REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

CENTRE UNIVERSITAIRE Dr.YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie
Département de génie de la matière
Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : STRUCTURE

Theme

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE habitation (R + 5 + 1 SOUS SOL)

Etudié par :
KEFAIFI Nabila

Dirigé par:
KHELLADI Mohamed

ANNEE UNIVERSITAIRE 2013/2014

Remerciement

Tout d'abord je vous remercier le *Bon Dieu* parce qu'il nous a donné l'énergie et le courage nécessaire à la réalisation de ce modeste travail.

Au seuil de ce travail, je tenus à remercier profondément notre encadreur,

Monsieur Khelladi mohamed**,** qui sans leur précieuse assistance, ce projet n'aurait sans doute pas abouti.

Par ailleurs, je remerci l'ingennieur ould turki benaissa qui nous a aidés beaucoup dans ce travail

Merci tous.



Dédicace

C’est avec les sentiments les plus profonds de mon coeur que je dédie ce modeste travail :

♠ A mes parents à ceux que je dois tout et je ne rendrai jamais assez
♠ A mes soeurs : Sarah et yassmine
♠ A toute la famille Kefaifi
A mon frére mohamed
A mes amies :Zahira,khadidja,hamida,naima ,fatima ,soumia,ratiba ;djamila,souad ,amelet meriem
♠ A tous mes fréres : ayoub ghernouati,Slimani mohamed ,chouaib ,mahmoud ,othmane,ismail ,atchi ,benyahia,et walid hmida
♠ A toute la promotion 2013

Sommaire

CHAPITRE 01 : Présentation de l'ouvrage

I.Introduction……1

I.2 présentation de l'ouvrage ……1

I.2.1 caractéristique géométrique……...1

a)dimension……1

b)Régularité de la structure ……1

I.2.2 classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 ……..2

I.2.3 conception de la structure……...2

a/choix du système de contreventement ……...2

b/ plancher ……2

c/ Escalier ……2

d/ Maçonnerie ……2

Murs extérieurs……2

Murs intérieurs……2

e/ L'ascenseur ……..2

f / l'acrotère ……..3

g/ l'infrastructure (les fondations) ……...3

h/ balcon ……3

i/ les revêtements ……..3

j/ système de coffrage ……...3

I.3 caractéristique mécanique des matériaux ……10

I.3.1 principe du béton armé ……10

I.3.2 caractéristique des matériaux ……10

1.Béton ……10

2.Acier ……14

I.4 Hypothèses de calcul……17

Sommaire

CHAPITRE 02 : pré dimensionnement

I. Pré dimensionnement ……...18

II.1 introduction ……..….18

II.2. Pré dimensionnement des planchers ……..…..18

a .plancher a corps creux ……18

b .plancher en dalle pleine ……..…..19

1) Critère de résistance……..19
2) 2)Sécurité contre l'incendie ……20
3) 3) condition d'isolation acoustique……...20

II.3. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation ……20

II.3.1 plancher terrasse (inaccessible)……20

a.Charge permanentes ……..…….20

b.charges d'exploitations ……..20

II.3.2 plancher étage courant……..21

a.Charge permanentes ……...…21

b.Charge d'exploitation ……...…..21

II.3.3 plancher sous sol……21

a.Charge permanentes ……21

b.Charge d'exploitation ……..21

II.3.4 Maçonnerie ……...22

a.1/Murs extérieurs (double cloison)……...…22

a.2/Murs intérieurs (simple cloison) ……..22

II.2. Pré dimensionnement des poutres…….…..23

*II.2.*1) Selon les règles CBA 93……..23
*II.*2.2) selon le RPA 99…….……..23

Pré dimensionnement des poutres porteuses...…….……..24

selon le CBA 93……*24*

Sommaire

selon le RPA 99……..24

condition de rigidité…….……24

Poutre principale 2 ……..……..24
selon le CBA 93…….……..24
condition de rigidité…….24

Pré dimensionnement des poutres non porteuses……...25

selon le CBA 93……...……25

selon le RPA 99……..25

condition de rigidité…….....……..25

II.3. Pré dimensionnement des poteaux……...…26

II.3.1 Etapes de pré dimensionnement ……26

1.choix du poteau le plus sollicité ……26

2.les dimensions des poteaux ……...27

3. Calcul de la surface reprise par le poteau …….……...27

4. Détermination des charges permanentes et d'exploitation ……..27

a)Descende des charges :……..….... 29

B/les charges d'exploitations : ……..…..29

b)La loi de dégression :(DTR BC2.2article 6.3)…….…..30

5. Calcul de la longueur de flambement Lf :……....31

6. calcul les efforts normaux ultime de résistants et vérification…….31

II.3.2 vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003…….33

II.2. Pré dimensionnement des voiles……33

Sommaire

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires

I.L'acrotère ……34

I.1introduction……34

I. 2 Calcul des sollicitations ……34

a)Charges et surcharges ……34

b)Calcul des efforts ……34

I.3 Calcul du ferraillage……35

Calcul de l'excentricité ……35

Calcul du moment de flexion ……36

Calcul des armatures verticales ……36

Condition de non fragilité ……36

Armatures de répartition……37

B/ Vérification à l'E.L.S ……37

Calcul de l'excentricité ……37

I.4 vérification ……39

Vérification de l'effort tranchant ……39

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……40

Vérification de l'acrotère au séisme ……40

II. calcul des escaliers ……41

II. 1 Introduction……41

II.2 Pré dimensionnement……41

II.2.1 Escalier à deux paliers de repos……41

a.1. Caractéristiques……41

Vérification de la loi de BLONDEL……42

Détermination de l'épaisseur……42

Sommaire

a.2. Détermination des charges et des surcharges……..42

revêtement ……..…….....43

a.3. Calcul à l'état limite ultime…….……..…43

a.3.1. Calcul des moments……...43

Calcul du ferraillage……..……...…45

Armature de répartition…….....45

Vérification…….……45

Vérification de l'espacement…….……...45

Calcul à l'état limite de service……....46

Vérification……..…47

Vérification de la flèche…….…..48

Calcul de la flèche……...……....48

II.3 Calcul de la poutre palière…….……...….49

La poutre palière……...…….49

1/Pré dimensionnement…….….49

2/Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003……...49

3/Charges et surcharges ……...…….....50

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière)……..……....50

Les charges revenants à la poutre palière …….…...50

4/ Calcul des efforts……...50

Condition de non fragilité: [1] …….....51

Vérification de l'effort tranchant: [1] ……52

Vérification de compression dans la bielle de béton: [1] ……..52

Vérification au voisinage de l'appui: [1] …….....…52

Armatures transversales……...52

Vérification du R.P.A 99……...….53

III.Plancher à corps creux……..….54

III.1 La dalle de compression [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄……..…54

Sommaire

III.2 Les poutrelles ……..…56

a/ *Avant coulage de la dalle de compression ……..…..56*

Calcul des moments à l'ELU ……..……...57

Calcul des étaiements ……..……..57

a/Après coulage de la dalle de compression ……..…...58

Choix de la méthode ……58

III 1conditions d'application ……58

La méthode de Caquot ……59
Exposé de la méthode ……..59
Moment aux appuis ……..…..59

Moment en travée……...59

L'effort tranchant T……..60
III .2Evaluation des charges et surcharges ……..…60
Récapitulation……..64

Armatures transversales……..…..66

Diamètre des armature transversales ϕ_t.....66

Section minimale d'armature transversale……..…….67

Vérification de contrainte de cisaillement ……67

Vérification au voisinage de l'appui ……..…67

vérification de la compression dans la bielle de béton……..…...68

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis……..…68

Vérifications préliminaires de la flèche ……..…68

Calcul de la flèche……...69

IV.Dalle pleine de la salle machine ……..…...70

IV.1Pré dimensionnement ……....70

La résistance à la flexion ……..…..71

Condition de l'E.N.A.S.C……..…71

Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……..……71

Sommaire

A.charges permanentes G ……..71

B.charges d'exploitation Q…….....72

Combinaison des charges ……......72

2.calcul des sollicitations ……...…72

2.1.Méthode de calcul ……..….72

la méthode forfaitaire……..…72

La méthode des lignes de rupture……..…72

3.2.Hypothèses (ligne de rupture) ……72

3.3.Principe de calcul ……...…72

Travail externe ……..……74

4.Calcul du ferraillage ……..……74

Sommaire

CHAPITRE04 : Etude dynamique

I. Introduction……..…..80
II. Choix de la méthode……..….80
III. II.1. Méthode d'analyse modale spectrale……..….80
IV. II.1.1. Principe……..…..80
II.1.2. Spectre de réponse de calcul…….....80
Facteur de qualité……..…81
II.2. Etude de la structure……..…82
II.2.1. Disposition des voiles…….82

II.2.2. Caractéristiques géométrique…….....85
II.2.2.a. Centre de masse et centre de torsion……...85
II.2.2.b. Les excentricités…….……86
II.2.2. Résultats et vérification aux « RPA99 »……...….87
II.2.2.a. Vérification de comportement pour les trois premiers modes……..…..87
II.2.2.b. Vérification de la participation massique [Art 4.3.4] ……..…..89

II.2.2.c.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…..90

Calcul du facteur d'amplification dynamique ►► [Art 4.2.3.D] ◄◄……..…91

Vérification du choix du coefficient de comportement ►► [Art 3.4.A] ◄◄…….…...91

Calcul de la force sismique……..…..94
Vérification de la stabilité au renversement……...….94

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : ►►[Art4.2.5] ◄◄…..95
• Moment de renversement……...…96
• Moment de stabilité……....97
Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ……....100
Vérification de l'effort normal réduit à la base……..……102

Sommaire

CHAPITRE 05 : Ferraillage des éléments résistants

I.Introduction……..…103

• Combinaison……..…103

II. Ferraillage des poutres……103

II.1. Recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferraillage des poutres……..…103
II.1.1. Armatures longitudinales ►► [Art 7.5.2.1] ◄◄…….….103

II.1.2. Armatures transversales ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄…….104

II.2. Ferraillage et vérification……104
II.2.1. Ferraillage……104

Poutres principales……..104
Poutres secondaires…….105

II.2.1.a. Vérifications nécessaires selon RPA99 version 2003 et CBA93……..106

Poutre principales…….....106

VI.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service……..…107

VI.2.1.c. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……..…109

VI.2.1.d. Calcul des armatures transversales…….….110

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :…….……110
VI.2.1.e. Vérification de la flèche :…….....111
III. Ferraillage des poteaux…….…113
III.1. Détermination des armatures longitudinales…….….113

III.1.1.Recommandations des règlements (Zone IIa)…….….113

Selon le CBA 93……....113

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art7. 4. 2. 1] ◄◄…….…. 113

III.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage…….….114
III.1.3. Etat limite de stabilité de forme…….….114

III.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance……...115
III.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS ……..115
III.2. Détermination des armatures transversales……117
III.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu……...117
Ferraillage des voiles…….....118
IV.1.Recommandations réglementaires…….….118

Sommaire

IV.1.1.Armatures verticales……118

Selon le RPA 99 version 2003: ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄……118
IV.1.2.Armatures horizontales……119
Selon le CBA 93……119

Selon le RPA 99 Version 2003:……..119

IV.1.3 Armatures transversales……..119

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 version 2003)……119

IV.1.4. Espacement ►► RPA [Art 7.7.4.3] ◄◄……120
IV.1.5. Longueur de recouvrement……120
IV.2.Calcul des armatures……...121

IV.2.1. Armatures verticales……..……121

a. verticales à Voiles pleins……....121
Détermination des armatures l'ELU……...121

Vérification à E.L.S ……**...**……....122
IV.2.2. Armatures horizontales
Vérification des voiles a l'effort tranchant……...…122

IV.2.3. Armatures transversales……..122

b. Voiles aveouverture……....123
c. Vérification de α……..……..……124

Les trumeaux ……..…..124

Vérification à E.L.S ……**.....**125
Las armateurs horizontaux ……**...**…125

Les Linteaux ……126

La vérification de la Deuxième cas …… ……...126

Ferraillage.minimal ……..126

Sommaire

CHAPITRE06 : Etude de l'infrastructure

VI.1.2 Choix du type de fondation……...129

VI.1.1 Contrainte du sol……..129

VI.1 Introduction ……..…129

VI. 2 Calcul des semelles isolées ……..…….129

VI.2.1 Dimensionnement des semelles isolées ……..……..133

VI.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS ……133

VI.2.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles ……...…133

VI. 2 Calcul des semelles filante……...135

VI. 2.1 semelles filantes sous poteaux ……136

a. Dimensionnement ……136

b. Vérification de contrainte a L'ELS……...…138

c. Vérification de chevauchement entre les semelles filantes ……..…138

VI. 2.2 semelles filantes sous Voile ……....139

a. Dimensionnement ……139
b. VI.3.Ferraillage des semelles filantes ……...…139
c. VI.3.1Semelles filantes sous poteaux ……...140
d. VI.3.2 Semelles filantes sous voile ……..…141
e. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU……142

VI.4. LES LONGRINES……...…143

VI.4.1- Introduction……..143

VI-4-2- Prédimensionnement……..143

VI-4-3- Sollicitations……143

VI-7-4- Ferraillage……143

Chapitre I

Figure I.1. Façade principale……..……..4

Figure I.2. Coupe A-A…….…….…5

Figure I.3. Plan de terrasse …….…….…6

Figure I.4. Vue en plan Sous sol……..……..7

Figure I.5. Vue en plan RDC……...…….…8

Figure I.6. Vue en plan des étages courants……..….9

Figure I.7. Composition du béton…….……..…10

Figure I.8. Diagramme contrainte-déformation du béton.....14

Figure I.9. Diagramme contrainte-déformation de l'acier…….……..…16

Chapitre II

Figure II.1. plancher a corps creux……..……..…..19

Figure II.2. Mur en maçonnerie…….…..…22

Figure II.3. Dimensionnement de la poutre…….……..….23

Figure II.4. Le poteau le plus sollicité…….……..…….……26

Figure II. 5. Dimension du voile…….……..…...33

Chapitre III

Figure III.1.coupe vertical de l'acrotère…….…....34

Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère …….…..….34

Figure III.3. Diagrammes des efforts a L'ELU……..…..…….…35

Figure III.4. Section de BA a L'ELU…….……..…...35

Figure III.5. Ferraillage de l'acrotère……..…40

Figure III.6. Présentation schématique d'une volée d'escalier droit…….……..…41

Figure III.7. Schéma statique de l'escalier…….……..…41

Liste des figures

Figure III.8. Combinaison des charges et surcharges à L'ELU……..43

Figure III.9. Diagrammes des efforts internes a L'LEU…….44

Figure III.10. Combinaison des charges et surcharges à L'ELS…….……46

Figure III.11. Diagrammes des efforts internes a L'ELS……47

Figure III.12. Schémas de la poutre paliére…….....…….49

Figure III.13. Schémas de la poutre paliére……...51

Figure III.14. Plancher à corps creux (16+4)……..54

Figure III.15. Disposition des armatures de la table de compression……..……55

Figure III.16. dimensions des poutrelles…….…56

Figure III.17.Dimension de la poutrelle avant coulage…….…..56

Figure III.18. poutrelle avant coulage…….....57

Figure III.19. poutrelles a 2 travées…….....59

Figure III.20. poutrelles a 5 travées…….....…59

Figure III.21. poutrelles a 2 travées…….……..…….....60

Figure III.22. Diagramme des moments L'ELU……..……..….61

Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant (ELU)……..…….…..61

Figure III.22. Diagramme des moments a L'ELS…….……62

Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant…….……62

Figure III.24.poutrelles a 5 travées……...……63

Figure III.25. Diagramme des moments L'ELU……...63

Figure III.26. Diagramme des moments a L'ELS……..…...…64

Figure III.27. Dimensions des poutrelles…….…….……..64

Figure III.28. Ferraillage des poutrelles…….……..…66

Figure III.29. Dimension de la dalle machine……..……..……...…..70

Figure III.28. les lignes de ruptures……..……73

Figure III.29. Les lignes de ruptures…….…79

Chapitre IV

Figure.VI.1. Spectre de réponse……82

Figure.VI.2. Disposition des voiles vue 3D…….…….82

Figure.VI.3. Disposition des voiles …….……..…...83

Figure.VI.4.1ere Disposition des voiles périphérique…….84

Figure.VI.5. Disposition des voiles au niveau des étages…….....….85

Figure.VI.5. Disposition des voiles au niveau des étages……..…85

Figure.VI.6. Comportement du 1er mode…….……88

Figure.VI.7. Comportement du 2ème mode……..88

Figure.VI.8. Comportement du 3èm mode……...……..…89

Figure.VI.9. Les pourcentages des sollicitations reprises par les éléments résistants pour R=4……..92

Figure.VI.10. La force agissante sur la stabilité au renversement……....…….95

Figure.VI.11. Distribution des forces sismiques…….96

Figure.VI.12. Concentration des forces sismiques aux étages……..……..97

Chapitre V

Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres……..…..105

FigureV.2. Ferraillage des poutres principale……...112

Figure V.3. Ferraillage des poutres secondaire…….....112

Figure V.4. La zone nodale dans les poteaux…….....113

Figure V.5. Ferraillage des poteaux ……..…117

Figure V.6. Disposition des armatures verticales dans les voiles……..120

Figure V.6. Disposition des armatures verticales dans les voiles…….…….123

Figure V.7. Armatures du linteau selon le RPA 99……126

Figure V.8. Disposition des armatures dans les voiles pleins épaisseur 15 cm……...128

Chapitre VI

Figure VI.1. Représentation des semelles isoles sous poteaux carrées……....130

Figure VI.2. Dispositions des semelles…….....132

Figure VI.3. Les bulles de pression ……...134

Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante sous poteaux ……..…135

Figure VI.5. Schéma d'une semelle filante sous voile ……..…135

Figure VI.6. Choix des semelles filantes ……..….136

Figure VI.7. Ferraillage de la longrine…….....144

Liste des figures

Liste des figures

Liste des figures

Liste des figures

Liste des figures

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $ø$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- $S_c^{\ T}$: Tassement total.
- $S_c^{\ adm}$: Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

I. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (***RDC+5+SS***) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera implanté à DERRAG qui est classée comme zone de sismicité moyenne (***Zone IIa***) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien **(*RPA 99 version 2003)***.

I.2 présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

I.2.1 caractéristique géométrique :

a)dimension :

Tableau I.1 dimension de la structure

Dimension en plan	Dimension en élévation
Longueur totale du bâtiment : L_0=25.11m Largeur total du bâtiment : La=20.57m	Hauteur totale du bâtiment : H=19.38m Hauteur de l'étage courant : h=3.23m Hauteur de RDC : h=3.23m Hauteur du sous-sol : h=2.72m

b)Régularité de la structure :

Selon le RPA 99/ version 2003, la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation

Régularité en plan :

$$\frac{lx}{Lx} = \frac{lx1+lx2}{Lx} = \frac{5.33+6.63}{23.85} = 0.5014 \leq 0.25 \text{ condition non vérifié}$$

$$\frac{ly}{Ly} = \frac{1.26}{18.37} = 0.0685 \leq 0.25 \text{ condition vérifié}$$

$$0.25 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 4$$

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{23.85}{18.37} = 1.2983 \qquad 0.25 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 4 \text{ condition vérifié}$$

Donc notre structure présente une **irrégularité** en plan

Les Règlement utilisés sont :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement :

- ✓ RPA99 modifié2003 (Règles parasismiques algériennes).
- ✓ DTR-BC-22(Charges et surcharges d'exploitation).
- ✓ CBA93 (conception et calcul des structures en béton armé).

I.2.2 classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage **courant d'importance moyenne**, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le cas du groupe 2.

I.2.3 conception de la structure :

a/choix du système de contreventement :

d'après le règlement parasismique algérien (RPA99 version2003) ,le système portique de contreventement par des voiles en béton armé (type 4a)

b/ plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher:

-plancher en corps creux

-plancher en dalle pleine

c/ Escalier :

La cage d'escalier permet l'accès entre les différents niveaux, l'escalier est de type droit à trois (03) volées constituées de paillasses et de palier en béton armé coulés sur place..

d/ Maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

Murs extérieurs : à double cloison

- Brique creuse de 10 cm
- Lame d'air de 10 cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10 cm

Murs intérieurs : Ils sont constitués de brique creuse de 10cm

e/ L'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

f / l'acrotère :

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse. Elle est de 15 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

g/ l'infrastructure (les fondations):

Les fondations transmettent les charges au sol, soit directement : (**cas des semelles filantes ou radier général**), soit par l'intermédiaires d'organe : (**cas des semelles reposant sur pieux**).
Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des caractéristiques physiques et mécaniques des sols (**contrainte, ancrage des fondations, nature du sol….**)

h/ balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

i/ les revêtements :

On utilise les différents revêtements :

- ✓ Pour les murs de façade on utilise un mortier de ciment.
- ✓ Pour les murs de cuisines et les salles d'eaux on utilise la faïence.
- ✓ Pour les plafonds, et les murs intérieurs on utilise le plâtre.
- ✓ Pour les planchers et les escaliers on utilise le carrelage de 2 cm et les plaintes de recouvrement.

j/ système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.



