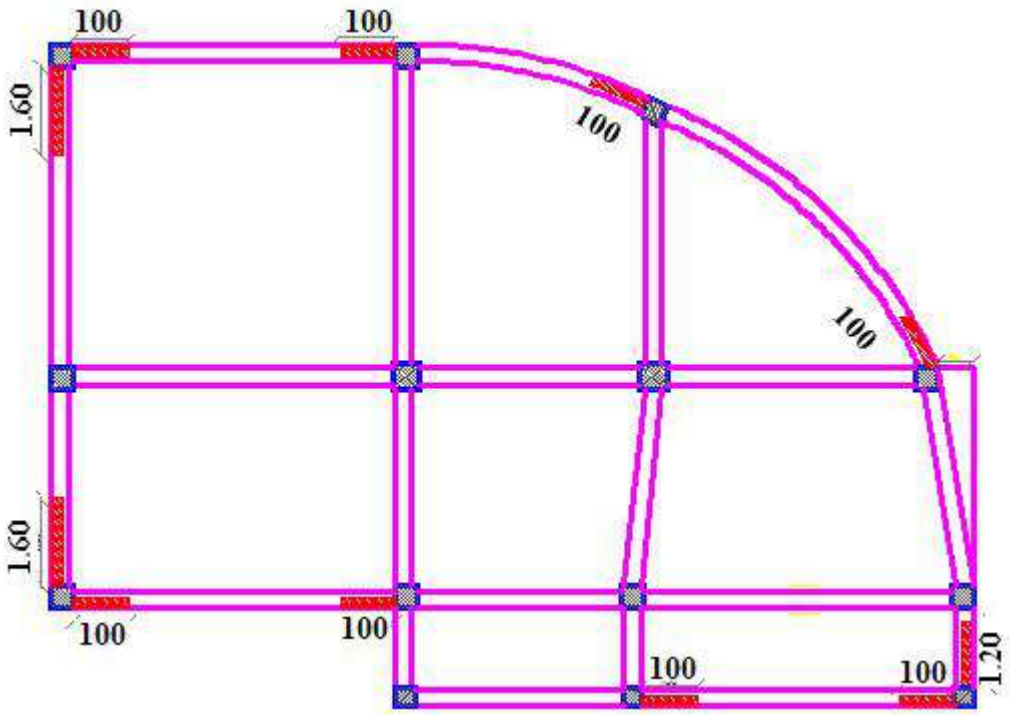


Fig.IV.1 disposition de la viole vue en plan.

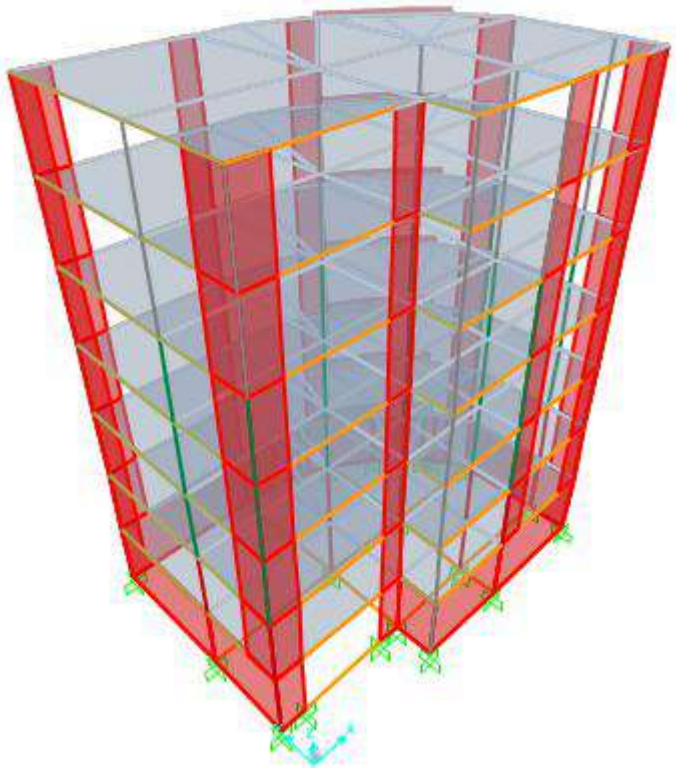


Fig.IV.2. vue en 3D

Ce centre sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . x_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i . y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats de calcul du centre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse

Masse et centre de Masse			
Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
21.42	1926.31	8.11	5.68
18.36	2148.88	8.06	5.66
15.30	2148.88	8.06	5.66
12.24	2148.88	8.06	5.66
9.18	2192.79	8.06	5.64
6.12	2236.71	8.07	5.63
3.06	2443.50	8.09	5.68

IV.1.1.1. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

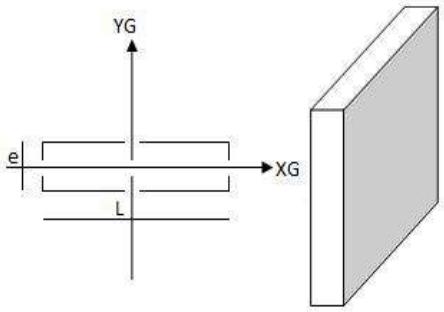
Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