Figure I.1. Façade principale



Figure I.2. Coupe A-A

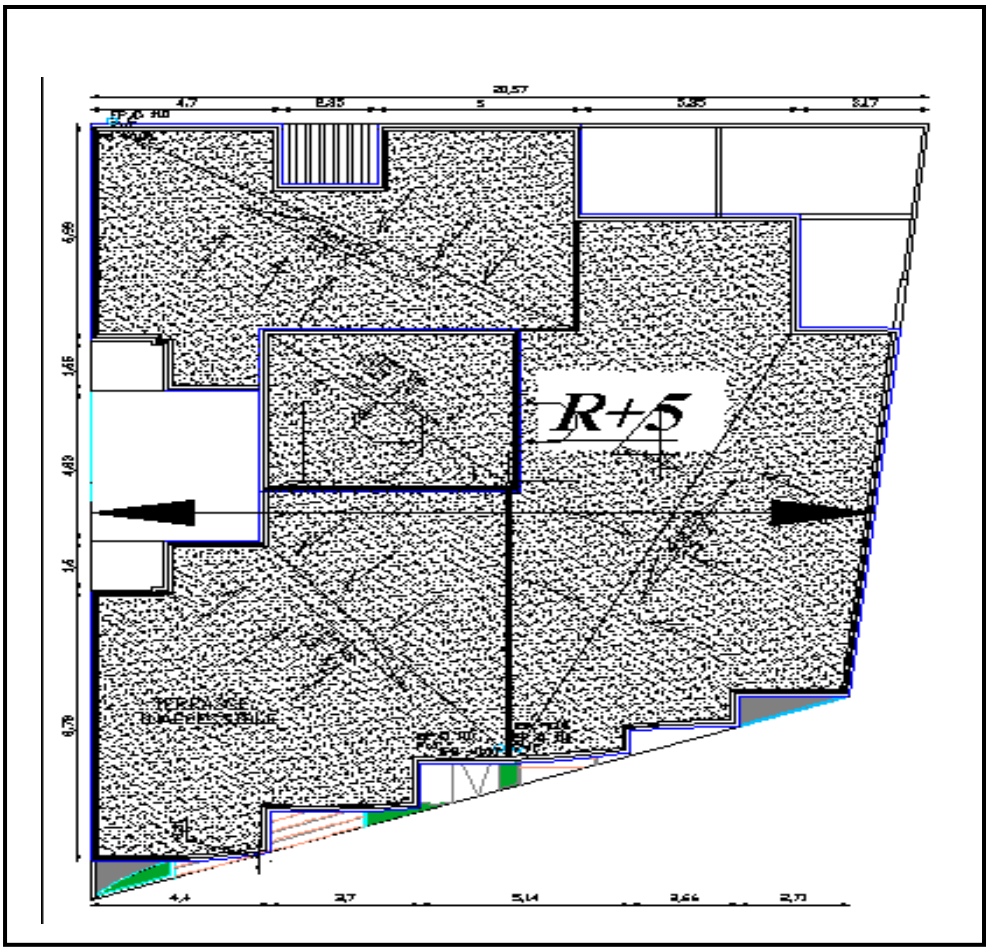


Figure I.3. Plan de terrasse

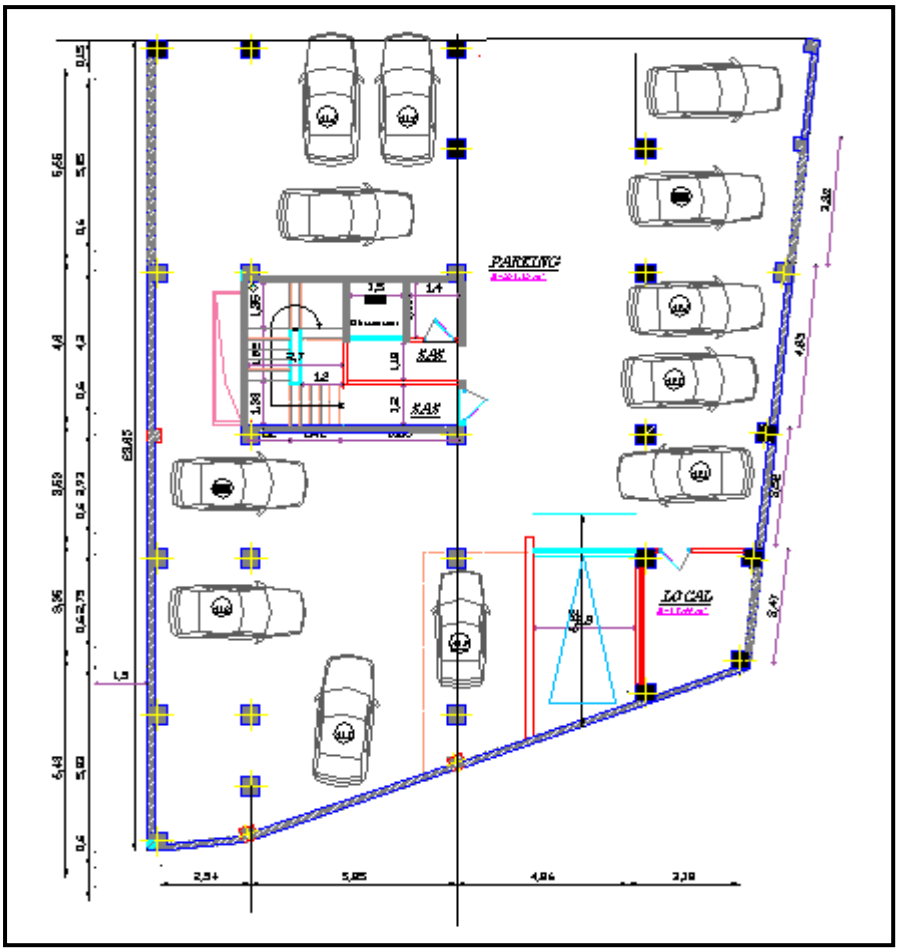


Figure I.4 vue en plan Sous sol

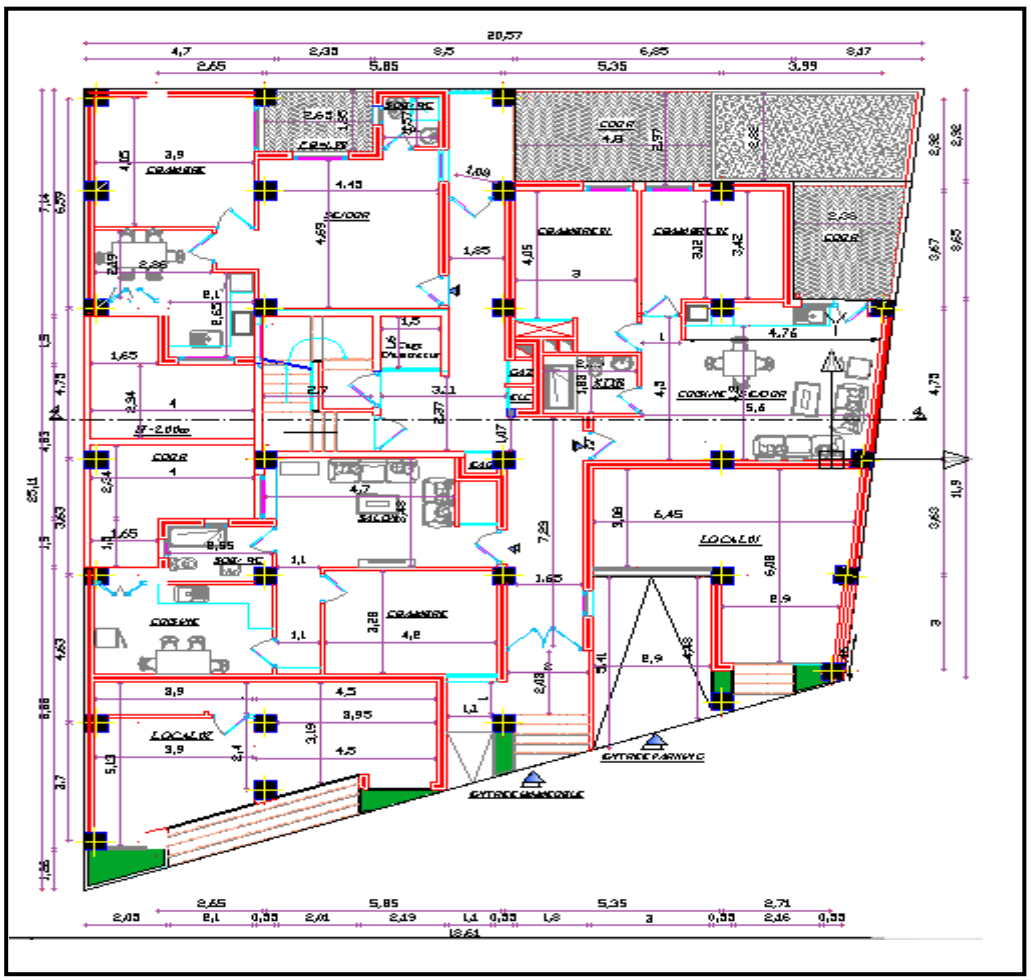


Figure I.5 vue en plan RDC

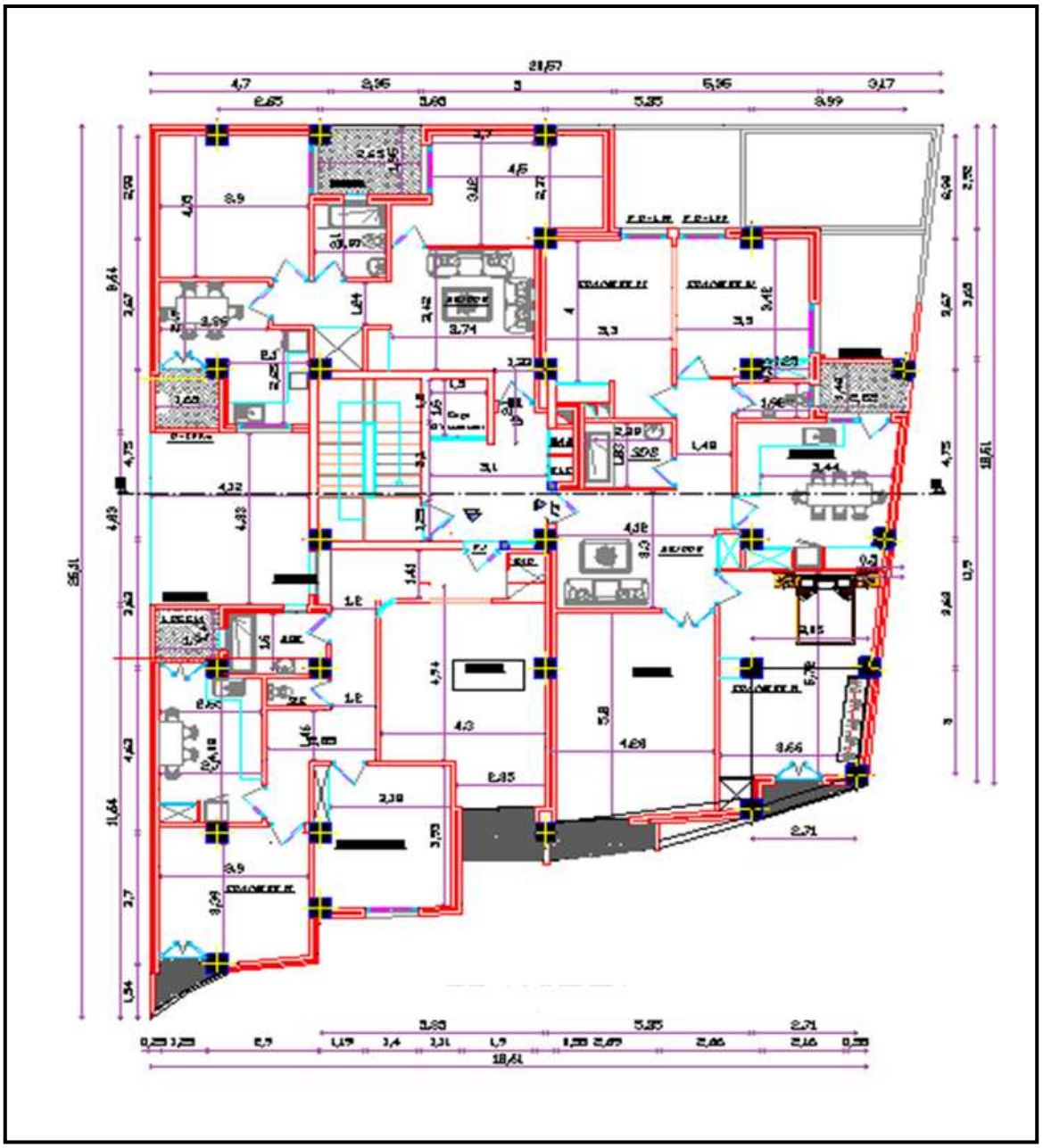


Figure I.6. Vue en plan des étages courants

I.3 caractéristique mécanique des matériaux :

Notre structure sera réalisée en **béton armé** avec des caractéristiques conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1 principe du béton armé :

Le béton travaille très bien à la compression environ 25 Mpa et mal à la traction par contre l'acier résiste mieux à la traction. Pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'aciers sont noyées dans le béton aux endroits où le béton est plus fragile.

Cette association est révèle efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre le béton et l'acier (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants) de plus le béton protège l'acier contre la corrosion.
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux.

I.3.2 caractéristique des matériaux :

1.Béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; il est composé de granulat (sable, gravier) et un liant qui est généralement un ciment gâché avec une quantité d'eau convenable.

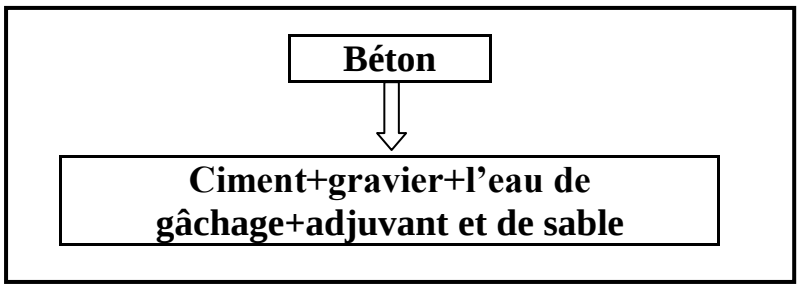


Figure I.7 composition du béton

- ✓ **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 a l'eau

✓ Granulat :

le béton est composé de granulat courant de masse volumique ≥2 t/m³se forme de deux types :

- Sable de diamètre de 0.08 à 5 mm ;
- Gravier de 6.3 à 25 mm (8/15 et 5/25).

✓ L'eau de gâchage :

l'eau de gâchage doit être propre, et ne dois pas contenir des composés chimiques ou organiques qui influent sur le béton, on utilise alors :

-Les eaux potables
- Eaux de recyclage (rinçage des bétonnières ou des camions malaxeurs)
- Les de pluie, de ruissellement et les eaux pompées.

✓ Les adjuvants :

si c'est nécessaire d'améliorer le comportement du béton on les incorpore dans le béton lors de son malaxage ou avant sa mise en œuvre à des doses inferieures à **5%.**

b. dosage :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment et de densité

ρ=2500 kg/m³.

- Ciment :350 kg de CPJ325
- *Gravier :* 800 kg de gravier D ≤ 25 mm
- *Sable :* 400 kg de sable D ≤ 5 mm
- *Eau :* 175 litres d'eau de gâchage

REMARQUE : ce n'est pas évidant que les dosages imposés donne f_{c28} = 25 MPa, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

c/ résistance du béton :

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

- **Résistance caractéristique a la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge; Pour des bétons d'un âge «j» inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression donnée par le CBA 93 est :

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

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

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.

- **Résistance caractéristique a la traction :**

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation du CBA 93 est :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ avec : f_{cj} et f_{tj} en MPA

- **Contrainte de cisaillement :**

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant

• Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

τ_u = min (0.1 f_{c28}, 3 MPa).
Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa

• Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 f_{c28}, 4 MPa).
Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 Mpa

d/ durabilité :

- **Module de déformation longitudinale :** C.B.A 93

Ce module est connu sous le nom de module de « *Young* ou *module de déformation longitudinal* », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

- *Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :*

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ f_{cj} ; E_{ij} *en Mpa* ►►*Art [A.2.1.2.1]* ◄◄

- Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$ ►► Art [A.2.1.2.2] ◄◄

Pour notre cas: $f_{cj}=f_{c28}=25Mpa \rightarrow \begin{cases} Eij = 32164{,}20\ MPA \\ Evj = 10819.00\ MPA \end{cases}$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur ρ = 25 KN/m³

f. les contrainte limite de calcul :

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au de là de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f\ bu = \frac{0.85\ fc\ 28}{\gamma b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

Tel que :

γ_b =1,5 cas des situations durables ou transitoires……. f_{bu} *= 14,20 MPa*

γ_b =1,15 cas des situations accidentelles…….... f_{bu} *= 18,50 MPa*

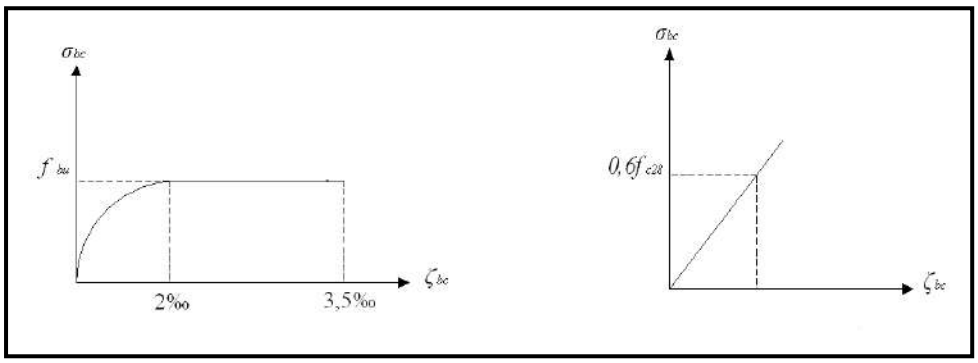
- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma bc=0.6fc28$

f_{c28}=25 Mpa on trouve : σ_{bc}=15Mpa



à L'ELU à L'ELS

Figure I.8 diagramme contrainte-déformation du béton

Tableau.I.2 Caractéristiques du béton

fc 28 (MPa)	25	
ft 28 (MPa)	2.10	
Ei 28 (MPa)	32164.20	
Ev 28 (MPa)	10819.00	
σ bc ultime (MPa)	Situation durable	14.20
	Situation accidentelle	18.50
σ bc service (MPa)	15.00	
Tu (MPa) situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.50
γb	Situation durable	1.50
	Situation accidentelle	1.15

2.Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- ✓ Barres à haute adhérence.
- ✓ Barres rondes lisses.
- ✓ Treillis soudés

Tableau I.3 Types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	*Utilisation*	*Nuance*	*Diamètre (mm)*	*Fe (MPa)*	*E (Mpa)*
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235	**$2.1*10^5$**
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400	
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq Ø \leq 6$	520	

a. Contraintes limites de l'acier :

➢ Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contraint –déformations suivant avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

➢ Etat limite de service « E.L.S »

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

Fissuration préjudiciable $\sigma_s = min(\frac{2}{3} fe, 150\eta)$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = min(\frac{1}{2} fe, 110\eta)$

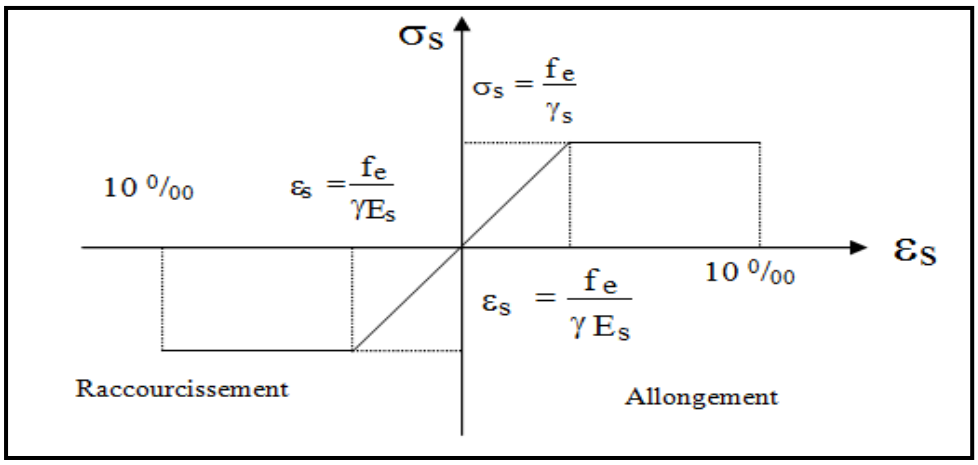


Figure I.9 diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

η: Coefficient de fissuration tels que

η : 1 pour des aciers ronds lisses

η : 1,6 pour des aciers de H.A

b. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): *FeE =22 (f_e=215 MPa) ; FeE =24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérences (HA) : f_e *=400 MPa*.
- Treillis soudés (TS) : f_e*= 520MPa*.

c. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2{,}1.10^5\ MPa$$

d. Le coefficient d'équivalence :

$$\zeta_{bc}=\frac{\sigma bc}{Eb}$$

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de : $n=\frac{Es}{Eb}=15$

n : Coefficient d'équivalence.
Es : Module de déformation de l'acier.
Eb : Module de déformation du béton

I.4 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $3,5$ ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s» et qui est définie par la relation : $\sigma_s = F_e / \gamma_s$

rond lisse $\sigma s = \begin{cases} 204.34\ \text{MPA} & \text{situation durable} \\ 235\ \text{MPA} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

haute adhérence $\sigma s = \begin{cases} 348\ \text{MPA} & \text{situation durable} \\ 400\ \text{MPA} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture $\zeta_s = 10\%$

I. Pré dimensionnement :

II.1 introduction :

Le pré- dimensionnement a pour but le calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles techniques algériennes **CBA93** et le **RPA99/version 2003** et dont le but est d'arriver à déterminer des dimensions des ouvrages de notre projet afin d'éviter un surdimensionnement ouvrage et du béton.

Le dimensionnent des planchers structure se fait dans l'ordre décroissant en partant du dernier niveau du bâtiment :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux et les voiles

Ces dimensionnements sont effectués en même stade préliminaire, corrigés et confirmer éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Dans notre projet on utilise deux (02) types de planchers :

-plancher à corps creux (pour les étages et la terrasse)

-dalle pleine (pour les balcons)

a .plancher a corps creux :

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

• Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq \text{ht} \leq \frac{L}{20}$$

• Le règlement CBA93 n'exige que la condition suivante :

$$\text{ht} \geq \frac{L}{22.5}$$

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

Dans notre projet ona : L=4.20m

$\frac{420}{25} \leq ht \leq \frac{420}{20} \Longrightarrow 16.8 \leq ht \leq 21$

$ht \geq \frac{420}{22.5} \Longrightarrow ht \geq 18.67$

on prend alors ht=20cm ce qui correspond a un plancher a corps creux (16+4)

Tel que ht= (d+e)

Donc : **ht=(16+4)cm**

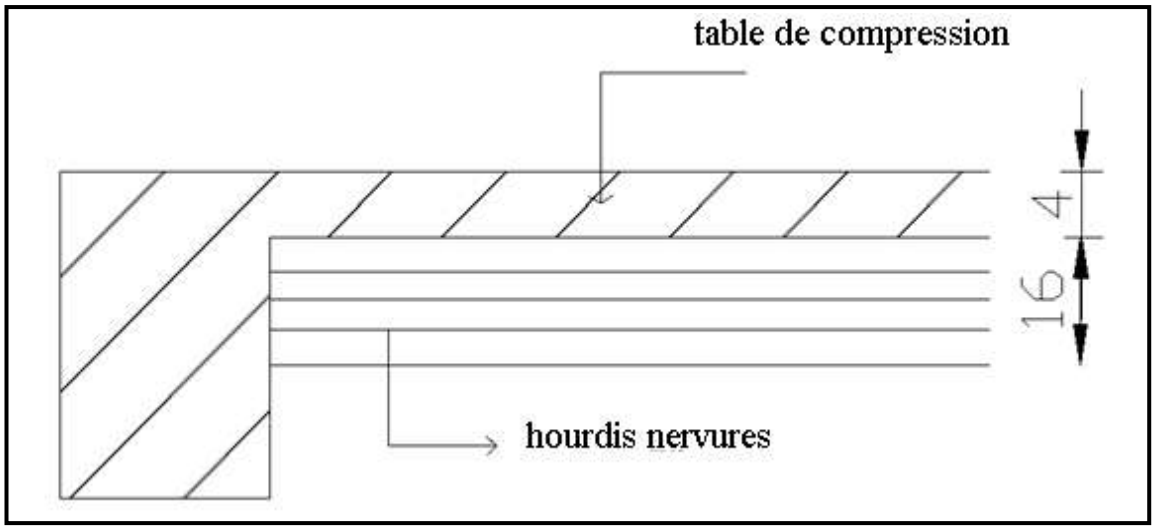


Figure II.1 plancher a corps creux

b .plancher en dalle pleine :

On a des dalles pleines dans les balcons et les irréguliers qui exigent de nom d'opter pour une dalle pleine de décoration telle que le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

1) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 appuis : [CBA 93]

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

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Lx=6,59m $\Longrightarrow$ 659/35 ≤ ep ≤ 659/30 $\Longrightarrow$ 18,83 ≤ ep ≤ 21,97

Alors on prend l'épaisseur de la dalle pleine ep = 20cm

2)**Sécurité contre l'incendie :**

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

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

3) **condition d'isolation acoustique :** ep =15 cm.

- Critère de résistance $\mathbf{500/50 \leq ep \leq 500/40 \Rightarrow 10.00 \leq ep \leq 12.50}$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

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

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. [1]

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

II.3. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation :

II.3.1 plancher terrasse (inaccessible):

A. Charge permanentes :

Tableau II.1 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux

N	*Composant*	*Epaisseur*	*poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total				**G=6.5**

B. **charges d'exploitations :** terrasse inaccessible **Q=1KN/m²**

II.3.2 plancher étage courant:

A. Charge permanentes :

Tableau II.2 charges permanentes du plancher étage courant corps creux

N	*Composant*	*Epaisseur*	*poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.04+0.16	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Les murs simples	0.1	-	1.62
Total				**G=6.00**

B. Charge d'exploitation :

Etage courant a usage habitation : Q=1.5 KN/m²

Le RDC a usage commercial Q=4KN/m²

II.3.3 plancher sous sol:

A. Charge permanentes :

Tableau II.3 charges permanentes du plancher sous sol corps creux

N	*Composant*	*Epaisseur*	*poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher dalle pleine	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Les murs simples	0.1	-	1.62
Total				**G=6**

A. Charge d'exploitation :

Q sous sol=2.5KN/m²

II.3.4 Maçonnerie :

a.1/Murs extérieurs (double cloison):

Tableau II.4 charge permanant des murs extérieurs

N	*Composant*	*Epaisseur*	*poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				**G=2.52**

a.2/Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.5 charge permanent des murs intérieurs

N	*Composant*	*Epaisseur*	*poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				**G=1.62**

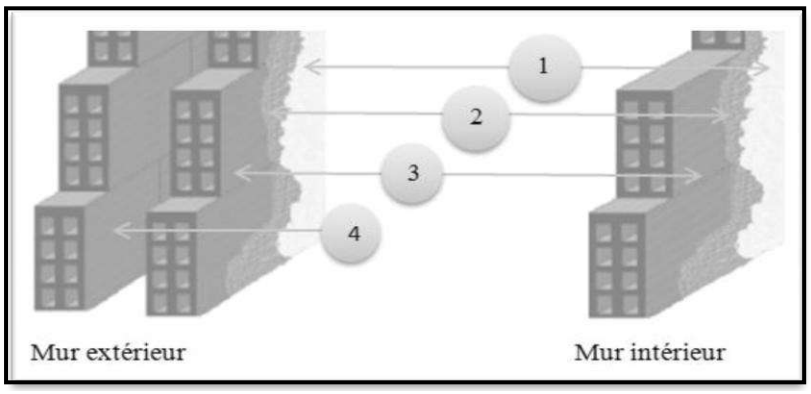


Figure II.2 Mur en maçonnerie

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

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

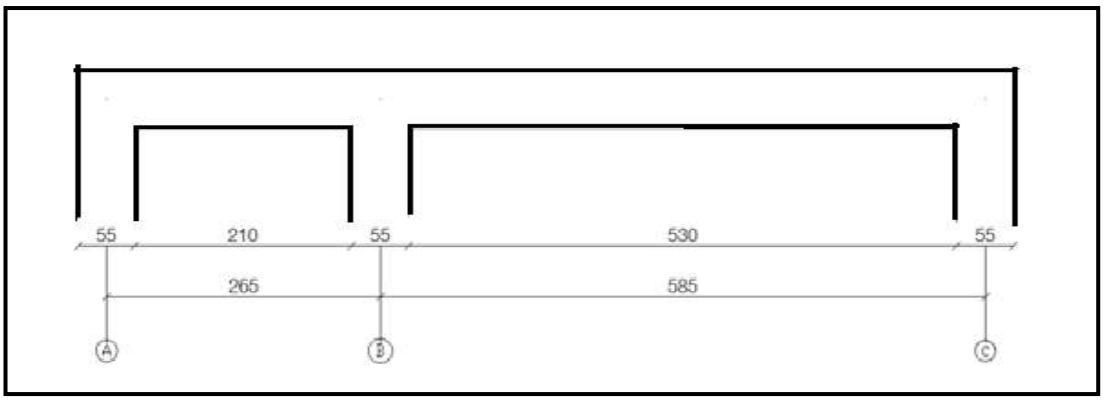


Figure II.3 Dimensionnement de la poutre

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

1) Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **CBA93 »** et vérifier selon « **RPA 99 version 2003** » **[2]**
2) Vérification de la flèche pour la section choisie.

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

*II.2.*1) Selon les règles CBA 93

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{.....(1)}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

*II.*2.2) selon le RPA 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

- Le rapport hauteur largeur doit être :

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Pré dimensionnement des poutres porteuses

Poutre principale 1 :

L=5.30m

● ***selon le CBA 93*** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longrightarrow 35.33 \leq h \leq 53$ on prend h=45 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Longrightarrow 13.5 \leq b \leq 31$ on prend b=30cm

● ***selon le RPA 99*** :

h = 45cm ≥ 30cm ……..vérifié

b=30cm ≥ 20 cm ……...vérifié

$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$ …….vérifié

● **condition de rigidité** :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$\left(\frac{45}{530}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \Longrightarrow 0.0849 > 0.0625$ ……. cv

Pour les poutres principales 1 : b=30cm et h=45cm ⇨**(b×h)=(30×45)**

Poutre principale 2 axe A et B

L=6.04m

● **selon le CBA 93** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longrightarrow 40.26 \leq h \leq 60.4$ on prend h=50cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Longrightarrow 15 \leq b \leq 35$ on prend b=30cm

h = 50cm ≥ 30cm ……..vérifié

b=30cm ≥ 20 cm ……...vérifié

$\frac{h}{b} = 1.67 \leq 4$ …….vérifié

● **condition de rigidité** :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$\left(\frac{50}{604}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \Longrightarrow$ 0.0828>0.0625 cv

Pour les poutres principales2 : b=30 cm et h=50cm ⇨ **(b×h)=(30×50)**

Pré dimensionnement des poutres non porteuses

L=4.20m

● **selon le CBA 93** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longrightarrow 28 \leq h \leq 42$ on prend h=35 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Longrightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$ on adopte b=30cm

● **selon le RPA 99** :

h = 35cm ≥ 30cm ……..vérifié

b=30cm ≥ 20 cm ……...vérifié

$\frac{h}{b} = 1.17 \leq 4$ ……vérifié

● **condition de rigidité** :

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$\left(\frac{35}{420}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \Longrightarrow$ 0.0833>0.0625 cv

pour les poutres secondaires b=20cm et h=35cm ⇨ **(b×h)=(30×35)**

Vérification de la flèche

Tableau II.6 vérification de la fleche

	éléments	**Poids de charge repartie**	**poids de charge concentré**	**Lmax (m)**	**I(m^4)**	**E**	**Fg (cm)**	**Fq (cm)**	**F tôt (cm)**	**F $_{adm}$ (cm)**	
p p	Plancher+pp	7 9 ,5 0 5	3 ,7 5	5.85	0.0012	3 2 1 6 4 2	1 ,2 7	0	1 ,2 7	1 ,4 6	O K
PS	Plancher+pp	1 1 ,3 5 2 5	0	4.74	0.0022	3 2 1 6 4 2	1.25	0	1.25	1.5	ok

II.3. Pré dimensionnement des 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 pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.3.1 Etapes de pré dimensionnement :

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

1. choix du poteau le plus sollicité :

le poteau le plus sollicité est (C-5).

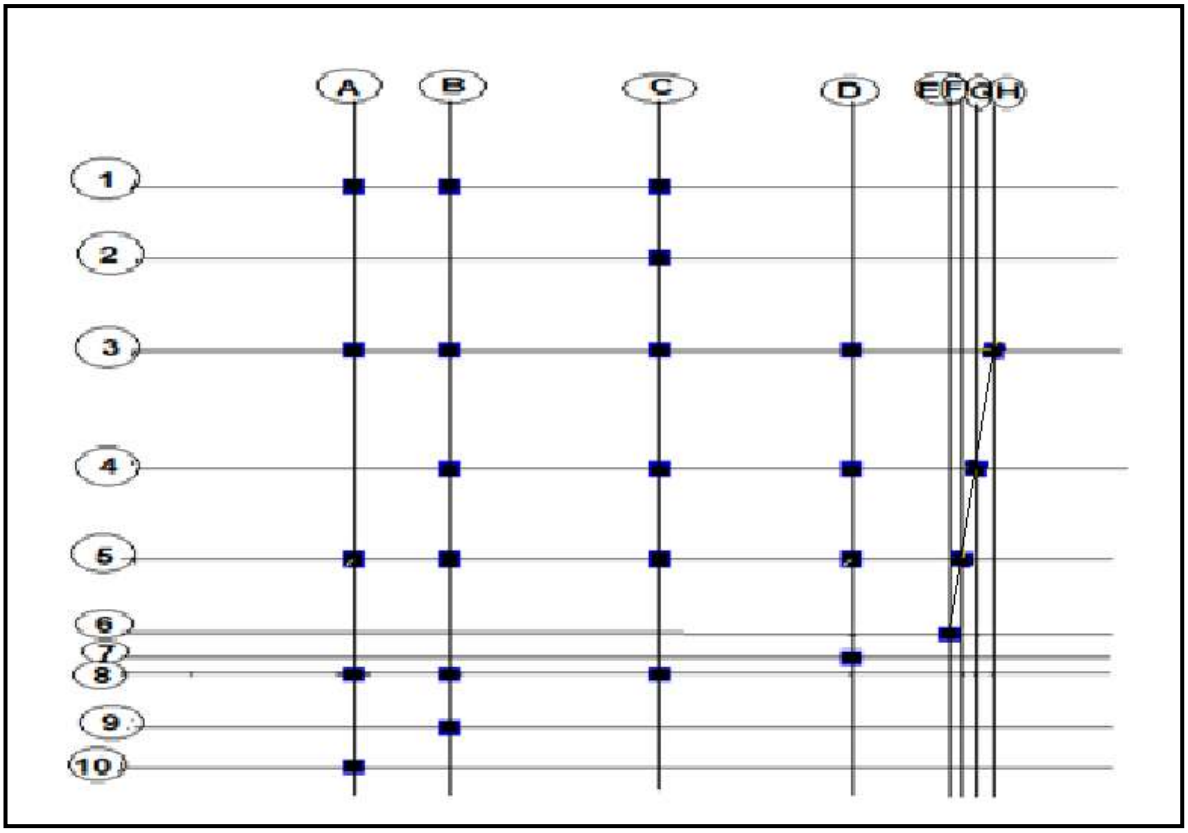


Figure II.4 Le poteau le plus sollicité

2.les dimensions des poteaux :

Tableau II.7 pré dimensionnement des poteaux (corps creux)

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	Sous sol
Dimension du poteau	a(cm)	45	45	45	50	50	55	55
	b (cm)	45	45	45	50	50	55	55

3. Calcul de la surface reprise par le poteau :

- ✓ Surface du plancher revenant au poteau:

$S_p=(5.6-0.30)x(4.13-0.30) \Rightarrow \mathbf{S_p=20.30\ m^2}$

- ✓ Surface totale:

$S_t=5.6x4.13 \Rightarrow \mathbf{St=23.128m^2}$

4. Détermination des charges permanentes et d'exploitation :

A/ les charges permanentes :

Etage 5ème: pour la terrasse G=6.5KN/m² et Q=1KN/m²

Tableau II.8 charge permanent de 5ème étage

Niveau 5(5ème étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	G terrasse × Sp=6.5×20.30	131.95
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
Poteau	0.45×0.45×25×3.23	16.352
G=G plancher +G poutre +G poteau		**176.244**

Etage 4ème: pour les étages courants G=6KN/m² et Q=1.5KN/m²

Tableau II.9 charge permanent de 4ème étage

Niveau 4(4ème étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	G étage courant × Sp =6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
Poteau	0.45×0.45×25×3.23	16.352
G=G plancher +G poutre +G poteau		**166.094**

Etage 3ème:

Tableau II.10 charge permanent de 3ème étage

Niveau 3(3ème étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
poteau	0.45×0.45×25×3.23	16.352
G=G plancher +G poutre +G poteau		**166.094**

Etage 2ème:

Tableau II.11 charge permanent de 2ème étage

Niveau 2(2ème étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
poteau	0.5×0.5×25×3.23	20.188
G=G plancher +G poutre +G poteau		**169.93**

Etage 1ère :

Tableau II.12 charge permanent de 1ème étage

Niveau 1(1ère étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
poteau	0.5×0.5×25×3.23	20.25
G=G plancher +G poutre +G poteau		**169.93**

Etage RDC: G_{etage}=6KN/m² et S_p=20,30 m²

Tableau II.13 charge permanent de RDC

Niveau RDC(RDC)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
poteau	0.55×0.55×25×3.23	24.427
G=G plancher +G poutre +G poteau		**174.169**

Etage Sous sol:

Tableau II.14 charge permanent de Sous Sol

Niveau SS(SS étage)	Charges permanentes (KN/m²)	
Plancher terrasse	6×20.30	121.8
Poutre principale	0.3×0.45×25×5.3	17.888
Poutre secondaire	0.3×0.35×25×3.83	10.054
poteau	0.55×0.55×25×2.72	20.57
G=G plancher +G poutre +G poteau		**170.312**

a)Descente de charge :On calcul les charges permanentes et charges d'exploitations reprise par un poteau intermédiaire le plus sollicité a chaque niveau avec un tableau , ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie .

Tableau II.16 détermination des charges permanentes

Niveau	h (m)	$G_{plancher}$ KN	$G_{poutre\ p}$ KN	$G_{poutre\ s}$ KN	G_{poteau} KN	G_{niveau} KN	$G_{cumules}$ KN
5eme étage	3,23	131,95	17,888	10,054	16,352	176,244	176,244
4eme étage	3,23	121,8	17,888	10,054	16,352	166,094	342,338
3emeétage	3,23	121,8	17,888	10,054	16,352	166,094	508,432
2eme étage	3,23	121,8	17,888	10,054	20,188	169,93	678,362
1er étage	3,23	121,8	17,888	10,054	20,188	169,93	848,292
RDC	3,23	121,8	17,888	10,054	24,427	174,169	1022,461
SS	2,72	121,8	17,888	10,054	20.57	170,312	1192,773

B/les charges d'exploitations :

pour la terrasse $Q=Q_{terrasse} \times St$

Pour les étages courants $Q=Q_{étage\ courant} \times St$

Tableau II.17 charges d'exploitations

N	Charges d'exploitations	
5	1×23.128	Q0=23.128
4	1.5×23.128	Q1=34.692
3	1.5×23.128	Q2=34.692
2	1.5×23.128	Q3=34.692
1	1.5×23.128	Q4=34.692
RDC	4×23.128	Q5=92.512
Sous sol	2.5 ×23.128	Q6=57.82

b)La loi de dégression :(DTR BC2.2article 6.3)

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par " ***BAEL 91 modifié 99*** " **[1]** Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs**.**

Plancher terrasse : Q0=23.128KN/m²

Plancher 4eme étage :Q0+Q1=57.82KN/m²

Plancher 3eme étage : Q0+0.95(Q1+Q2)=89.043KN/m²

Plancher 2eme étage : Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)=116.796KN/m²

Plancher 1ere étage : Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)=141.081KN/m²

Plancher RDC : Q0+0.80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=208.152KN/m²

Plancher Sous sol : Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4++Q5+Q6)=239.953KN/m²

Tableau II.18 charges d'exploitations de la loi de degression

Etage	5	4	3	2	1	RDC	SS
Q en KN	23,128	57,820	89,043	116,796	141,081	208.152	239.953

5. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :
0.7L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

L0 : dans les autres cas.
Dans notre projet on a :
- **L_0 = 3.23m** : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants.
- **L_0 = 3.23 m** : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec RDC.
- **L_0 = 2.72 m** : est comptée entre face supérieure du RDC avec le sous-sol.