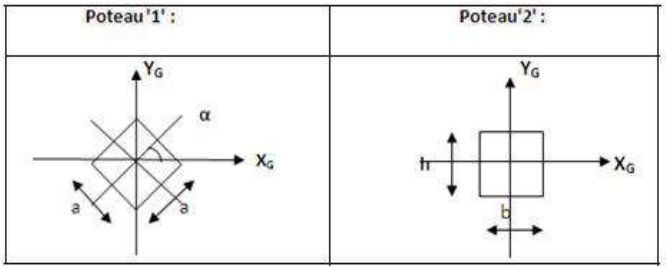
NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1' : $I_x=\frac{bh^3}{12}$; $I_y=\frac{bh^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $IX= Iy = (a2/12).(a2 .\cos^2\alpha + a2 .\sin^2\alpha)$
- pour les voiles plein : $I_x=\frac{Le^3}{12}$; $I_y=\frac{eL^3}{12}$





Le tableau suivant montre les résultats des calculs du centre de torsion :

Tableau IV.2. Centre de torsion

Centre de torsion				
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
21.42	0.2608	0.3853	6.10	4.12
18.36	0.2608	0.3853	6.10	4.12
15.30	0.2608	0.3853	6.10	4.12
12.24	0.2608	0.3853	6.10	4.12
9.18	0.3008	0.4252	6.11	4.00
6.12	0.3008	0.4252	6.11	4.00
3.06	7.1545	5.2661	5.85	4.04

IV.1.1.2. Calcule d'excentricité théorique :

a) Excentricité théorique

Tableau IV.3. Excentricité théorique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théorique (m)	YG (m)	YR (m)	Ey théorique (m)
21.42	8.12	6.1	2.02	5.71	4.22	1.49
18.36	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
15.3	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
12.24	8.07	6.1	1.97	5.71	4.22	1.49
9.18	8.08	6.11	1.97	5.69	4.08	1.61
6.12	8.08	6.11	1.97	5.68	4.08	1.6
3.06	8.14	5.85	2.29	5.75	4.09	1.66

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003:

Dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle

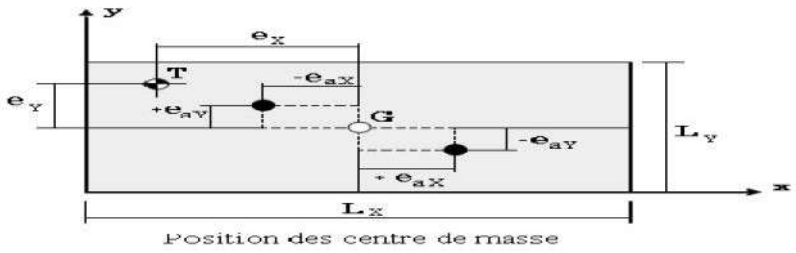
Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveaux (m)	L_x(m)	L_y(m)	e_x(m)	e_y(m)
21.42	16.42	11.65	0.82	0.58
18.36	16.42	11.65	0.82	0.58
15.30	16.42	11.65	0.82	0.58
12.24	16.42	11.65	0.82	0.58
9.18	16.42	11.65	0.82	0.58
6.12	16.42	11.65	0.82	0.58
3.06	16.42	11.65	0.82	0.58

c) Effets de la torsion accidentelle [1]:

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.



Position des centre de masse

d) Excentricité totale :

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale

Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théorique	Ex acc	Ex théorique ±Ex acc	Ey théorique	Ey acc	Ey théorique ±Ey acc
21.42	2.02	0.83	2.85	1.49	0.58	2.07
18.36	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
15.3	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
12.24	1.97	0.83	2.80	1.49	0.58	2.07
9.18	1.97	0.83	2.80	1.61	0.58	2.19
6.12	1.97	0.83	2.80	1.6	0.58	2.18
3.06	2.29	0.83	3.12	1.66	0.58	2.24

IV.1.2. Choix de la méthode de calcul :

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.1.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.3.1. Principe :

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

IV.1.3.2. Modélisation :

BLOC A :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés 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.

- **Le spectre de réponse de calcul : [1]**

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [1]

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
IIa	0.40	0.30	**0.25**	0.18

b. facteur de correction d'amortissement η:

ξ= 7 % [1]

Avec remplissage dense → η=0,882

c. coefficient de comportement R : [1]

R = 3.5

d. facteur de qualité Q : [1]

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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
2	Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0.00	OUI	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.05

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Qx=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \\ Qy=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \end{cases}$$

e. périodes caractéristiques : [1]

$$\begin{cases} T_1=0.15\ s \gg \text{site 3} \\ T_2=0.50\ s \end{cases}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

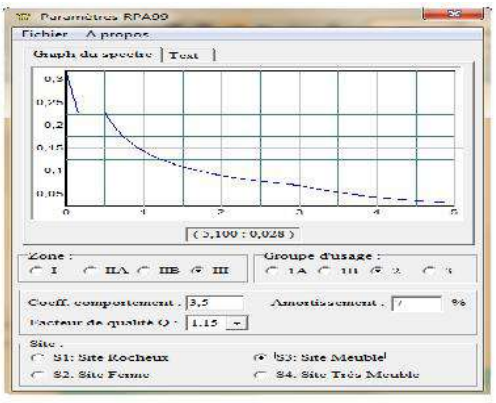


Fig. IV. 3 Spectre de réponse

- **Justification du coefficient de comportement R - RPA version:**

Suivant Y :