$\Rightarrow$ Pour les étages courants, le RDC et sous-sol on a **L =0.7L0**

6. calcul les efforts normaux ultime de résistants et vérification :

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées
Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :
Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}$$

Avec:

A: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \dfrac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; Br = (b-2cm)*(h-2cm).
α : coefficient

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

$\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ et L_f=0.7 L_0

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire). Où :i : Rayon de giration

λ: L'élancement géométrique ;

Lf : Longueur de flambement avec Lf = 0.7 L_0

- ✓ **Effort normal de résistance :** $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N}}_{\mathbf{u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$

Tableau II.19 calcul de l'effort normal N_u

	Dimension	B_r (mm^2)	L_0	λ	α	A_S (mm^2)	N_u KN
5^{eme} étage	450	184900	3,23	17,41	0,810	202,5	2830,552
4^{eme} étage	450	184900	3,23	17,41	0,810	202,5	2830,552
3^{eme}étage	450	184900	3,23	17,41	0,810	202,5	2830,552
2^{eme} étage	500	230400	3,23	15,67	0,817	250	3556,91
1^{er} étage	500	230400	3,23	15,67	0,817	250	3556,91
RDC	550	280900	3,23	14,24	0,823	302,5	4367,71
SS	550	280900	2,9	12,79	0,828	302,5	4394,25

- ✓ calcul de N ultime admissible : et on vérifier avec 1.1Nu

Tableau II.20 vérification Nu admissible avec 1.1 Nu

	G en KN	G cum en KN	Q en KN	Q cum en KN	N_{ultime} admissible en KN	N_u KN	$1.1N_{ultime}$ KN	$1.1N_{ultime} \leq N_{u\ admissible}$
5	176,244	176,244	23,128	23,128	2830,552	272,621	299,883	vérifiée
4	166,094	342,338	57,820	80,948	2830,552	583,578	641,935	vérifiée
3	166,094	508,432	89,043	169,991	2830,552	941,369	1035,505	vérifiée
2	169,93	678,362	116,796	286,787	3556,91	1345,969	1480,565	vérifiée
1	169,93	848,292	141,081	427,868	3556,91	1786,996	1965,695	vérifiée
RDC	174,169	1022,461	208.152	636.020	4367,71	2334,352	2567,787	vérifiée
SS	171,673	1194,134	239.953	875.973	4394,25	2926,04	3218,644	vérifiée

Conclusion :

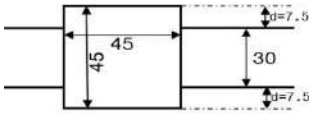
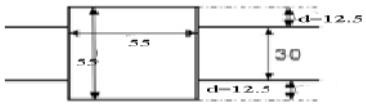
Toutes les conditions de RPA99+modificatifs et compléments aux RPA99 sont vérifiées**.**

II.3.2 vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003 :

Il nous reste à vérifier :
b max ≤ 1.5h+b1

d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II.21 vérification aux zones nodales

		b_{max} cm	h_1 cm	b_1 cm	$b_{max} \leq$ 1,5 h_1+b_1	d cm	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
5		30	45	45	vérifiée	7,50	22,50	vérifiée
SS		30	55	55	vérifiée	12,50	27,50	vérifiée

II.2. Pré dimensionnement des voiles :

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

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant a la condition : L≥ 4a.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄ l'épaisseur minimale est de 15 cm

L'épaisseur doit être déterminer en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités :

a ≥ Max (he/25 ; he/22 ; he/20 ; 15 cm).

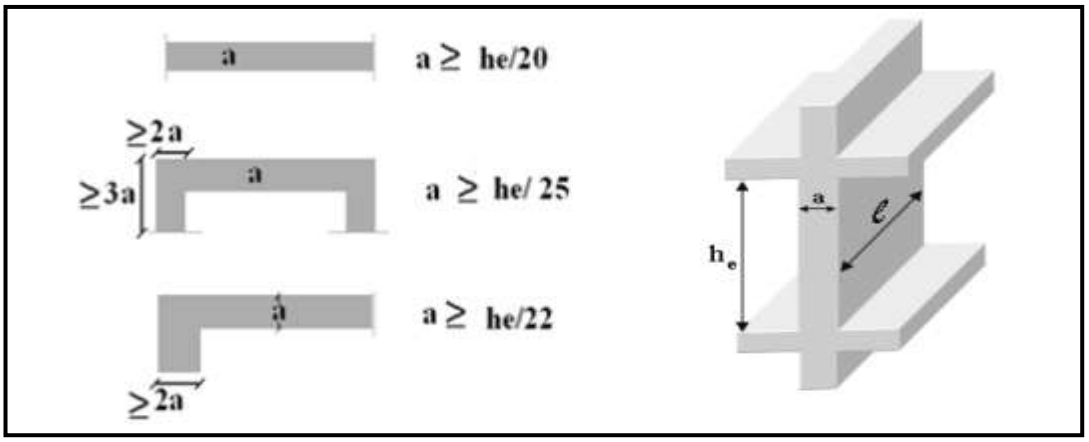


Figure .II. 5 .Dimension du voile

I. L'acrotère :

I.1introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort **N** dû à son poids propre **G** et à un effort latéral dû à la main courante **(Q = 1 KN/ml)** engendrant un moment de renversement **Mr** dans la section d'encastrement.

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.
La fissuration est considérée comme préjudiciable.

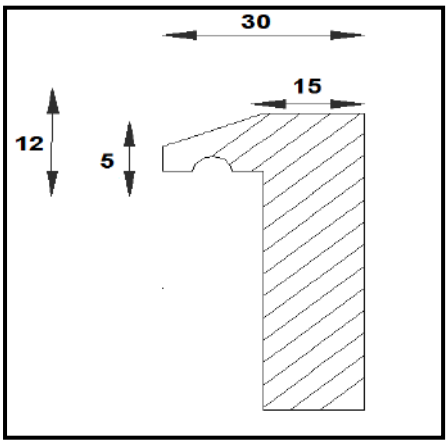


Figure III.1 coupe vertical de l'acrotère

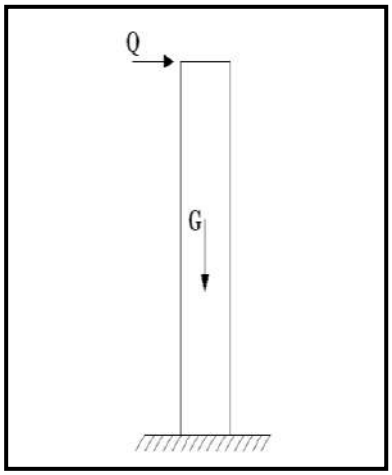


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

I. 2 Calcul des sollicitations :

a) Charges et surcharges :

Charge permanente : (poids propre)

- Poids propre de l'acrotère

$$S = \left[(0{,}6x0{,}15) + (0{,}05x0{,}15) + \frac{(0{,}07x0{,}15)}{2} \right] = 0{,}1028cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère:

$G = \rho_b xS = 25x0{,}1028 = 2.57kN/ml$.

- Revêtement : 2(18×0.02×0.6) = 0.432kN/ml.

G = 3.002 KN/ml

Charge d'exploitation **: Q = 1,00 KN/m**

b) Calcul des efforts :

A. l'E.L.U:

- Effort normal : **Nu** = 1,35 x 2.786= **4.0527 KN.**
- Moment d'encastrement : **Mu** =1,5xQxh =1.5 x1x0.6=**0.9 KN.m**
- Effort tranchant : **Tu** = 1,5xQ = **1,5 KN**.

B. l'E.L.S:

- Effort normal : **Ns** = G = **3.002KN**.
- Moment d'encastrement : **Ms** = Q x h = 0.6 **KN.m**
- Effort tranchant : **Ts** = Q = **1 KN.m**

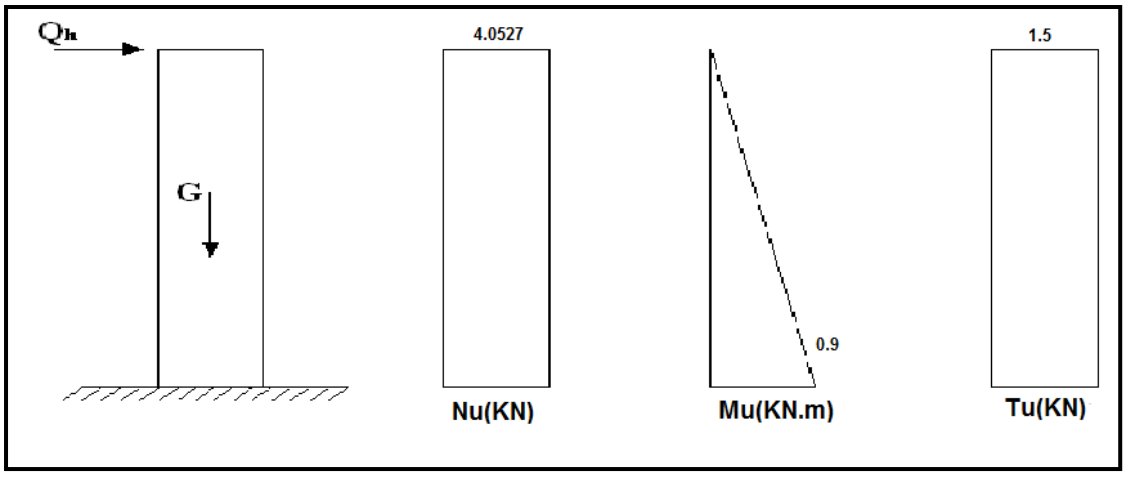


Figure III.3 Diagrammes des efforts a L'ELU

I.3 Calcul du ferraillage:

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

A/ à l'E.L.U:

Tableau III.1 Les données

fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	Fe (MPa)	σb(MPa)	σs(MPa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	c =c'(cm)
25	2,1	400	14,2	348	100	10	7,5	2,5

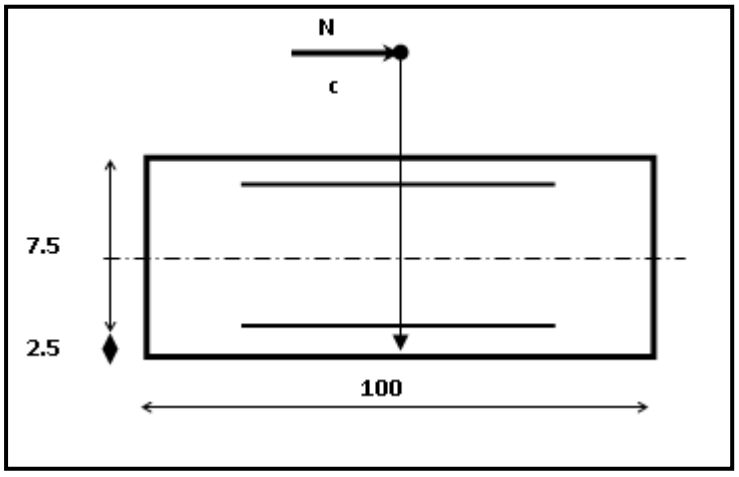


Figure III.4 Section de BA a L'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{4.0527} \Rightarrow ,e_0 = 22,21cm$$

Où l'enrobage est: c= c1 = 2,5 cm

On a e_0=22.21cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

➢ Calcul du moment de flexion :

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

$e = e_0 + (h/2-c)=22.21+(10/2-2.5) = 24.71\ cm$

$e=24.71cm$

$M1 = N \times e = 4.0527 \times (0.2221+0.10/2-0.025) = 1\ kN.m$

$M1 = 1\ kN.m$

➢ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{1\times10^6}{1000\times75^2\times14.2} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392$$

$\Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = \frac{1\times10^2}{0.994\times75\times348} \Rightarrow A_1 = 0{,}39\ cm^2$$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.27\ cm^2$ Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.27\ cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

➢ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.39\,cm^2$$

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

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

- **Armatures de répartition:**

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

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

Espacement:

$$S_t = 20\,\text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\,\text{cm}\,;\,33\,\text{cm}\right] = 30\,\text{cm}$$

$$S_{tr} = 15\,\text{cm} \le S_{\min r} = \min\left[4h = 40\,\text{cm}\,;\,45\,\text{cm}\right] = 40\,\text{cm}\,.$$

B/ Vérification à l'E.L.S :

Données: Nser = 3.002 kN ; Mser = 0.6 kN.m.

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0,6}{3.002} \Rightarrow$,e_0 = 20cm

On a e0=20cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

donc la section partiellement comprimée

Egalement, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où Bo = b.h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ **Bo =1034.65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'\,c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I=8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.**

Donc :

e_0= 20cm ≥ $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$Alors, on a :

une section partiellement comprimée

C = h/2 – e = -15 cm < 0

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

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

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

On va calculer **y2** à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$**……."*"** tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -628.222 cm²**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 5697.51 cm².**

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -42{,}69.10^7$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}94008 \Rightarrow \varphi = 160{,}065°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 28{,}94$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -28{,}74cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 17.27$$

$$y_3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 11{,}47cm$$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_2^{'}$ = 17,27 cm

$y_2^{''}$ = 11,47 cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2^{'''}$ = -28,74 cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : **0 < y_1** = 17.27 + (-15) = **2.27 cm** < **h** = 10 cm

Donc on prend : **y_2 = 17,27 cm.**

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

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'_s (y_1 - c') - A_s (d - y_1)] \Rightarrow$ **S_{xx}=76.43 cm^3**

S_{xx}=76.43 x 10^3 mm^3

D'où alors : k = 3002/76.43 x 10^3 $\Rightarrow$ **k=39,27x 10^{-3} N/mm^3**

Donc : σ_b = ky_1=(39.78 x 10^{-3}) x 22.7 $\Rightarrow$ **σ_b = 0.891 MPa**

Et: σ_s =15 k (d-y_1)=15x39.27x 10^{-3}(75 - 22.7) $\Rightarrow$ **σ_s = 30.81 MPa**

Donc, on obtient :

σ_b = 0.891 MPa ≤ $\overline{\sigma}_b$= 0,6 f_{c28} = 15 MPa **(cv).**

σ_s=30.81MPa

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ **……(cv)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

I.4 vérification :

➢ Vérification de l'effort tranchant :

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

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

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

➢ Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

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

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa

(la fissuration est préjudiciable**)**

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

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

➢ Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule:

Fp = **4.A.Cp.Wp**. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération;

A=0.15 (Groupe usage 2 , La zone IIa)

Cp: facteur de force horizontal;
Cp = 0.3 (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)
Wp: poids propre de l'élément

Wp= 2.89 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.2 x 0.3 x 2.89 □ F_p = 0.6938 kN < Q = 1.5kN…… (C.V)

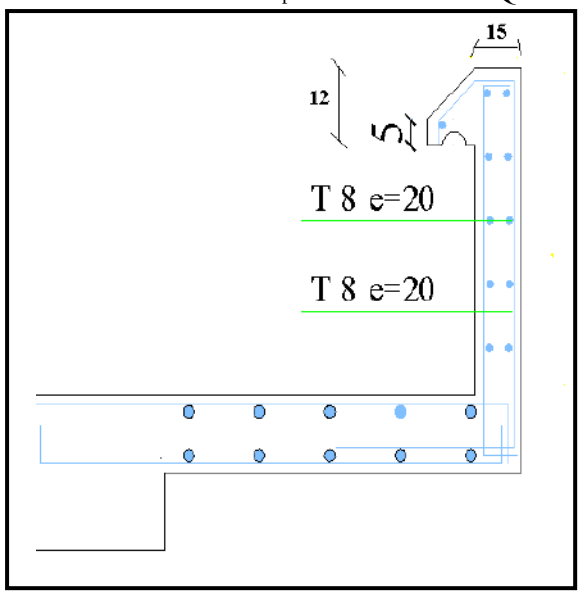


Figure III.5 Ferraillage de l'acrotère

II. calcul des escaliers :

II. 1 Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par le biais des escaliers ou par d'ascenseur .dans notre structure ,la circulation se fait escalier .on a un seul type d'escalier
-Escalier droit

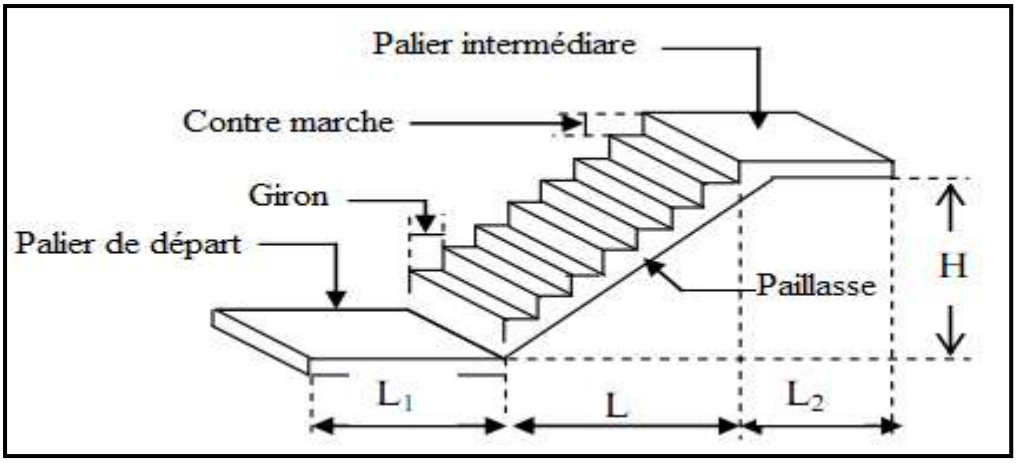


Figure III.6 Présentation schématique d'une volée d'escalier droit

II.2 Pré dimensionnement

II.2.1 Escalier à deux paliers de repos

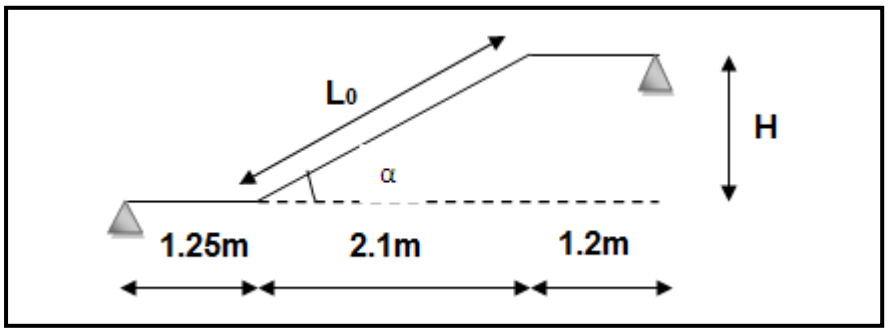


Figure III.7 schéma statique de l'escalier

a.1. Caractéristiques

H = **136 cm**
Nombre des marches n =**8**
Contre marche h = H / n = 136 / 8 = **17 cm**
Largeur de la marche g = L / (n-1) = 210/7 = **30 cm**

On prend **g=30cm**

Vérification de la loi de BLONDEL

59 cm ≤ g+2h ≤ 66 cm

Pour notre cas : 59 ≤ 30+2×(17) ≤ 66

59 cm ≤ 64 ≤ 66 cm …..…….. condition vérifié

Détermination de l'épaisseur

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0{,}647$ $\alpha = 32{,}92°$ (angle d'inclinaison)

$L0 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(2.1)^2 + (1{,}36)^2} = 2{,}5m$

L tot = 1.25+2.5+1.2 = 4.95 m

Dans le cas d'une dalle, reposant sur deux côtés, on a :

$\frac{\text{L tot}}{35} \le e \le \frac{\text{L tot}}{30}$ $\frac{495}{35} \le e \le \frac{495}{30}$

14.14 ≤ e ≤ 16.5 on prend **e=15cm**

a.2. Détermination des charges et des surcharges

Charges

-Paillasse : $25\times\frac{0.15}{0.84}$ =4.46 KN/m²

-marche : $25\times\frac{0.17}{2}$ =2.13 KN/m²

-revêtement : 0.84 KN/m²

G=7.43KN/m²

Surcharges

Q=2.5KN/m²

A L'ELU :P=1.35G+1.5Q=1.35×7.43+1.5×2.5=13.78KN/m²

L'étude se fera pour une largeur b=1m

P=13.78KN/ml pour la paillasse

Pour le palier : Dalle : 25×0.15=3.75 KN/m

revêtement : 0.84KN/m

G=4.59 KN/ml

A L'ELU

P=1.35G+1.5Q=1.35×4.59+1.5×2.5=**9.95 KN/ml** pour le palier

L'ELS **Pser=9.93 KN Pour la paillasse**

Pser=7.09 KN Pour la paillasse

Tableau III.2 Combinaison des charges et surcharges

	G	Q	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)
Palier	**4.59**	**2.5**	**9.95**	**7.09**
paillasse	**7.43**	**2.5**	**13.78**	**9.93**

a.3. Calcul à l'état limite ultime

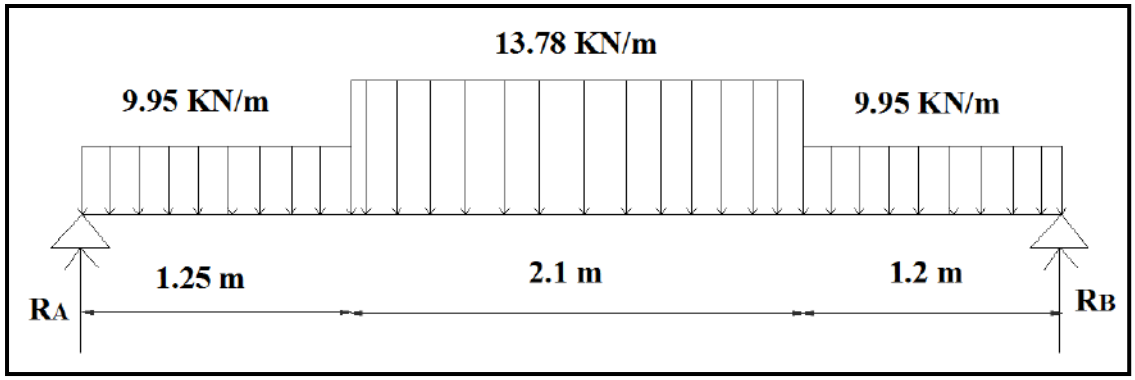


Figure III.8 Combinaison des charges et surcharges à L'ELU

a.3.1. Calcul des moments

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment Mmax au niveau des appuis et en travée.

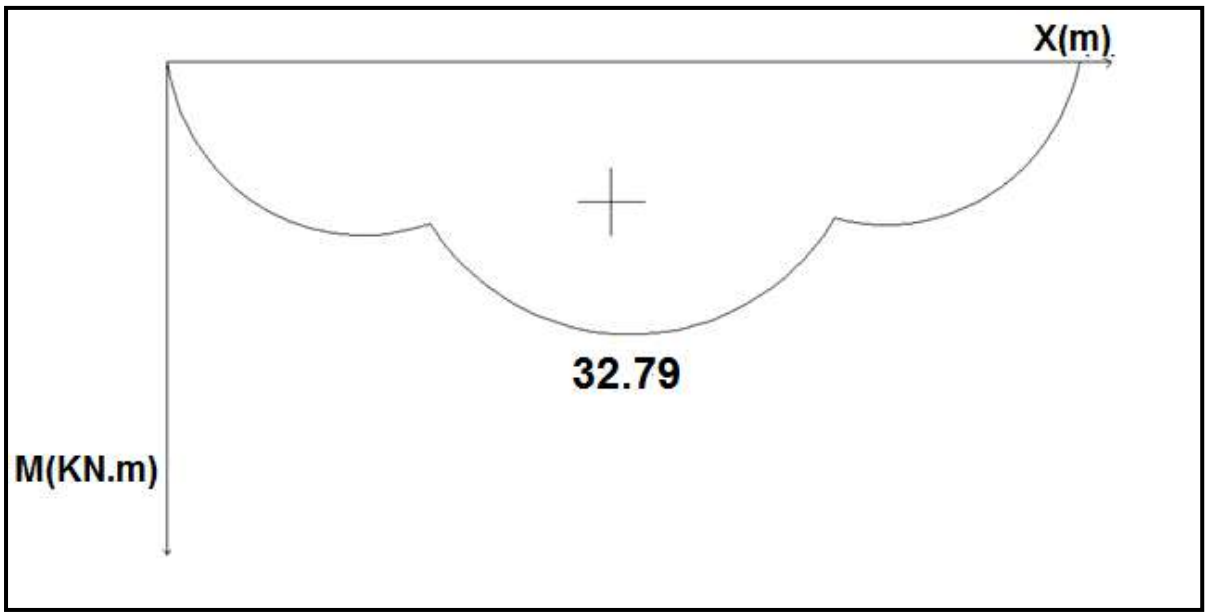
Aux appuis : Ma=0.5×Mmax

En travée : Mt=0.85×Mmax

Tableau III.3 Calcul des moments

RA (KN)	RB (KN)	Mmax (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
26.61	26.69	32.79	16.40	27.87

Diagrammes des efforts internes



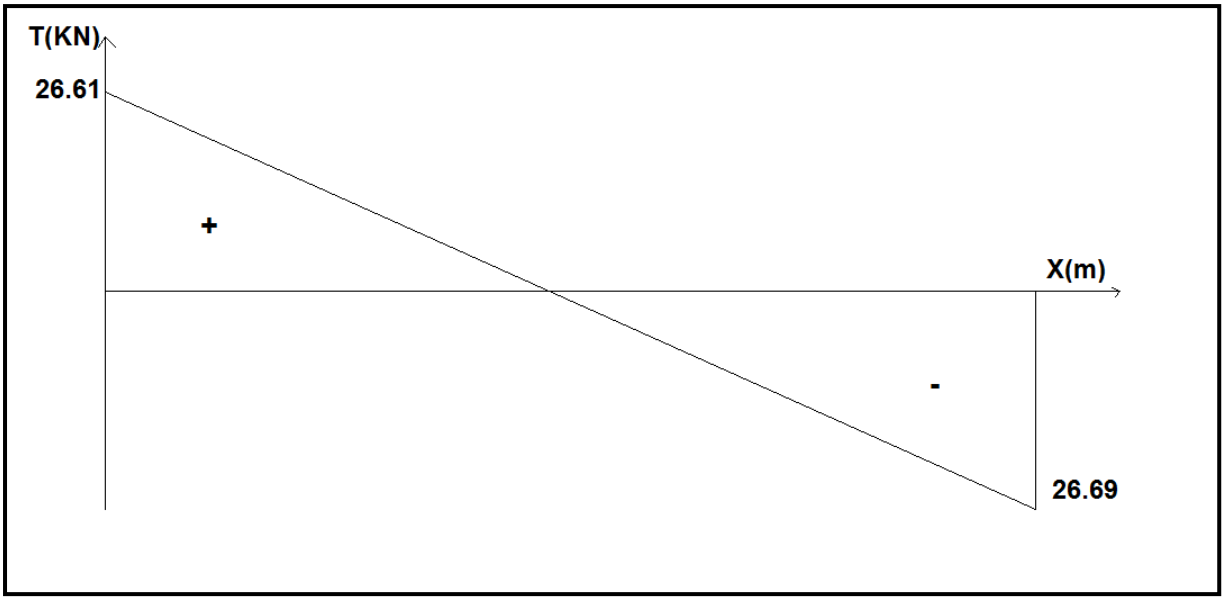


Figure III.9 Diagrammes des efforts internes a L'LEU

Calcul du ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Données

Tableau III.4 Les données

Béton			
f_{c28} = 25 MPa	f_{c28} = 2,1 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc}=14,2 MPa
h = 15 cm	b = 100 cm	d = 14,5 cm	c = 2,5 cm
Acier			
FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 248 MPa

Ferraillage

Tableau III.5 Ferraillage d'escalier

	Mu(KN.m)	**μ**	**β**	**A′**	**A (cm²)**	**Aadoptée (cm²)**
En travée	27.87	**0.094**	**0.951**	**0**	**5.80**	**4HA14=6.15**
Aux appuis	16.40	**0.054**	**0.972**	**0**	**3.34**	**4HA12=4.52**

Armature de répartition

Tableau III.6 Armatures de répartition

	Ar (cm²)	**Ar adoptée (cm²)**
En travée	$\frac{A}{4}$ =1.53	6HA8 = 3,01 cm²
Aux appuis	$\frac{A}{4}$ =1.13	6HA8 = 3,01 cm²

Vérification

Condition de non fragilité

On vérifie que : A ≥ Amin = B / 1000= $\frac{100\times15}{4}$ =1.5cm²

En travée :6.15 cm² ≥ 1,5 cm² …… condition vérifié

Aux appuis:4.52 cm² ≥ 1,5 cm² …… condition vérifié

Vérification de l'espacement

Tableau III.7 Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travée	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm
Aux appuis	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm

Calcul à l'état limite de service

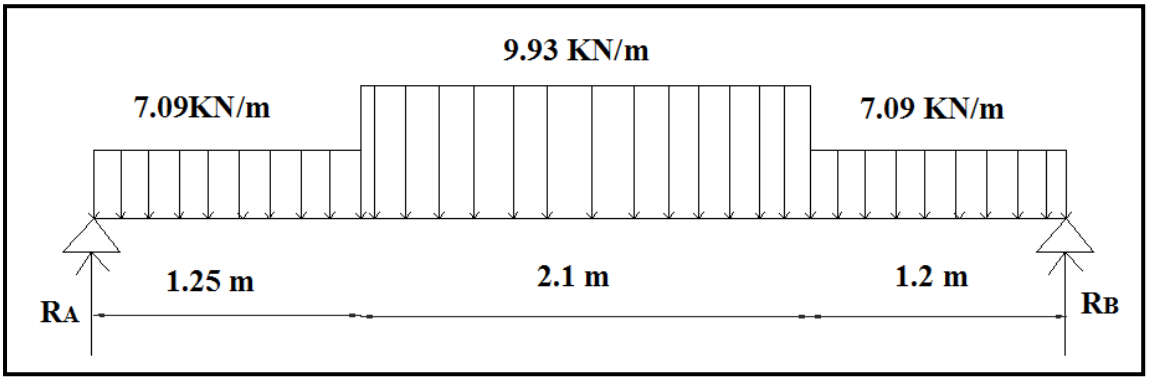


Figure III.10 Combinaison des charges et surcharges à L'ELS

Calcul des moments

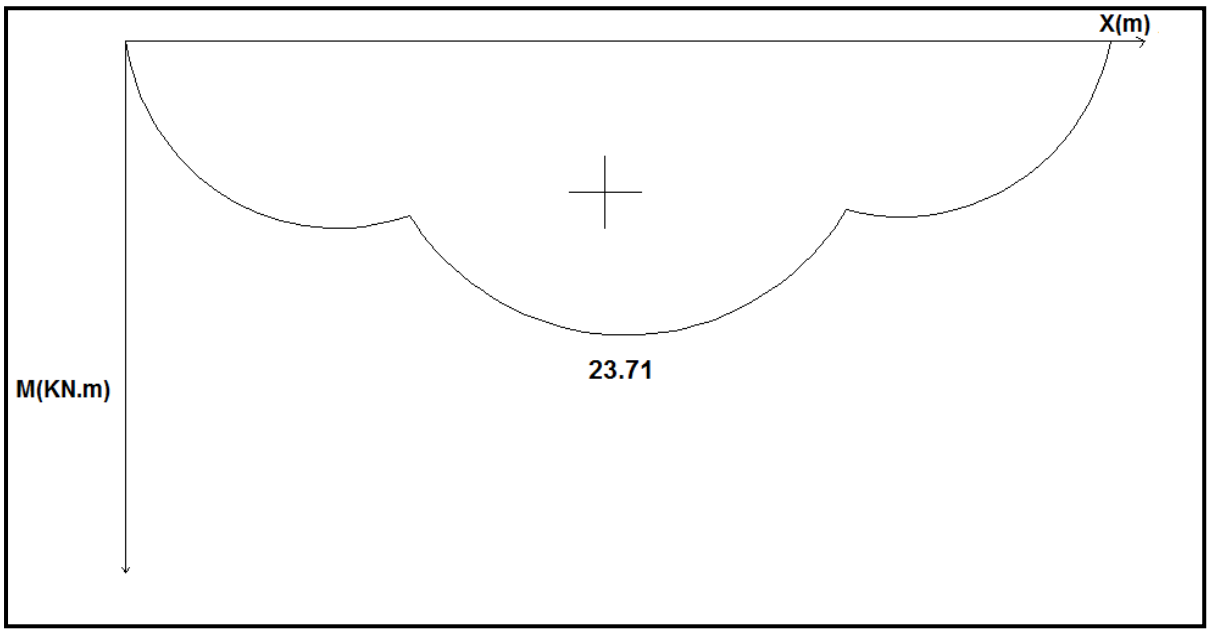
Même calcul pour les étapes a L'ELU

Aux appuis : Ma=0.5×Mmax
En travée : Mt=0.85×Mmax

Tableau III.8 Calcul des moments

RA (KN)	RB (KN)	Mmax (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
19.14	19.07	23.71	11.86	20.15

Diagrammes des efforts internes



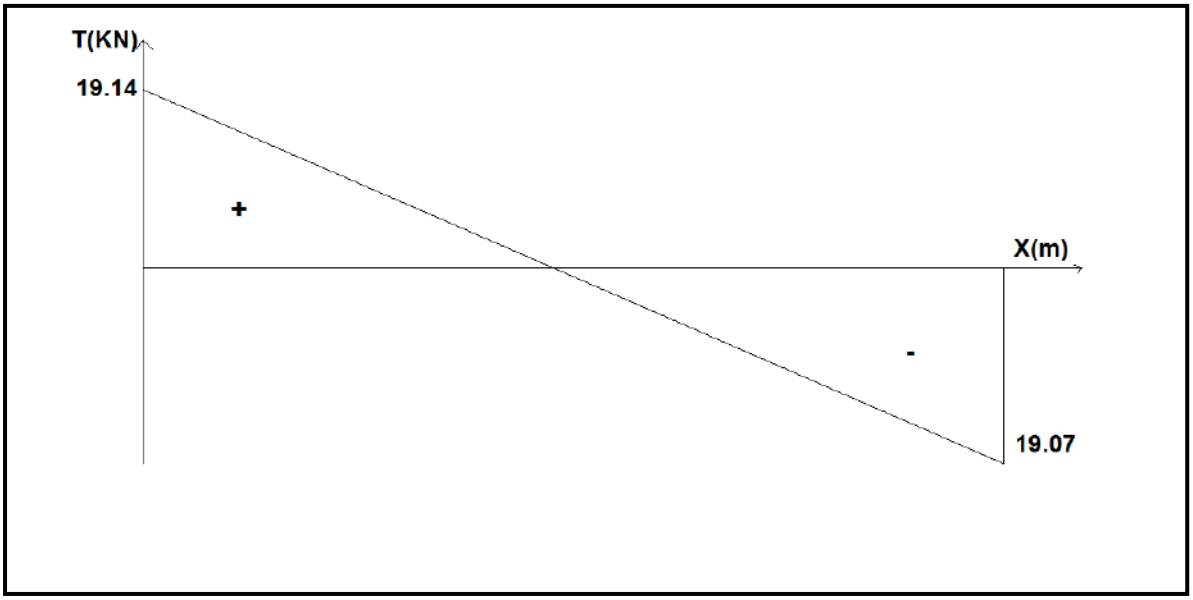


Figure III.11 Diagrammes des efforts internes a L'ELS

Vérification

Vérification de la résistance du béton à la compression

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$$

$\sigma_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15$ Mpa

Tableau III.9 Vérification de la résistance du béton à la compression

	A(cm²)	M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	I(cm4)	σb(Mpa)	σb_{adm}(Mpa)	σb ≤ σb
En travée	6.15	20.15	4.33	3644.27	2.40	15	Condition vérifiée
Aux appuis	4.52	11.86	3.8	2554.52	1.76	15	Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

On vérifie que : $\tau u \leq \tau_{u\,adm}$

$\tau_{uadm} = 3{,}33$ MPa (Fissuration peu nuisible)

$\tau u = Vu / b0.d = 0{,}127$Mpa

$\tau u = 0{,}127 \leq \tau_{uadm} = 3{,}33$ Mpa ……..condition vérifié

Vérification de la flèche

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

$M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ =30.30 KN.m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{17}{455} = 0.037 \geq \frac{27.87}{20 \times 30.30} = 0.0459 \rightarrow condition.non.vérifié$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{100 \times 14.5} = 0.0042 \leq 0.01 \rightarrow condition.non.vérifié$$

Donc on doit vérifier la flèche

Calcul de la flèche

Les règles CBA 93 (ANNEXE D) permet de calculer la flèche.

Tableau III.10 Calcul de la flèche pour l'escalier

Ms(KN/m)	*A(cm²)*	*Y(cm)*	*P(%)*	*ß1*	*σs(MPa)*	*μ*	λ_i	λ_v
20.15	6.15	8.13	0.004	0.0021	228.08	0.01	5	2
I(cm4)	*Ifi (cm4)*	*Ifv (cm4)*	*L (m)*	*fi(mm)*	*fv(mm)*	*Δf(mm)*	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
21311.20	15648.19	27815.74	4.45	11.97	20.17	8.20	9	Condition vérifiée

II.3 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'2épaisseur du palier.

-on a une poutre brisé.

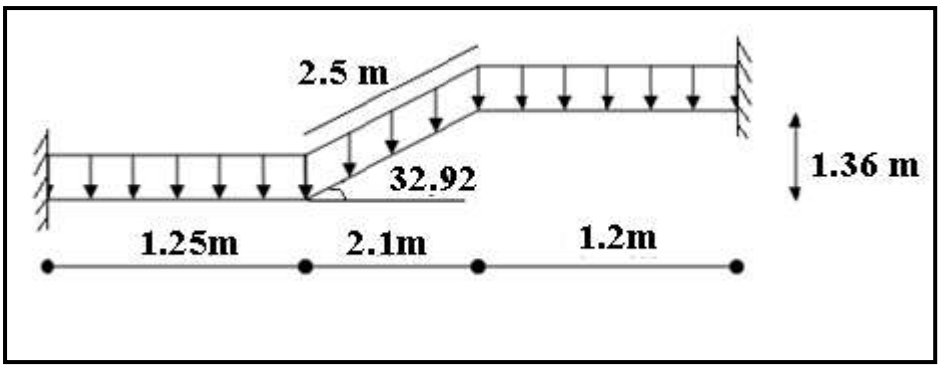


Figure III.12 Schémas de la poutre paliére

1/Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =4.55m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 30.33cm \leq h \leq 45.5cm$ on prend h=35 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm^2

2/Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

b = 30cm ≥ 20cm (Condition vérifiée)

h = 35cm ≥ 30cm (Condition vérifiée)

h/b = 1.16 < 4 (Condition vérifiée)

3/Charges et surcharges :

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

- **E.L.U:** $R = 22.27 KN/ml$
- **E.L.S :** $R = 18.56 KN/ml$

Les charges revenants à la poutre palière :

Poids propre de la poutre: 2.625 KN/ml.

Poids du ½ volet : 10.20 KN/ml

Poids du double cloison : 7.20 KN/ml

$\rightarrow$ G = 20.03 KN/ml

Donc : $P_u = 1.35x20.03+ 22.27 = 49.32$ KN/ml

$P_{ser} = 20.03+ 18.56 = 38.60$ KN/ml

4/ Calcul des efforts:

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

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

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

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

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

$$R_A = R_B = \frac{49.32 * 3.64}{2} = 89.76KN$$

$$M_t = \frac{49.32 \times (3.64)^2}{24} = 27.22\ KNm$$

$$M_a = \frac{49.32 \times (3.64)^2}{12} = 54.46KNm$$

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

$$R_A = R_B = \frac{38.60 \times 3.64}{2} = 70.25KN$$

$$M_a = \frac{38.60 \times (3.64)^2}{12} = 42.61KNm$$

$$M_t = \frac{38.60 \times (3.64)^2}{24} = 21.30KNm$$

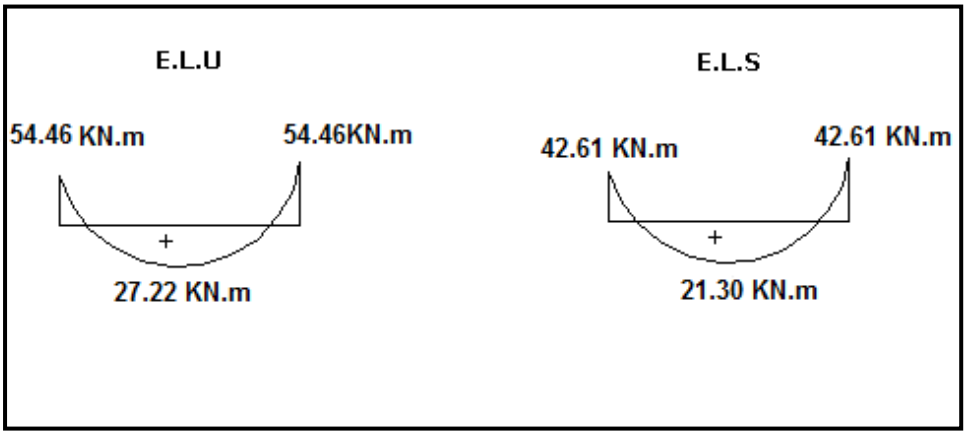


Figure III.13 Schémas de la poutre paliére

5/Calcul du ferraillage :

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 30cm ; h = 35 cm ; d = 33 cm ; e= 2cm^$*

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.11 Calcul du ferraillage de la poutre paliére

	M_u (KNm)	M	A	β	A (cm²)	A' (cm²)
En travée	27.22	0.058	0.0747	0.970	2.44	0
En appuis	54.46	0.118	0.1574	0.937	5.06	0

- **Condition de non fragilité: [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3 T 14 = 4.62 cm²

en appuis A = 4 T 14 = 6.15 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{89.76\times10^3}{300\times330} = 0.90\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}\ldots..$$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = 1.259\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,; 0.9d\right] = \text{Min}\left[26\,\text{cm}\,; 29.7\,\text{cm}\right] = 26\,\text{cm}$$

$$V_u = 89.76\,\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times260 = 520\,\text{KN} \qquad (\text{C.V})$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times89.76\times10^3}{300\times260} = 2.30 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 4.62\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times124.67\times10^3}{400} = 3.58\,\text{cm}^2 \qquad \text{(C. V)}$$

- **Armatures transversales:**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 14\,\text{mm}; \frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1\,\text{cm}$$

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

Donc on adoptera: $A_t = 2\ T\ 8 = 1\ cm^2$

- **Vérification du R.P.A 99:**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

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

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

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

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

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

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

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4\ T\ 8 = 2\ cm^2$.