Tableau IV.8 Justification du coefficient de comportement R **: Sens-y**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Ty /Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	72.057 %	27.943 %	100 %	0.000 %	100.0%
DIAPH2	100 %	68.119 %	31.881 %	100 %	0.000 %	100.0%
DIAPH3	100 %	70.798 %	29.202 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH4	100 %	71.241 %	28.759 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH5	100 %	71.903 %	28.097 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH6	100 %	74.626 %	25.374 %	100 %	0.000 %	100.0 %
DIAPH7	100 %	60.894 %	39.106 %	100 %	0.000 %	100.0 %

Suivant X :

Tableau IV.9 Justification du coefficient de comportement R**: Sens-x**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	65.306 %	34.694 %	100 %	38.290 %	61.710 %
DIAPH2	100 %	65.321 %	34.679 %	100 %	34.110 %	65.890 %
DIAPH3	100 %	64.847 %	35.153 %	100 %	33.410 %	66.590 %
DIAPH4	100 %	66.738 %	33.262 %	100 %	29.586 %	70.414 %
DIAPH5	100 %	72.204 %	27.796 %	100 %	49.140 %	50.860 %
DIAPH6	100 %	76.885 %	23.115 %	100 %	38.651 %	61.349 %
DIAPH7	100 %	59.786 %	40.214%	100 %	7.085 %	92.915 %

IV.1.3.3. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification des périodes ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-D.

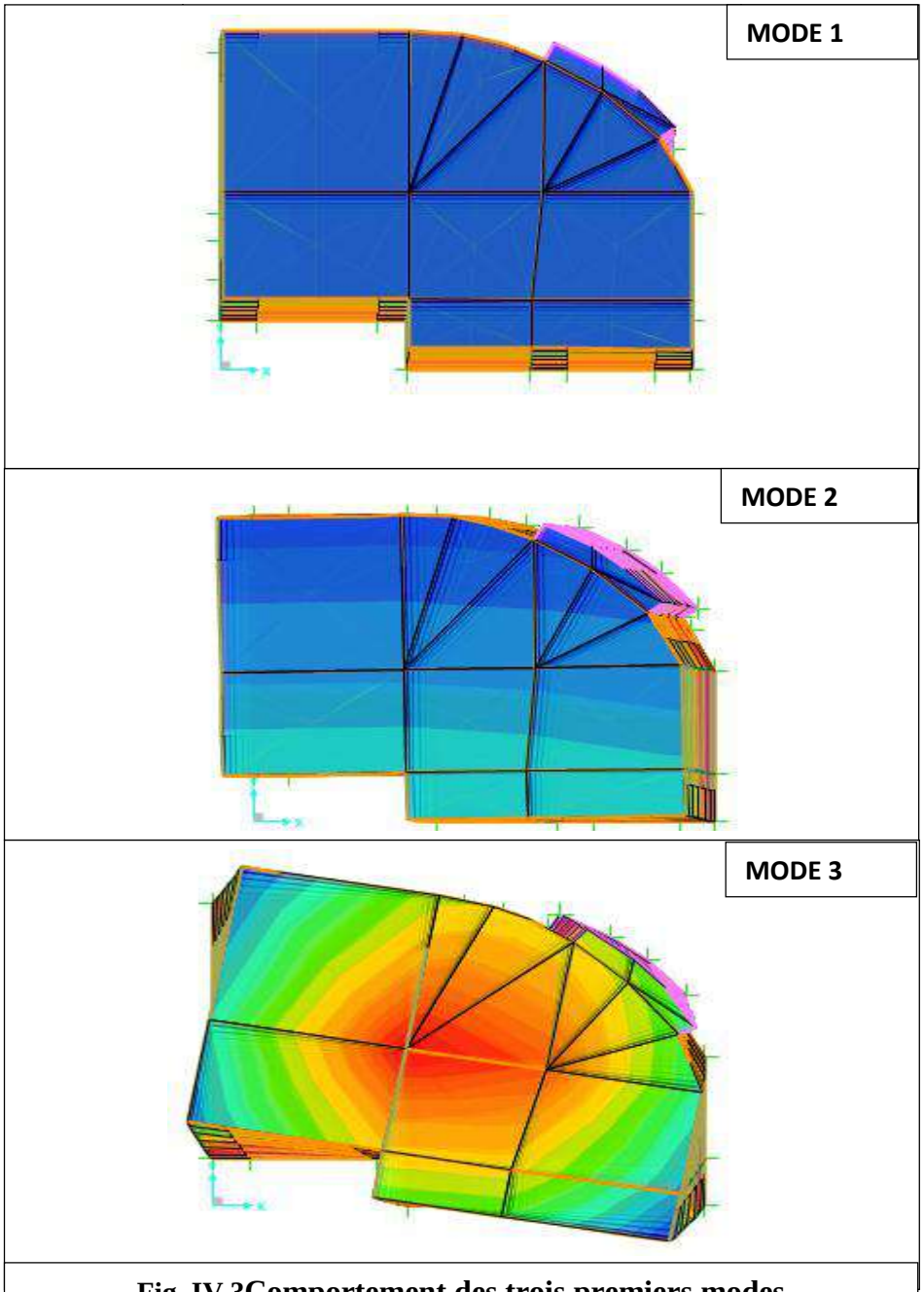


Fig. IV.3Comportement des trois premiers modes

Tableau IV.10. Le comportement des trois premiers modes

MODE 1	MODE 2	MODE 3
Translation suivant l'axe y	**Translation suivant l'axe x**	**rotation autour de Z**