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$1\text{-}\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \qquad \textbf{[1]}$$

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(1.259 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.002$ (C. V)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \frac{1.15(1.259 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.002$ (C.V)

III. Plancher à corps creux

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur **16cm** avec une dalle de compression de **4cm**.
Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur de 20 cm. Il est de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage

d'armatures coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).Ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

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.

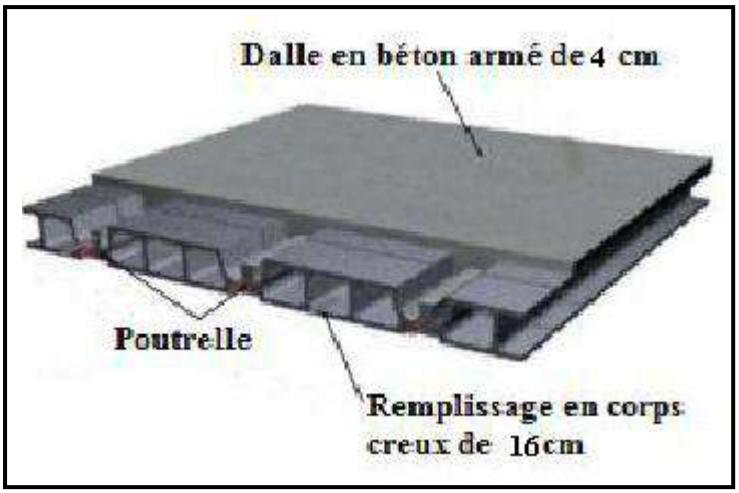


Figure III.14 Plancher à corps creux (16+4)

III.1 La dalle de compression [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treilles soudés donc 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 :

20 cm **[2]**

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

33 cm **[2]**

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

$$A_t \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{fe}$$

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 sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_t \geq 0.476\ cm^2/m.l$$

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

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.238\ cm^2/m.l$$ **[2]**

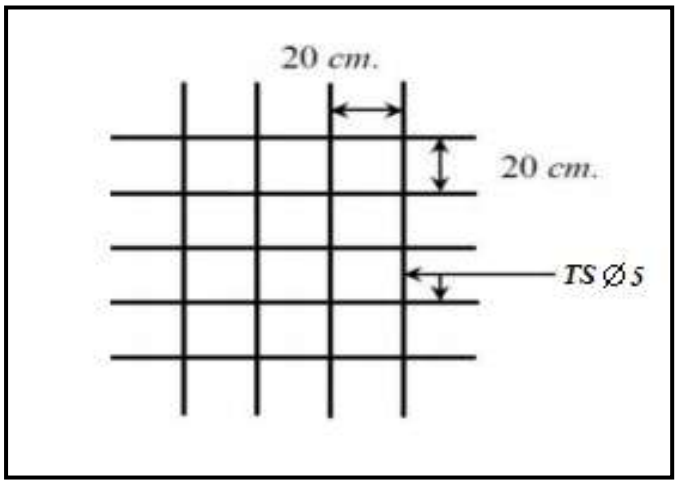


Figure III.15 Disposition des armatures de la table de compression

III.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0{,}65 \times L$, elles sont disposées dans le sens non porteur.

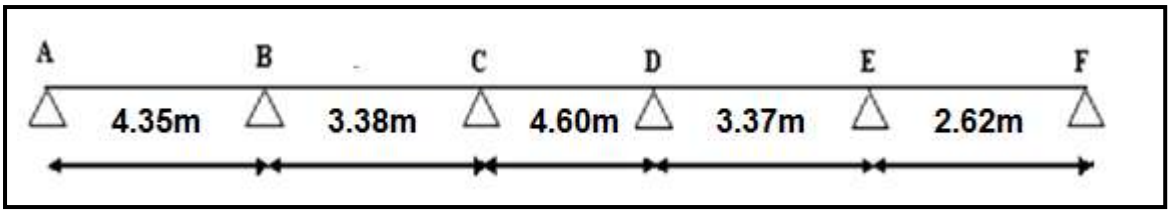


Figure III.16 dimensions des poutrelles

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :
- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

a/ *Avant coulage de la dalle de compression :*

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en **flexion simple**, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier dont l'intensité est la plus grande de ***1 kN*** **ou** ***(0.5×L) kN***

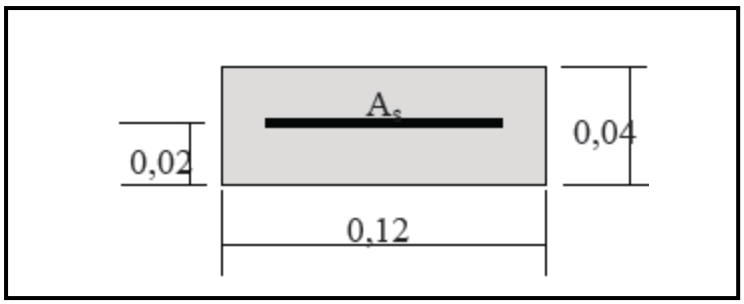


Figure III.17 Dimension de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de (12×4) cm² :

Tableau11 les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q(KN)	G(KN/ml)	
L=4.60	2.3	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×1=0.65
		0.77	

Calcul des moments à l'ELU :

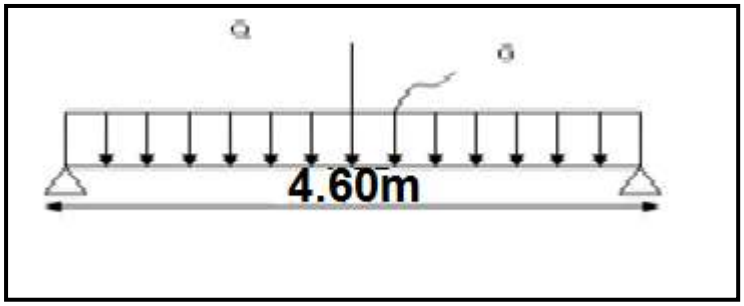


Figure III.18 poutrelle avant coulage

Tableau 12 calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	Mu (KN/m)
$\frac{G.L^2}{8} = 2.04$	$\frac{Q.L}{4} = 2.65$	Mu=1.35 M_G +1.5 M_Q =6.73

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{6.73\times10^6}{120\times(20)^2\times14.2} \Rightarrow \mu = 9{,}817 > \mu_l = 0{,}392$$

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

Calcul des étaiements :

$$f_G = \frac{5\times P\times l^4}{384\times E\times I} \quad \text{et} \quad f_G = \frac{P\times l^3}{48\times E\times I}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0{,}5 + \frac{L(cm)}{1000} & si \quad L \succ 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & si \quad L \le 5m \end{cases}$$

Tableau.III.13Détermination du nombre d'étaiements

Nombres des étaiements	G(KN)	Q(KN)	L(m)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f= $f_G + f_Q$	$\overline{f}$ (mm)	$f < \overline{f}$
0	0.77	2.7	4.6	218.07	265.97	484.04	9.2	CNV
1			2.3	13.62	33.24	46.86	4.6	CNV
2			1.15	0.851	4.155	5.006	2.3	CNV
3			0.575	0.053	0.519	0.572	1.15	CV

Donc on doit disposer trois (03) étaiements.

a/ Après coulage de la dalle de compression :

➢ Choix de la méthode :

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchant seront déterminés par l'une des méthodes suivantes : -méthode forfaitaire ;
-méthode des trois moments ;
-méthode de Caquot.

III 1conditions d'application :

1- $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$

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

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

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

Donc la solution ce fait par la méthode **CAQUOT.**

Type 1 : poutrelle à deux travées :

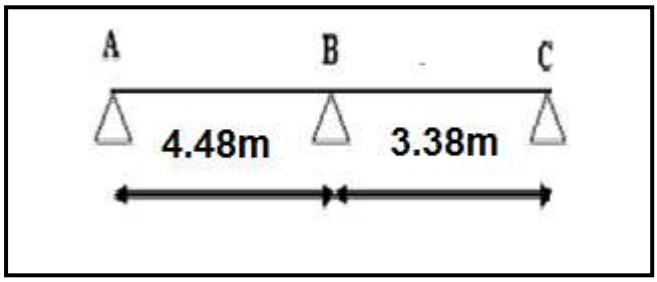


Figure III.19 poutrelles a 2 travées

Type 2 : poutrelle a 5 travées :

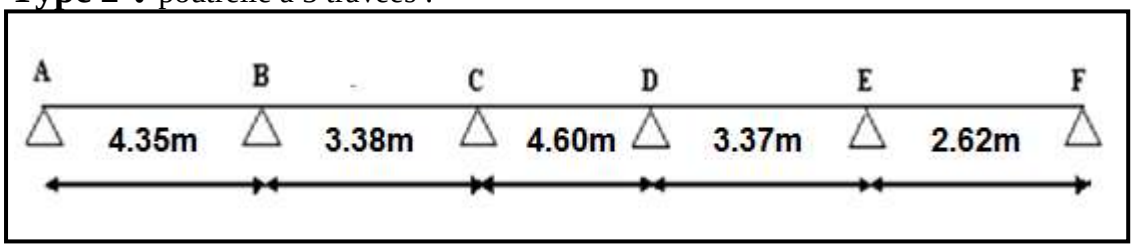


Figure III.20 poutrelles a 5 travées

La méthode de Caquot :

La méthode Caquot est valable dans le cas où la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges uniformes , concentrées et appliquées aux travées voisines de l'appui, puis déterminer les moments en travées.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

L'= { L pour une travée de rive.
0.8 L pour une travée intermédiaire.

Moment aux appuis :

$Ma = \frac{qw(lw\prime)^3+qe(le\prime)^3}{8.5(lw`+le`)}$ *Moment intermédiaire*

Ma = 0.2 M_0 *Moment de rive*

Moment en travée : $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

$$M_t = \frac{pl^2}{8} + \left(\frac{Me-Mw}{2}\right)$$

L'effort tranchant T :

$$T\,w = \frac{pl}{2} + \left(\frac{Mw-Me}{L}\right)$$

$$Te = -\frac{pl}{2} + \left(\frac{Mw-Me}{L}\right)$$

Avec :

- Mo : moment isostatique.
- Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie { gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie { droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant {gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant {droite de l'appui considéré.

III .2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.14 Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	Pu(KN/m)	Pser(KN/m)
Plancher terrasse	6.5x0.65 = 4.225	1x0.65 = 0.65	**6.67**	**4.87**
Plancher courant	6x0.65 = 3.9	1.5x0.65 = 0.98	**6.74**	**4.87**

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Type 1 : poutrelle a deux travées :

E.L.U :

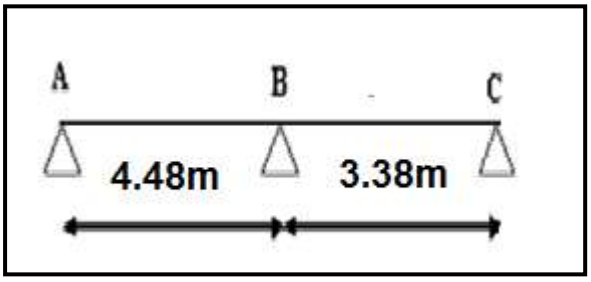


Figure III.21poutrelles a 2 travées

Tableau III.15 les différentes sollicitation a L'ELU

Travées	Mo(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te (kN)
A-B	16.90	10.06	2.012	16.04	-14.13	21.29
B-C	9.62	3.75	16.04	0.75	-18.11	8.62

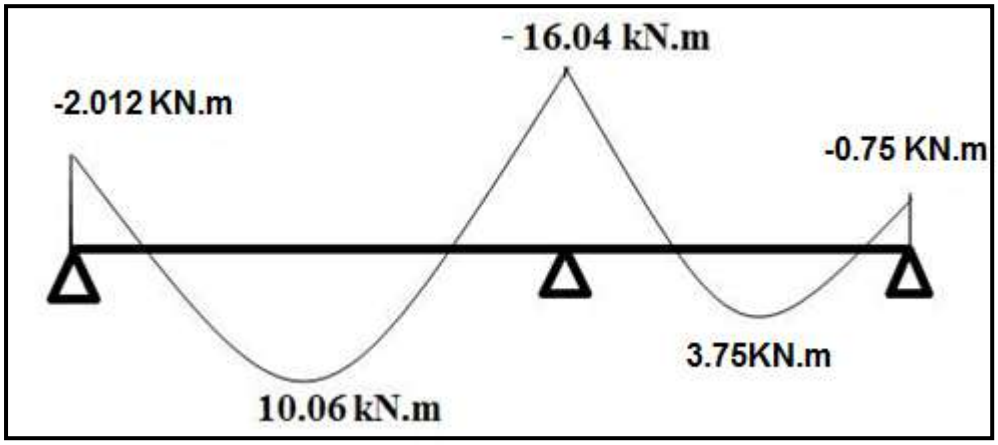


Figure III.22 Diagramme des moments L'ELU

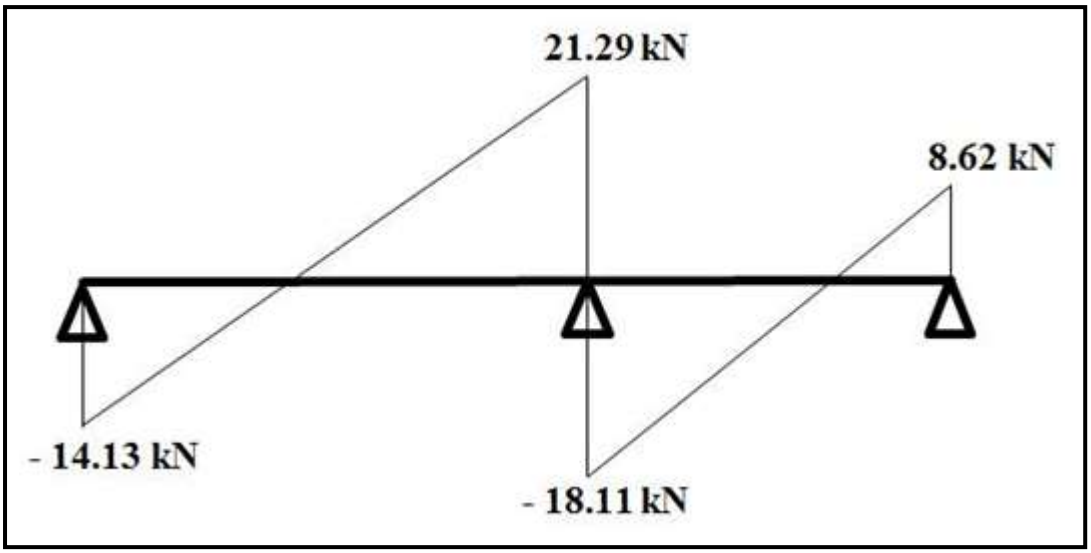


Figure III.23 Diagramme des efforts tranchant (ELU)

L'ELS

Tableau III.16 les différentes sollicitation a L'ELS

Travées	Mo(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te (kN)
A-B	16.9	7.32	1.46	11.66	-10.27	15.48
B-C	9.62	2.73	11.66	0.55	-13.16	6.26

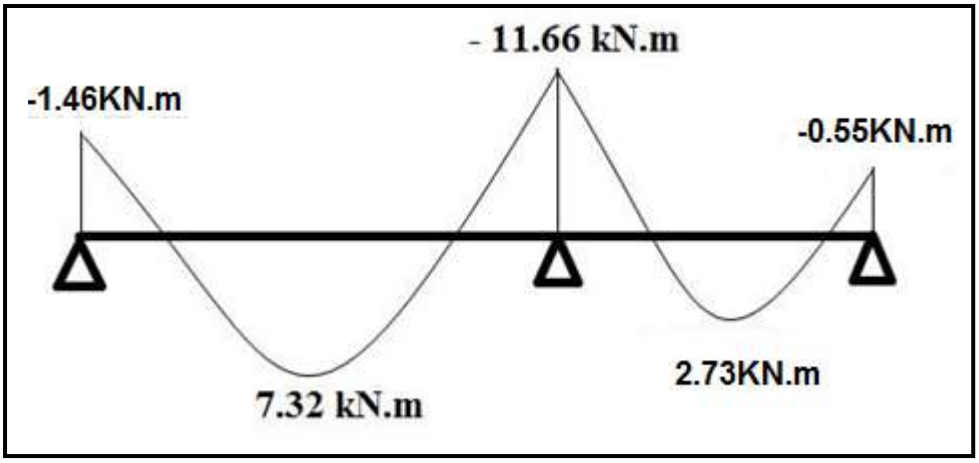


Figure III.22 Diagramme des moments a L'ELS

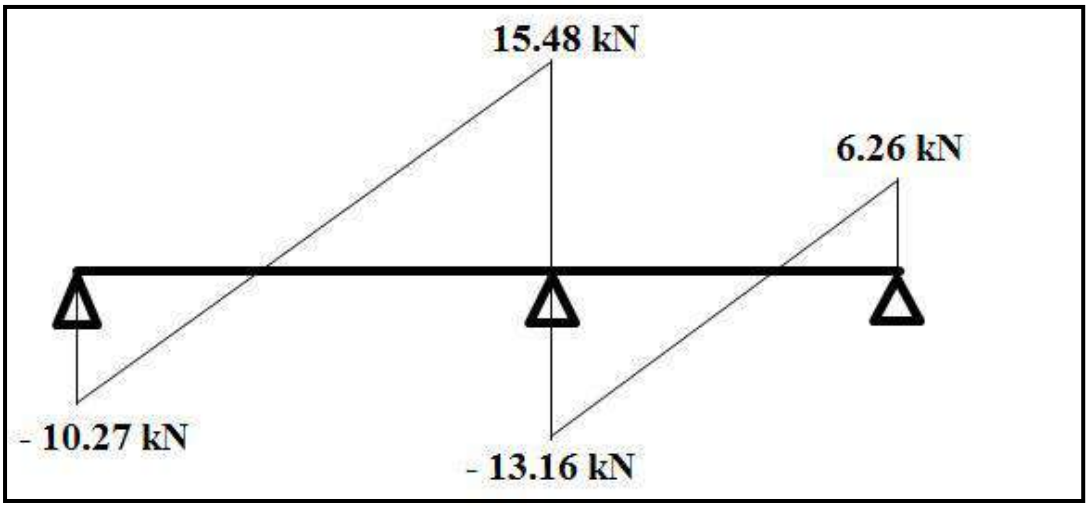


Figure III.23 Diagramme des efforts tranchant

Type 2 : poutrelle a 5 travées :

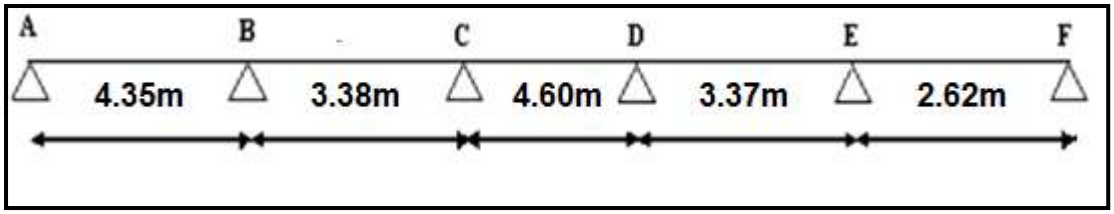


Figure III.24 poutrelles a 5 travées

L'ELU

Tab.III.17 Les différentes sollicitations à L'ELU

Travées	Mo(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Te(kN)	Tw (kN)
A-B	15.94	10.08	2.016	13.15	-17.06	11.95
B-C	9.62	-0.44	13.15	13.04	-11.30	11.24
C-D	17.82	9.23	13.04	13.04	-15.34	15.34
D-E	9.56	3.15	13.04	6.57	-9.32	13.15
E-F	5.78	3.11	6.57	0.62	-6.47	11

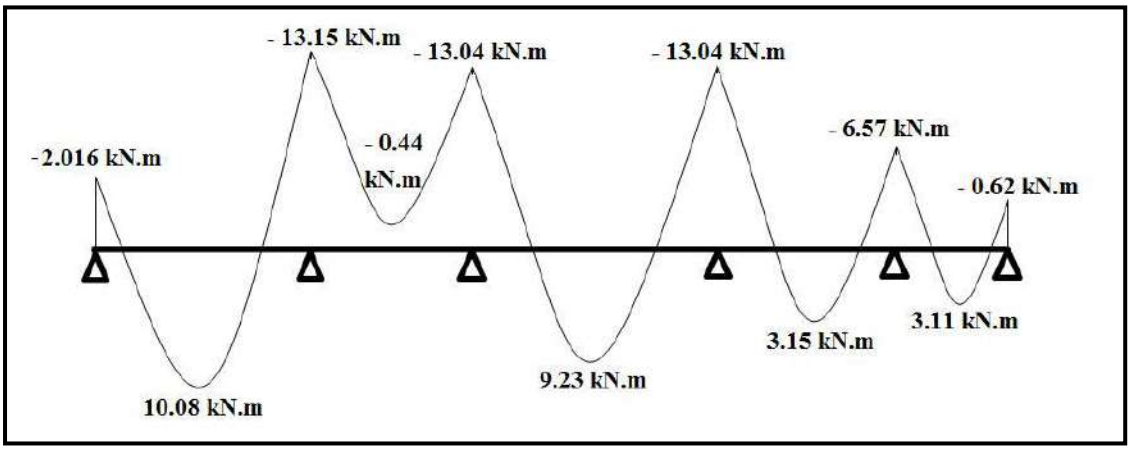


Figure III.25 Diagramme des moments L'ELU

L'ELS

Tab.III.18 Les différentes sollicitations à L'ELU

Travées	Mo(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Te(kN)	Tw (kN)
A-B	15.89	7.34	1.46	9.54	-16.36	12.64
B-C	9.59	-0.36	9.54	9.12	-11.14	11.39
C-D	17.77	6.84	9.12	9.12	-15.34	15.34
D-E	9.53	1.51	9.12	4.18	-9.77	12.70
E-F	5.76	2.45	4.18	0.49	-7.32	10.14

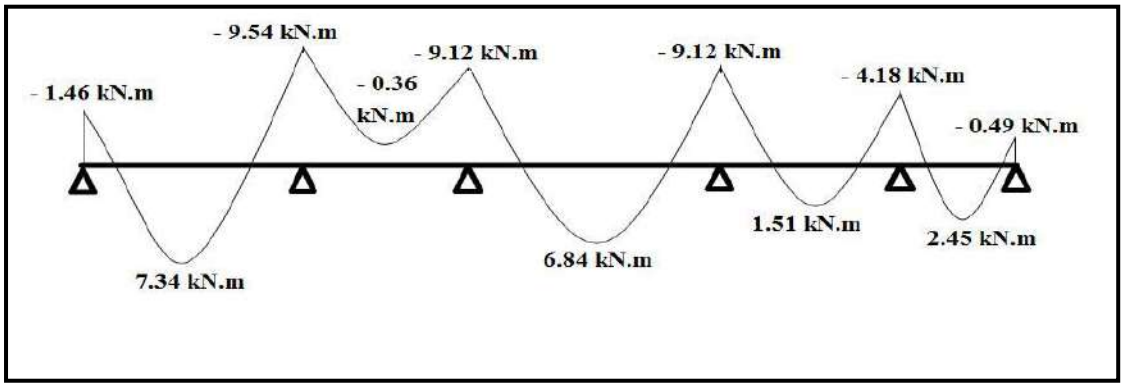


Figure III.26 Diagramme des moments a L'ELS

Récapitulation

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

Tableau III.19 Récapitulation des sollicitations

	ELU			ELS	
	M app (KN.m)	**Mt (KN.m)**	**Tu (KN)**	**M app (KN.m)**	**Mt (KN.m)**
sollicitation	**16.04**	**10.08**	**21.29**	**11.66**	**7.34**
Référence	**Type 1**	**Type 2**		**Type 1**	**Type 2**

Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

M_{tmax}= 10.08 kN.m

M_{amax}= 16.04 kN.m

T_{max}= 26.15 kN

T_{max}= 21.29 kN

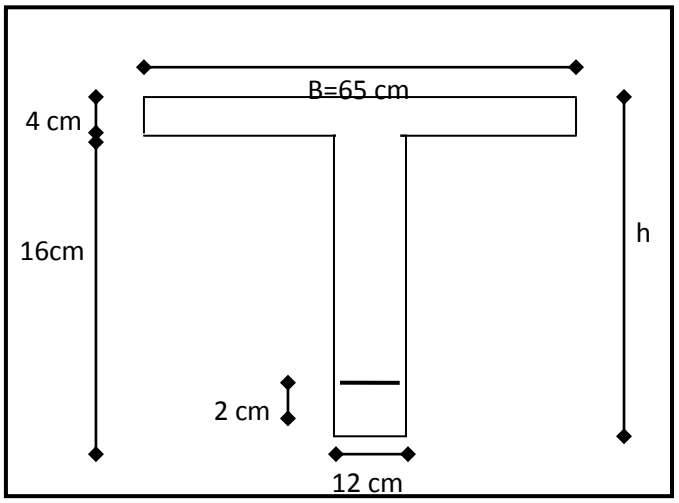


Figure III.27 Dimensions des poutrelles

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.20 Calcul de ferraillage

		En travée	Aux appuis
	M_u (KN.m)	**10.08**	**16.04**
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ $M_0 = 59.07 KN.m$ $M_0 > Mu$ L'axe neutre appartient a la table :**section rectangulaire**	/
	μ	0.034	0.054
	μ_l	0.392	0.392
	$\mu<\mu_l$	Oui	Oui
	β	0.983	0.972
	A(cm²)	1.64	2.64
	Le choix (cm²)	3HA10=3.39	2HA14=3.08
	B/1000	1.3	1.3
	A≥ B/1000	Oui	Oui
	Mser (KN.m)	7.34	-11.66
	$\sigma_{b\ adm}$ (Mpa)	15	15
	y1 (cm)	4.58	4.34
	I_G	8293.29	10391.89
	K(N/m³)	0.088	0.11
	σ_b (Mpa)	0.34	0.48
	$\sigma_b < \sigma_{b\ adm}$	Ok	Ok

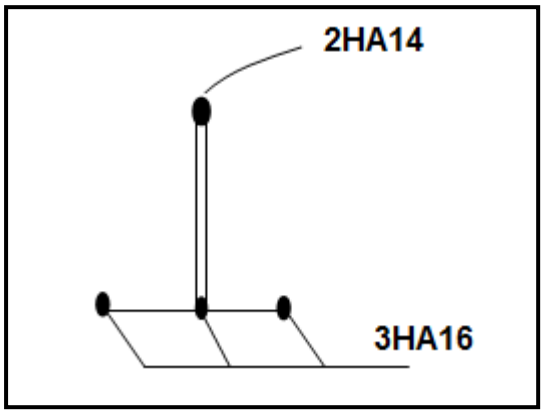


Figure III.28 Ferraillage des poutrelles

Armatures transversales

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Espacement S_t

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

Donc: **S_t=15 cm**

Diamètre des armature transversales ϕ_t

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.26mm²

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

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

Section minimale d'armature transversale

$\frac{At.fe}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4Mpa \quad \frac{560.400}{120.150} = 12.44 \geq 0.4Mpa$ ……. Condition vérifié

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.031 \geq \gamma_s .0 \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} = 0.0031$$

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

$$A_t = 0.56cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = 0.18$$

Tableau III.21 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	15cm

Vérification de contrainte de cisaillement

$V_{u\,max}$=21.29 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{21.29x10^3}{120 \times 180} = 0.98 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.98 MPa <3.33 MPa **condition vérifié**

Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive: $M_u = 16.04$ kN.m $> 0{,}9V_u d = 3.44$ kN.m **condition vérifié**

vérification de la compression dans la bielle de béton

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2 ; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2 ; 0.9 \times 18\right] = 16.2\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 21.29\text{KN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\,\text{KN}$$ **condition vérifié**

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 21.29 \times 10^3}{120 \times 162} = 2.19\,\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa}$$ **condition vérifié**

$$A = 3.08\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s.Vu}{f_e} = \frac{1.15.21.29}{400} = 0.061$$

Vérifications préliminaires de la flèche

Tableau III.22 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{3.6}{f_e}$
h/ L = 0.20 / 4.60 = 0.043 Mt/(15 Mo)= 10.08/(15*59.07)=0.011	$\frac{A}{b_0.d} = 0.01 \le \frac{3.6}{f_e} = 0.009$
Condition vérifié	**Condition non vérifié**

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

Calcul de la flèche

Tableau III.23 calcul de la fleche

Ms(KN/m)	*A(cm²)*	*Y(cm)*	*P(%)*	*ß1*	*σs(MPa)*	*μ*	*λi*	*λv*
7.34	6.15	8.13	0.034	0.971			0.617	0.246
I(cm4)	*Ifi (cm4)*	*Ifv (cm4)*	*L (m)*	*fi(mm)*	*fv(mm)*	*Δf(mm)*	f_{adm}*(mm)*	$\Delta f < f_{adm}$
21311.20	8545.98	7570.60	4.55	0.508	1.705	1.20	9	Condition vérifiée

IV.Dalle pleine de la salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) côtés.

Le panneau est rectangulaire, la surface de notre cabine est de (1,50 x 1,60) m², elle reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

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

IV.1Pré dimensionnement :

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

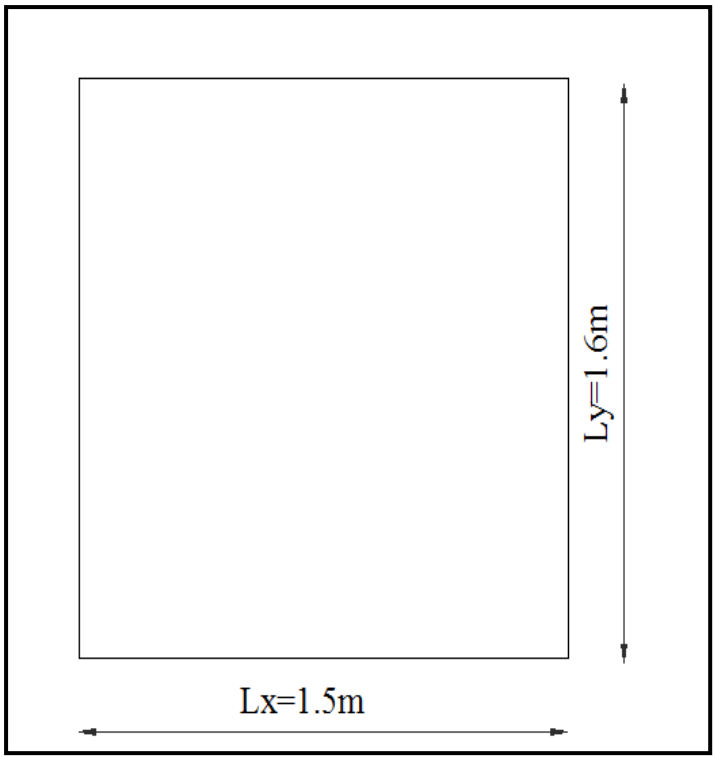


Figure III.29 Dimension de la dalle machine

On doit vérifier :

- **La résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{45} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \le e \le \frac{150}{40}$$

$$3{,}33cm \le e \le 3{,}75cm$$

- **Condition de l'E.N.A.S.C :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit supérieur ou égale à 25 cm (≥ 25 cm). On prend **e=25cm.**

1. **Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :**
   - **A. charges permanentes G :**

Tableau III.24 Charge permanente

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids volumique (KN/m³)
Dalle pleine	**0.25**	**25**	**6.25**
Enduit de ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
		G	**6.61**

Tableau.III.25 Les charges concentrées

P (KN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**
45	**35**	**70**	**90**	**125**	**100**	**23**

$q = \frac{\sum p_i}{S}$ $\sum p_i$=488KN S=2.4m²

q=203.33KN/m²

G tot=G + q=6.61+203.33=209.94 KN/m²

B. charges d'exploitation Q:

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q = 5kN/m^2

Combinaison des charges :

Tableau.III.25 Combinaison des charges

G(KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	P ser (KN/m²)
209.94	**5**	**290.92**	**214.94**

2. calcul des sollicitations :

$\rho=\frac{lx}{ly}=\frac{1.5}{1.6}$ =0.937 donc la dalle travaille suivant les deux sens

2.1. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ***la méthode forfaitaire*** *:* utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.

- ***La méthode des lignes de rupture*** : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Pour notre cas on utilise la méthode des lignes de rupture.

3.2.Hypothèses (ligne de rupture) :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

3.3.Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur

- Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
- Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T\ ext = q.S.\ f\ cdg$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- f cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T\ int = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

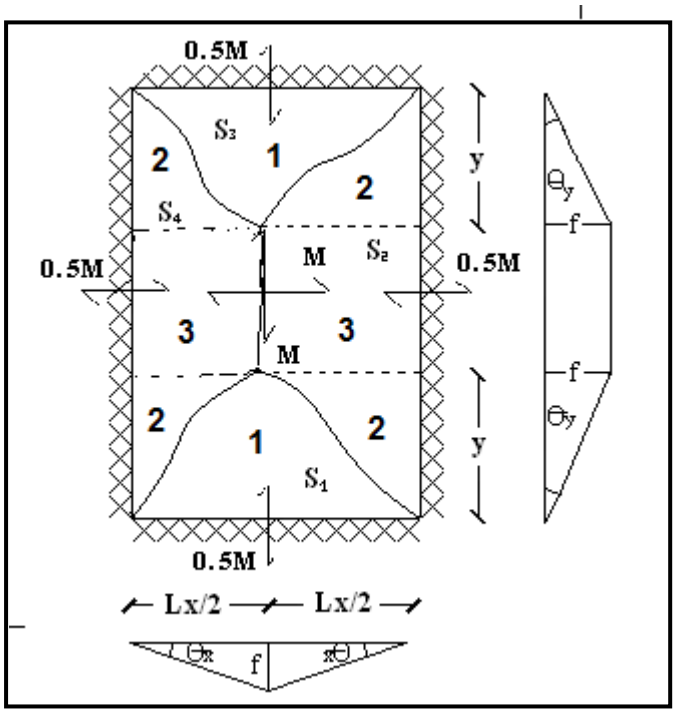


Figure III.28 Les lignes de ruptures

- **Travail externe :**

$T_{ext} = 2T^{1}_{ext} + 4T^{2}_{ext} + 2T^{3}_{ext}$

Avec :

$$T^{1}_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right) = = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T^{2}_{ext} = = q.S_2 \frac{f}{3} = = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right)$$

$$T^{2}_{ext} = = q.S_3 \frac{f}{2} = = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.Ly - \frac{1}{2}Lx.y\right)$$

$$T_{ext} = 2\ q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right) + 4q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right) + 2q.f\left(\frac{1}{4}L_x.Ly - \frac{1}{2}Lx.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(-\frac{1}{3}L_x.y + \frac{1}{2}Lx.Ly\right)$$

- **Travail interne :**

$$T_{int} = 2T^1_{int} + 2T^2_{int}$$

$$T^1_{int} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T^1_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T^2_{int} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T^2_{int} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

Donc : $$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.5}{y} + 2.13\right)}{-\frac{1.5}{3}y + 1.2}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -1.065\,y^2 - 1.5\,y + 1.8 = 0 \Rightarrow y = 0.77\ m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.07q

$$M_t = M = 0.07.q_u = 0.07 \times (290{,}92) = 20.36 KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 20.36 = 10.18\ KN.m$$

4.Calcul du ferraillage :

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

- **Données :**

Tableau.III.26 Les données

fc28 (MPa)	*ft28 (MPa)*	*fe (MPa)*	*σ b adm (MPa)*	*σ s adm (MPa)*	*h (cm)*	*d (cm)*	*c (cm)*	*c ' (cm)*	*b (cm)*
25	2.1	400	14.2	348	25	22.5	2.5	2.5	100

- **Hauteurs utiles :**

$$\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\,\text{cm} \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\,\text{cm} \end{cases}$$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau.III.27 Ferraillage

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	20.36	0.03	0.985	2.69	0	2.5
	En appui	10.18	0.014	0.993	1.33	0	2.5
Sens y	En travée	20.36	0.032	0.984	2.83	0	2.5
	En appui	10.18	0.016	0.992	1.40	0	2.5

Condition de non fragilité : [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections suivantes :

$$\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$$

• Condition d'espacement : [1]

$$\overline{S}_t = Min[2h = 50\,cm\,,\,22\,cm] = 22\,cm$$

On prend: S = 25 cm

Vérification :

Vérification de l'effort tranchant : [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 148.55KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{148{,}55 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.67MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ ..... (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 145.46KN$$

$$\tau_u = \frac{145.46 \times 10^3}{1000 \times 210} = 0.69\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ .....(Condition vérifié)

➢ Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'E.L.S : [1]

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau.III.28 Calcul des Moments à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	travée	$0.07*q_{ser}=0.07*214.94=15.05$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*15.05=7.52$
Sens y	travée	$0.07*q_{ser}=0.07*62.86=15.05$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*15.05=7.52$

➢ Détermination de la valeur de « y » :

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	15.05	3.14	4.15	18242.07	0.082	0.34	Oui
	appuis	7.52	3.14	4.28	18242.07	0.041	0.17	Oui
Sens y	travée	15.05	3.14	4.05	16556.4	0.09	0.36	Oui
	appuis	7.52	3.14	4.21	16556.4	0.045	0.182	Oui

Vérification de la flèche :[1]

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

Sens (x-x) :

- $\frac{h}{Lx}$ =0.166≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 ……. (CV)
- $\frac{h}{Lx}$ =0.166≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05 ……(CV)
- $\frac{A}{b.d}$ =0.002≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 (CV)

Sens (y-y) :

- $\frac{h}{Ly}$=0.156≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 ……. (CV)
- $\frac{h}{Ly}$= 0.156≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05 ……. (CV)
- $\frac{A}{b.d}$ =0.003≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 ……(CV)

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Vérification de poinçonnement :

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

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

➢ Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 125 KN , γ_b= 1.5 , f_{cj}= 25 MPa , h = 25 cm.

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

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

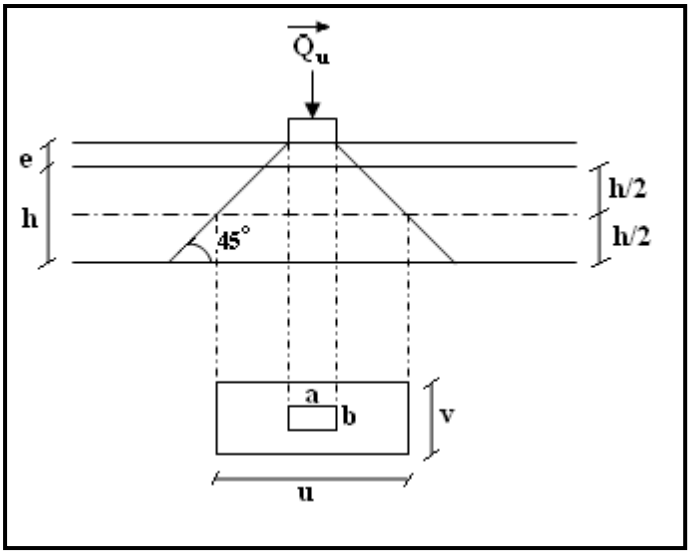


Figure III.29 Les lignes de ruptures

I. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.
C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyse. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile.
Pour notre étude on a choisi le logiciel ***« SAP2000 version 16 »***

II. Choix de la méthode

D'après le « RPA99 version 2003 » : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrames

La régularité en plan de notre structure est non vérifiée, et sa hauteur est supérieure à 30m, se qui confirme que la méthode statique équivalente est non applicable
La méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification de la condition du « RPA99 version 2003 » :

V (dynamique) > 80% V (statique)

II.1. Méthode d'analyse modale spectrale

II.1.1. 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 efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

II.1.2. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :
A: coefficient d'accélération de zone
g : Accélération de la pesanteur
L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique IIa »
Donc A = 0.15 [RPA : Tab.4.1]
$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$ (Facteur de correction d'amortissement)
Avec : ***ξ = 7%*** (pourcentage d'amortissement critique) [RPA : Tab.4.2]
Donc : ***η = 0,882***

Facteur de qualité

Tableau.VI.1. Facteur de qualité

Critère	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
-Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
-Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
-Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$ donc **: Q x= 1 ; Q y= 1**
On a :
R *:* coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de Contreventement par des voiles ***R=4***

T : période caractéristique associées à la catégorie de site (Tab .4.7)
Notre site est ***un site meuble*** (S_3)

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

β ***:*** coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

β = 0,20 [RPA : Tab.4.5]