IV.1.3.4. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modelés 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 a 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-11: Coefficient de participation massique

Mode	Période(Sec)	UX	UY	UZ	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0.58	0.57	0.00	0.00	57%	0%	0%
2	0.50	0.00	0.69	0.00	57%	69%	0%
3	0.37	0.15	0.00	0.00	73%	70%	0%
4	0.15	0.12	0.00	0.00	84%	70%	0%
5	0.14	0.00	0.17	0.00	84%	86%	0%
6	0.10	0.03	0.00	0.00	88%	86%	0%
7	0.07	0.05	0.00	0.00	93%	86%	0%
8	0.07	0.00	0.01	0.34	93%	87%	34%
9	0.07	0.00	0.06	0.3	93%	93%	37%
10	0.07	0.00	0.00	0.00	93%	93%	37%

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure Rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le $9^{ème}$ mode.

IV.1.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1]

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

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

Calcul de la force sismique totale [1]:

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

$$\begin{cases} V_Y = \dfrac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W \\ V_X = \dfrac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \ . \\ 2.5 \left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5 \left(\dfrac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\dfrac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]:** (Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7(2+\xi)}$

ξ = 7 % **[1]:**

(Avec remplissage dense) → η 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T = C_T . h_N^{3/4}$

$C_T = 0.05 \Rightarrow$ Tx =Ty= $0.05 * 21.42^{3/4} = 0.497$ s

2/ $T = 0,09 hN/D^{1/2}$ **[1]:**

$$\begin{cases} T_X = 0.472 \text{ s} \\ T_y = 0.548 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0 \le T_x \le T_2 \Rightarrow D_x = 2.5\eta \\ T_2 \le T_y \le 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\dfrac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \textbf{Dx=2.205} \\ \textbf{Dy =2.205} \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

$W = G + \beta Q$ avec $\beta = 0.2$

W=15245.95 Kn.

Tableau IV.12. Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)		
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	15245.95	1656.85	1656.85

Tableau IV.13.Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8xV	Vt> 0.8xV
X	1656.85	1483.72	1325.48	oui
Y	1656.85	1544.46	1325.48	oui

IV.1.3.6. Vérification de la stabilité au renversement :

– Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{ix} M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base

– Le moment de stabilité qui est égal à :

Mtx =YG.Wi

Mty =XG.Wi

Avec :

XG , YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

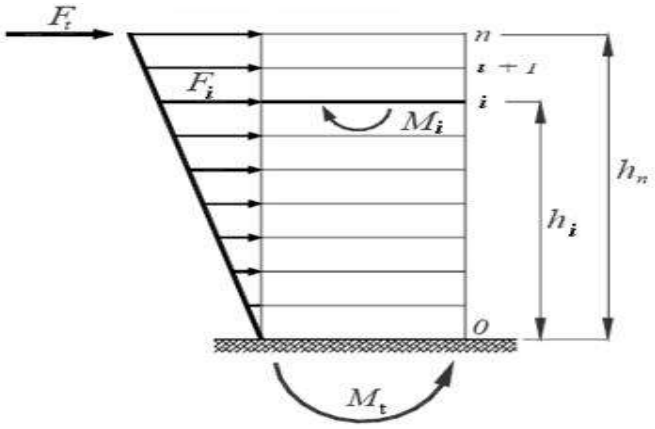


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur[1] :

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

$$Ft=\begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & T \geq 0,7\ s \\ 0 & T < 0,7\ s \end{cases}$$

- Tx = 0.472s → Ft = 0
- Ty = 0.548s → Ft = 0

Donc on a : $F_{ix}=\left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_X = a_x.V_X$ $F_{iy}=\left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_y = a_y.V_y$

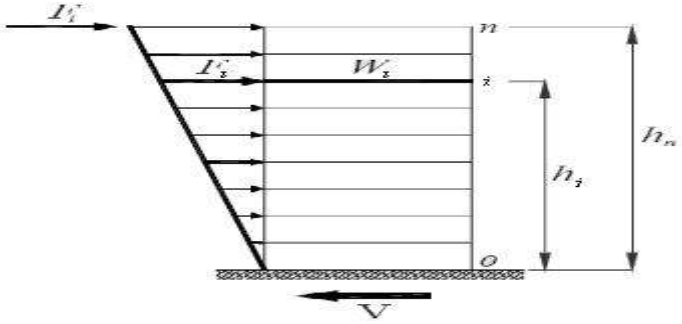


Fig. IV.8.Distribution des forces sismiques

Vx= 1483.72

Tableau IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
3.06	2443.50	7477.11	0.04	61.23
6.12	2236.71	13688.67	0.08	112.09
9.18	2192.79	20129.81	0.11	164.84
12.24	2148.88	26302.29	0.15	215.38
15.3	2148.88	32877.86	0.18	269.23
18.36	2148.88	39453.44	0.22	323.07
21.42	1926.31	41261.56	0.23	337.88
SOMME		181190.74	1.00	1483.72

Vy = 1544.46

Tableau IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
3.06	2443.50	7477.11	0.04	63.73
6.12	2236.71	13688.67	0.08	116.68
9.18	2192.79	20129.81	0.11	171.59
12.24	2148.88	26302.29	0.15	224.20
15.3	2148.88	32877.86	0.18	280.25
18.36	2148.88	39453.44	0.22	336.30
21.42	1926.31	41261.56	0.23	351.71
SOMME		181190.74	1.00	1544.46

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.16. Calcul du moment renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.06	61.23	63.735	187.36	195.03
6.12	112.09	116.68	686.01	714.09
9.18	164.84	171.59	1513.21	1575.16
12.24	215.38	224.2	2636.28	2744.21
15.3	269.23	280.25	4119.18	4287.82
18.36	323.07	336.3	5931.62	6174.46
21.42	337.88	351.71	7237.37	7533.68
∑Mo			22311.03	23224.45

- **Moment stabilisant :**

Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.06	2443.5	8.14	5.75	19890.09	14050.13
6.12	2236.71	8.08	5.68	18072.62	12704.51
9.18	2192.79	8.08	5.69	17717.74	12476.98
12.24	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
15.3	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
18.36	2148.88	8.07	5.71	17341.46	12270.10
21.42	1926.31	8.12	5.71	15641.64	10999.23
∑Mt				123346.47	87041.16

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.18.Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
123346.47	87041.16	22311.03	23224.45	5.53	3.75	oui	oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.1.3.7. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1]$$

- 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 [1]: Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

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

- he : la hauteur de l'étage k.

Tout les résulats des déplacement de la structur sous la force sismique sont résumer dans le tableau suivent :

Tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étage sens X et sens Y

Niveau (m)	**¢x(cm)**	**R¢x(cm)**	**aX(cm)**	**¢y(cm)**	**R¢y(cm)**	**aY(cm)**	**0.01.h**	**vérification**
2eme Niv.	1.00	3.50	0.37	1.24	4.34	0.69	3.06	C.V
2eme Niv.	0.89	3.13	0.55	1.04	3.65	0.80	3.06	C.V
2eme Niv.	0.74	2.58	0.71	0.82	2.85	0.87	3.06	C.V
2eme Niv.	0.54	1.87	0.79	0.57	1.98	0.88	3.06	C.V
1ere Niv.	0.31	1.08	0.71	0.31	1.10	0.73	3.06	C.V
RDC	0.10	0.37	0.37	0.11	0.37	0.37	3.06	C.V

IV.1.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]

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

θ= Pk *Δ k / Vk*hk ≤ 0.10

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

- Si 0.10< ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $1/(1-\theta_K)$
- Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens x et y:

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

Pk (KN)	akx(cm)	aky(cm)	Vkx(KN)	Vky(KN)	hk (cm)	$\bar{}$x	$\bar{}$y	Vérification
1819.98	0.37	0.69	164.13	146.16	2142	0.0019	0.004	CV
1867.79	0.55	0.8	144.38	128.57	1836	0.0039	0.0063	CV
1901.67	0.71	0.87	122.5	109.09	1530	0.0072	0.0099	CV
1909.38	0.79	0.88	98.4	87.62	1224	0.0125	0.0157	CV
1922.4	0.71	0.73	74.3	66.17	918	0.02	0.0231	CV
1945.57	0.37	0.37	50.13	44.64	612	0.0235	0.0263	CV
2210.1	0	0	28.47	25.36	306	0	0	CV

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.1.3.9. Vérification des sollicitations normales : [1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.
L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.21.Vérifications des sollicitations normales

Nd (KN)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)		0.3
1067.71	160000	**25**	**0.26**	**C.V**
1699.83	250000	**25**	**0.27**	**C.V**

IV.1.4. Bloc B :

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mène de la même manière que pour le bloc A La démarche théorique et règlementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour lequel on ne répètera que les résultats obtenus.

IV.1.4.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

V. Fig.VI.1 : disposition des voiles du bloc B

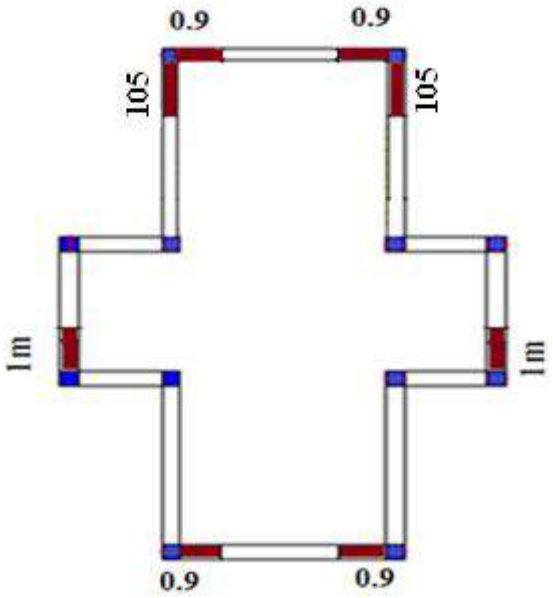


Fig.VI.1 : disposition des voiles du bloc B

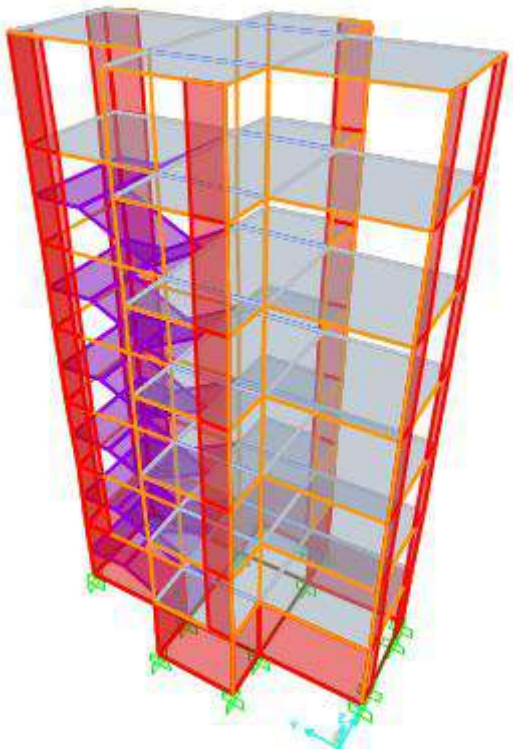


Fig.VI. : vue en 3D

a)Centre de Masse :

Le tableau suivent regrouper les valeurs des centre des masse.

Tableau IV.22. Calcul de centre de masse

Niveau	Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	Masse .g (kN)	XG (m)	YG (m)
+24.42	888.56	4.00	5.54
+18.36	1028.59	4.03	5.70
+15.30	1053.42	4.00	5.73
+12.24	1053.42	4.00	5.73
+9.18	1068.89	4.00	5.72
+6.12	1084.37	4.00	5.72
+3.06	1309.66	4.00	5.80

b) Centre de torsion :

Le tableau suivent regrouper les valeurs des centre des masse.

Tableau IV.23.Calcul de centre de masse

Centre de torsion				
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
+24.42	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+18.36	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+15.30	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+12.24	0.0665	0.1083	4.00	6.53
+9.18	0.0771	0.1189	4.00	6.45
+6.12	0.0771	0.1189	4.00	6.45
+3.06	1.7582	6.7851	4.00	6.22

d) Excentricité accidentelle : [1]

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

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

$$\begin{cases} \mathbf{Ex = 0{,}05.\ L} \\ \mathbf{Ey = 0{,}05.\ Ly} \end{cases}$$

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

Tableau IV.24. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
21.42	8.00	12.21	0.4	0.61
18.36	8.00	12.21	0.4	0.61
15.30	8.00	12.21	0.4	0.61
12.24	8.00	12.21	0.4	0.61
9.18	8.00	12.21	0.4	0.61
6.12	8.00	12.21	0.4	0.61
3.06	8.00	12.21	0.4	0.61

c)Excentricité totale :

Le tableau suivant montre les résultats finals de l'excentricité :

Tableau IV.25. Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Calcul de l'excentricité totale					
	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo±Exacc	Ey théo	Ey acc	Ey théo±Eyacc
24.42	0	0.40	0.40	-0.99	0.61	-0.38
18.36	0.03	0.40	0.43	-0.83	0.61	-0.22
15.3	0	0.40	0.40	-0.8	0.61	-0.19
12.24	0	0.40	0.40	-0.8	0.61	-0.19
9.18	0	0.40	0.40	-0.73	0.61	-0.12
6.12	0	0.40	0.40	-0.73	0.61	-0.12
3.06	0	0.40	0.40	-0.42	0.61	0.19

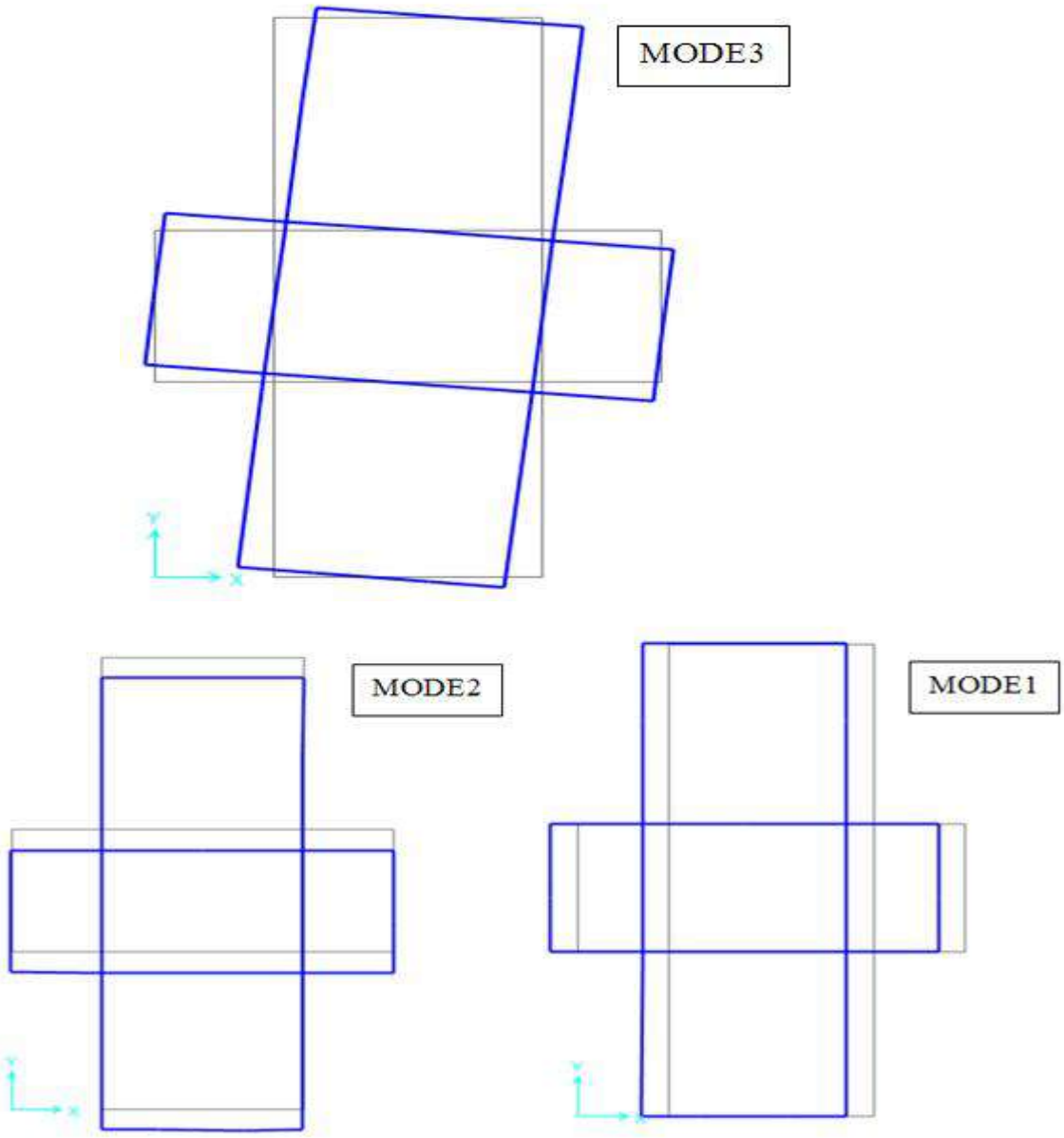


Tableau IV.26. Le comportement des trois premiers

MODE 1	MODE 2	MODE 3
Translation pure suivent l'axe(x)	Translation pure suivent l'axe(y)	rotation autour de l'axe(Z)

V.1.1.1. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modelés 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 a 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.27: Coefficient de participation massique

Mode	Période (Sec)	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.40	54.7%	0.1%	0.0%
2	0.36	54.7%	67.7%	0.1%
3	0.24	70.8%	68.2%	0.1%
4	0.13	81.4%	68.2%	0.1%
5	0.10	81.4%	84.1%	0.3%
6	0.07	84.8%	84.1%	0.4%
7	0.07	89.7%	84.2%	0.4%
8	0.06	89.7%	84.4%	32.3%
9	0.05	89.7%	89.8%	32.9%
10	0.05	89.7%	89.8%	32.9%
11	0.05	89.7%	90.0%	33.4%
12	0.05	89.7%	90.0%	66.3%
13	0.04	90%	90.1%	66.5%
14	0.04	92.7%	90.1%	66.5%

Le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 13 ^{ème}mode.

V.1.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1]

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

Tableau IV.28.Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	Vsx	Vsy
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	7486.91	813.64	813.64

Tableau IV.29.Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vs	Vd (kN)	0.8xV	Vd> 0.8xV
X	813.64	798.61	650.912	oui
Y	813.64	888.35	650.912	oui

V.1.1.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Vx= 798.61KN

Tableau IV.30. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
3.06	1309.66	4007.56	0.04	35.54
6.12	1084.37	6636.34	0.07	58.85
9.18	1068.89	9812.41	0.11	87.02
12.24	1053.42	12893.86	0.14	114.35
15.3	1053.42	16117.33	0.18	142.94
18.36	1028.59	18884.91	0.21	167.48
24.42	888.56	21698.64	0.24	192.43
SOMME		90051.05	1.00	798.61

Vy =888.35 KN

Tableau IV.31. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
3.06	1309.66	4007.56	0.04	39.53
6.12	1084.37	6636.34	0.07	65.47
9.18	1068.89	9812.41	0.11	96.80
12.24	1053.42	12893.86	0.14	127.20
15.3	1053.42	16117.33	0.18	159.00
18.36	1028.59	18884.91	0.21	186.30
24.42	888.56	21698.64	0.24	214.06
SOMME		90051.05	1.00	888.35

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.32. Calcul du moment renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.06	35.54	39.534	108.75	120.98
6.12	58.85	65.467	360.19	400.66
9.18	87.02	96.799	798.85	888.61
12.24	114.35	127.2	1399.62	1556.89
15.3	142.94	159	2186.91	2432.65
18.36	167.48	186.3	3074.92	3420.44
24.42	192.43	214.06	4699.21	5227.24
∑Mo			12628.45	14047.47

- **Moment stabilisant :**

Tableau IV.33. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.06	1309.66	4	5.8	5238.64	7596.03
6.12	1084.37	4	5.72	4337.48	6202.60
9.18	1068.89	4	5.72	4275.56	6114.05
12.24	1053.42	4	5.73	4213.68	6036.10
15.3	1053.42	4	5.73	4213.68	6036.10
18.36	1028.59	4.03	5.7	4145.22	5862.96
24.42	888.56	4	5.54	3554.24	4922.62
∑Mt				29978.50	42770.45

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.34.Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
29978.5	42770.5	12628.45225	14047.46529	2.37	3.04	**oui**	**oui**

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

V.1.1.4. Vérification des déplacements :

Tableau IV.35.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	δk =R. δx (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
3.06	0.43	1.50	0.31	3.06	oui
6.12	0.34	1.19	0.27	3.06	oui
9.18	0.26	0.92	0.26	3.06	oui
12.24	0.19	0.66	0.26	3.06	oui
15.30	0.12	0.40	0.22	3.06	oui
18.36	0.05	0.18	0.14	3.06	oui
24.42	0.01	0.04	0.04	3.06	oui

Tableau IV.36.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	δk =R. δy (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
3.06	0.81	2.82	0.59	3.06	oui
6.12	0.64	2.23	0.53	3.06	oui
9.18	0.49	1.70	0.52	3.06	oui
12.24	0.34	1.18	0.50	3.06	oui
15.3	0.20	0.68	0.41	3.06	oui
18.36	0.08	0.27	0.24	3.06	oui
24.42	0.01	0.03	0.03	3.06	oui

V.1.1.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens x :

Tableau IV.37.Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (cm)	Pk (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	Δx	Δx<0.10
2142	888.56	192.43	0.31	0.0008	oui
1836	1028.59	167.48	0.27	0.0009	oui
1530	1053.42	142.94	0.26	0.0012	oui
1224	1053.42	114.35	0.26	0.0019	oui
918	1068.89	87.02	0.22	0.0029	oui
612	1084.37	58.85	0.14	0.0042	oui
306	1309.66	35.54	0.04	0.0047	oui

Le tableau suivent montre les résultats de l'effet PΔ sens y :

Tableau IV.38.Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (cm)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δkx (cm)	Δy	Δx<0.10
2142	888.56	259.88	0.59	0.0013	oui
1836	1028.59	184.43	0.53	0.0016	oui
1530	1053.42	151.50	0.52	0.0022	oui
1224	1053.42	119.45	0.5	0.0033	oui
918	1068.89	89.58	0.41	0.0049	oui
612	1084.37	58.32	0.24	0.0064	oui
306	1309.66	25.19	0.03	0.0032	oui

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ

V.1.1.6. Vérification des sollicitations normales : [1]

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau .IV39.Vérification des sollicitations normales

combinaisons	Effort normale(MAX)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)	$\bar{\upsilon}$	$\bar{\upsilon}$ ≤0.3
G+Q+Edx	**330**	122500	**25**	**0.11**	**C.V**
G+Q+Edy	**346.5**	122500	**25**	**0.12**	**C.V**

V.1.2. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent êtresépares par des joints sismiques dont la largeur minimale dmin satisfait la condition suivante :

- **dmin = 15mm + (d1 + d2) mm ≥ 40 mm**
- d1 et d2 : déplacements maximaux des deux blocs, calcules calcule selon4.43

Au niveau du sommet du bloc le moinsélevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues la rotation des fondations.

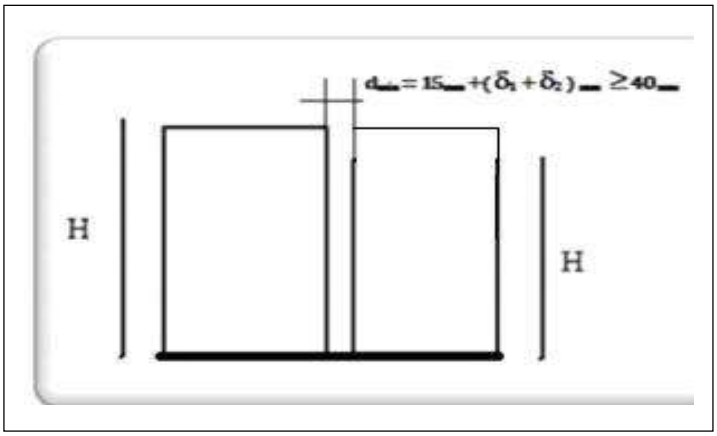


Fig.VI.B.3. Largeur minimum du joint sismique

Le tableau suivent résumé les résultats de calcule :

δ1 (mm)	δ2 (mm)	d min (mm)	d min≥40 mm	**d adoptées (cm)**
15	35	65	OUI	**10**