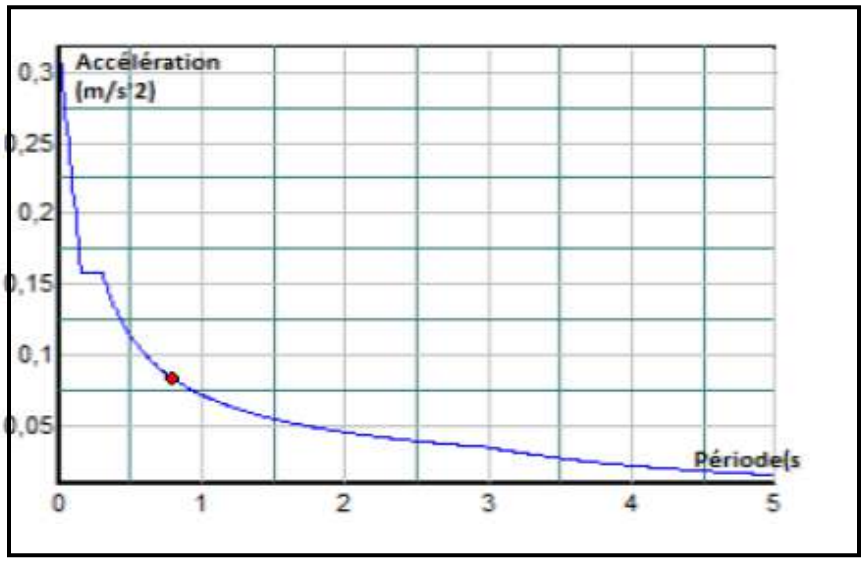


Figure.VI.1 Spectre de réponse

II.2. Etude de la structure

II.2.1. Disposition des voiles

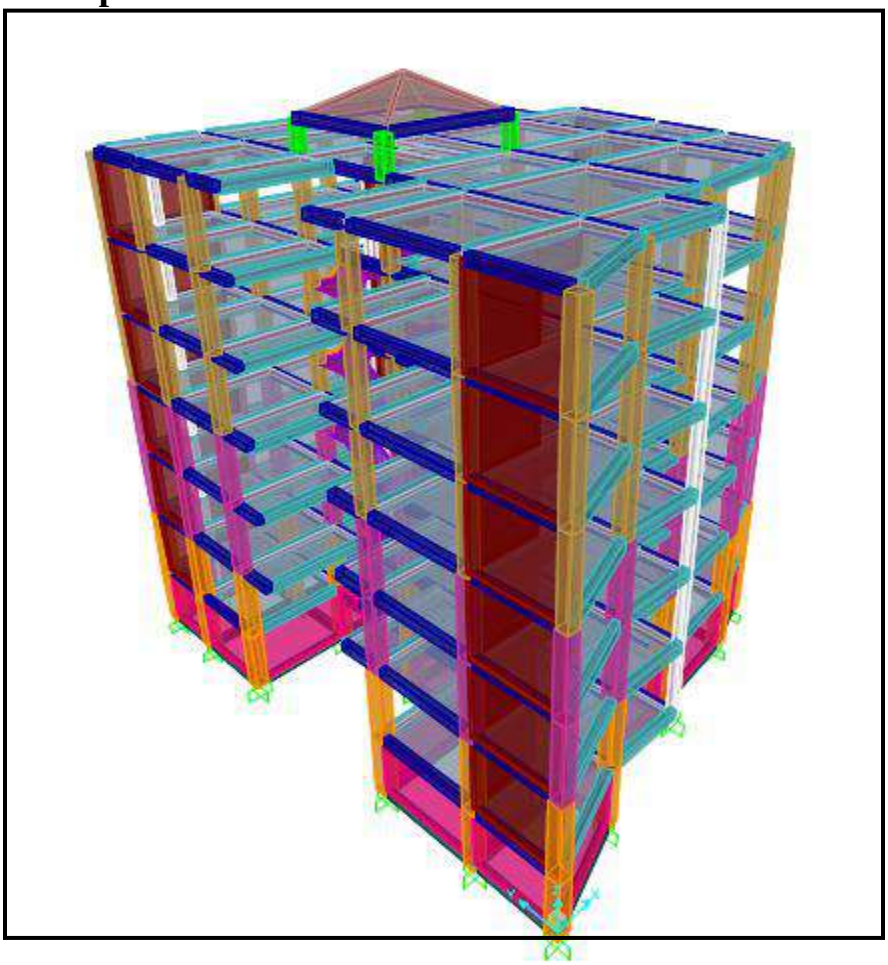


Figure.VI.2. Disposition des voiles vue 3D

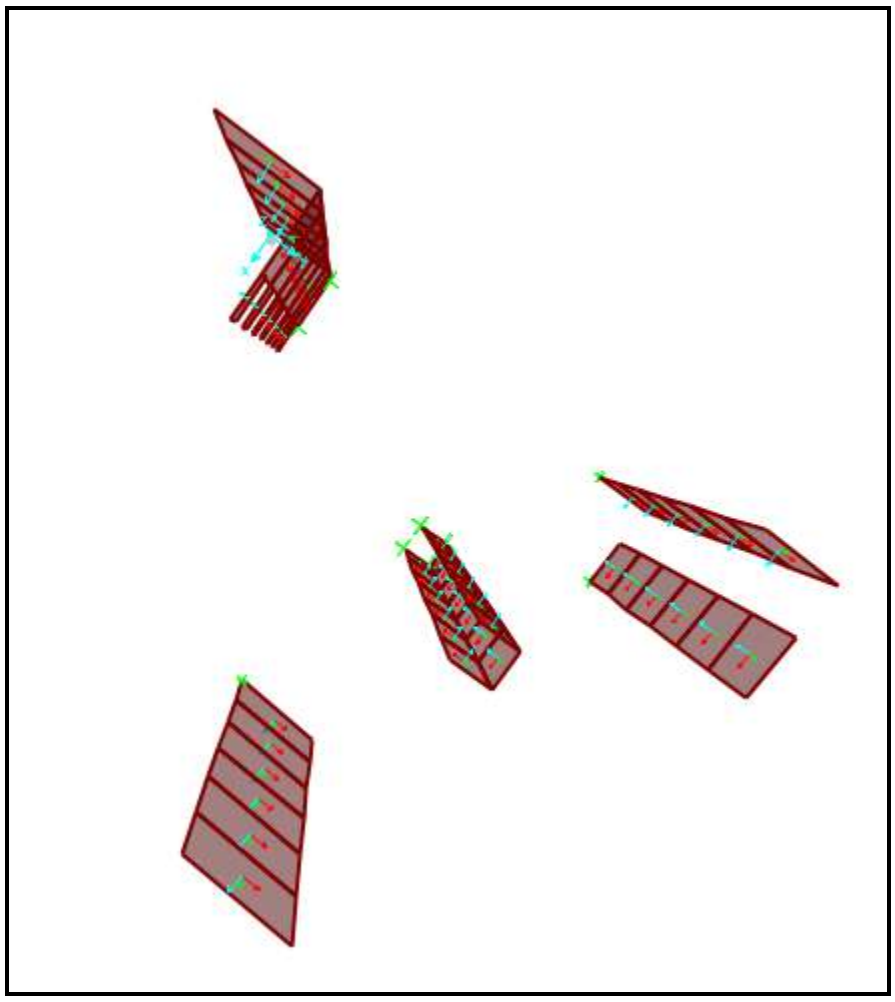


Figure.VI.3 Disposition des voiles

Structure autostable

Tableau.VI.2. le comportement des premiers modes

Modes	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)
1	**1,49**	**8**	**1**
2	**0,92**	**0**	**7**
3	**0,89**	**2**	**0**

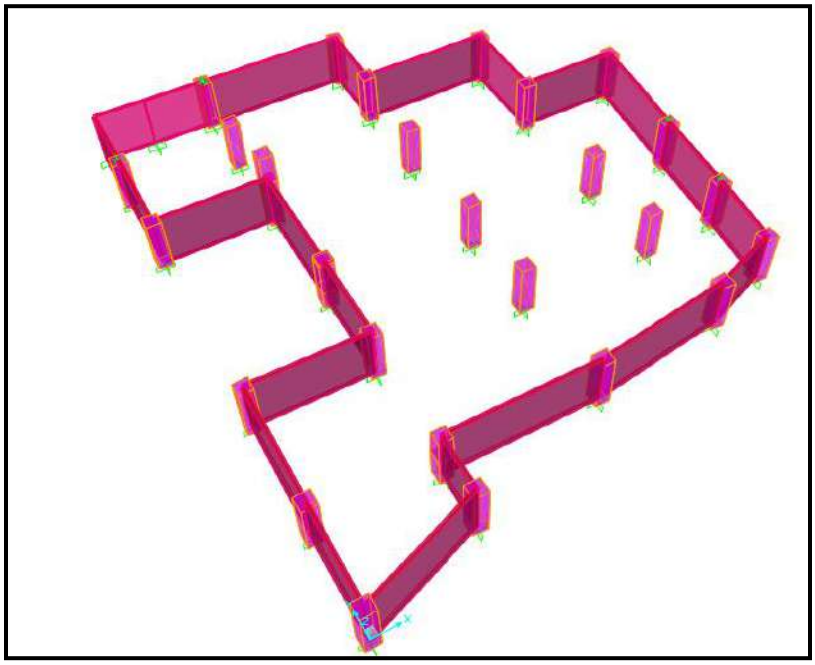


Figure.VI.4 1ere Disposition des voiles périphérique

Tableau.VI.3 le comportement des premiers modes

Modes	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)
1	**1,00**	**13**	**41**
2	**0,63**	**41**	**13**
3	**0,64**	**0**	**0**

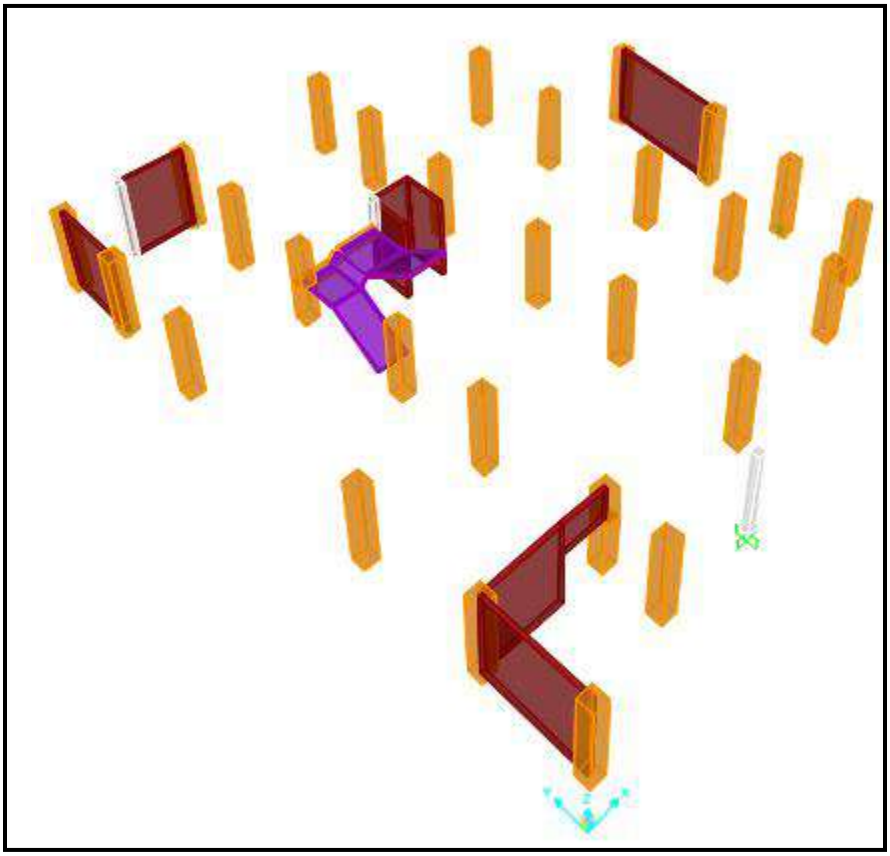


Figure.VI.5 Disposition des voiles au niveau des étages

II.2.2. Caractéristiques géométrique

II.2.2.a. Centre de masse et centre de torsion

1. *Pour le centre de masse :* On choisit convenablement un système d'axes orthonormé à un niveau pour repérer le centre de masse qui est donné par les formules suivantes :

$$XG = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

2. *Pour le centre de torsion :* le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi}*Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi}*Yi}{\sum I_{xi}}$$

Les résultats donnés par « SAP2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4. Centre de masse et de torsion

	Centre de torsion		***Centre de Masse***	
Niveau	X_T	Y_T	X_G	Y_G
22.10	6.75	12.54	8.86	12.81
18.87	6.75	12.54	8.88	12.62
15.64	6.75	12.54	8.90	12.62
12.41	6.92	12.45	8.90	12.61
9.18	6.92	12.45	8.90	12.61
5.95	6.90	12.19	8.88	12.59
2.72	7.73	13.53	8.97	12.28

II.2.2.b. Les excentricités

Selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

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

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment =**19,60 m**

Largeur du bâtiment = **23,30 m**

Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = **2,94 m**

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = **3,50 m**

Tableau.VI.5. Calcul de l'excentricité totale

			Vérification	
Niveau (m)	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	Selon x	Selon y
22.10	2.11	0.27	Condition vérifié	Condition vérifié
18.87	2.13	0.08	Condition vérifié	Condition vérifié
15.64	2.15	0.08	Condition vérifié	Condition vérifié
15.64	1.98	0.16	Condition vérifié	Condition vérifié
9.18	1.98	0.16	Condition vérifié	Condition vérifié
5.95	1.98	0.40	Condition vérifié	Condition vérifié
2.72	1.24	1.25	Condition vérifié	Condition vérifié

II.2.2. Résultats et vérification aux « RPA99 »

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
b) Vérification de la participation massique ;
c) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
d) Vérification de la stabilité au renversement ;
e) Vérification des déplacements ;
f) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ;
g) Vérification de l'effort normal réduit à la base.

II.2.2.a. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

Tableau.VI.6. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Rz (%)	Cas
1	**0,41**	**79**	**5**	**0**	Translation suivant x
2	**0,30**	**5**	**78**	**0**	Translation suivant y
3	**0,24**	**0**	**0**	**72**	Rotation autour de z

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe x	translation suivant l'axe y	rotation suivant 0l'axe z

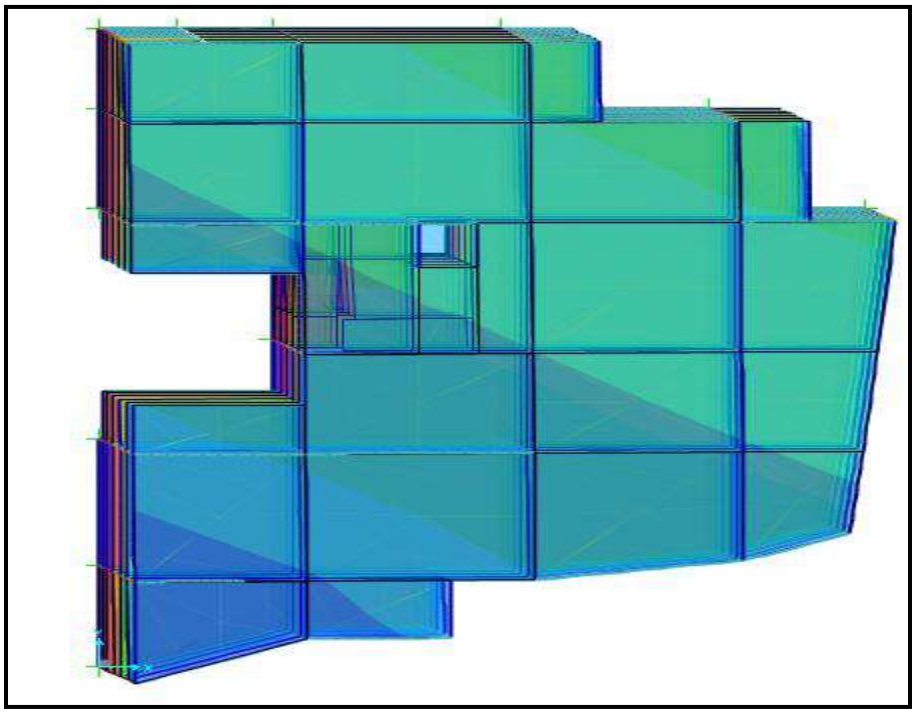


Figure.VI.6. Comportement du 1er mode

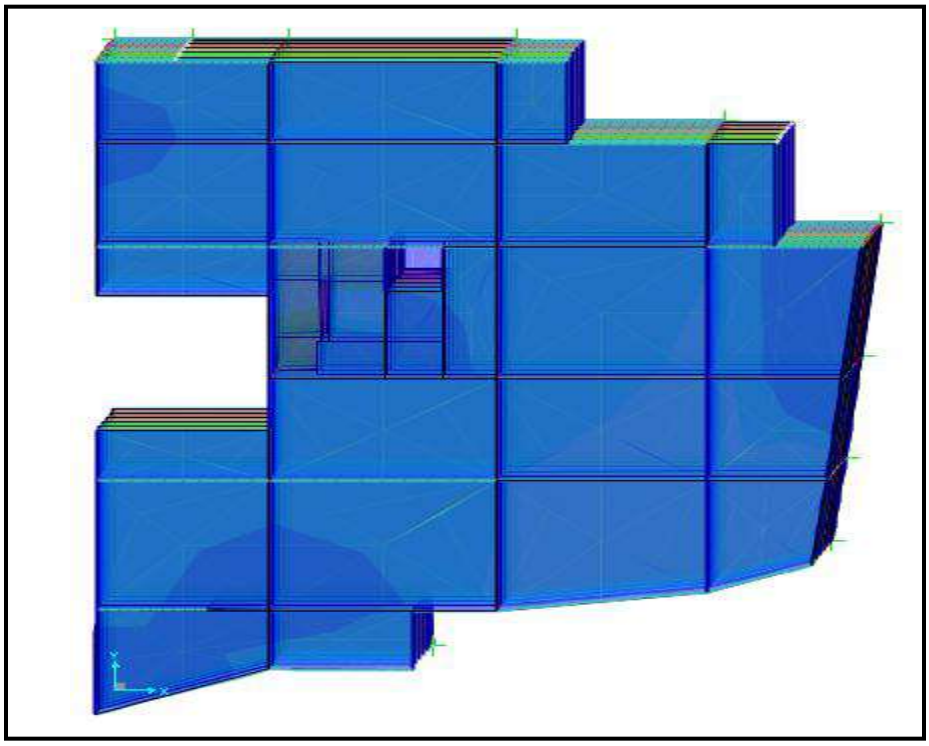


Figure.VI.7 Comportement du 2ème mode

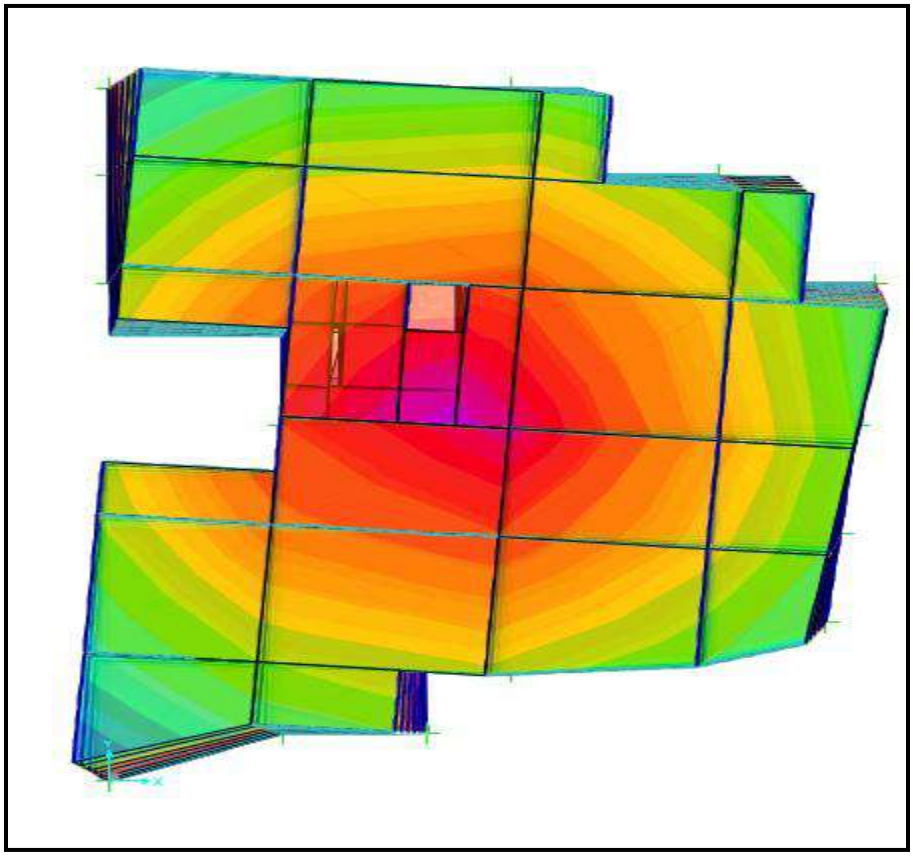


Figure.VI.8 Comportement du 3ème mode

II.2.2.b. Vérification de la participation massique [Art 4.3.4]

1/Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } TK \leq 0{,}20 \text{ sec}$$

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

Tableau.VI.7. La participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0,41	79	5
2	0,30	79	78
3	0,24	85	84
4	0,13	91	85
5	0,11	92	91

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 5eme mode

II.2.2.c.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

►► [Art 4.3.6] ◄◄

La résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

➢ *Calcul de la force sismique totale* ►► [Art 4.2.3] ◄◄

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon les formules:

$$V_x = \frac{ADxQx}{R}W \quad , \quad V_y = \frac{A\,Dy\,Qy}{R}W$$

➢ *Calcul du facteur d'amplification dynamique* ►► [Art 4.2.3.D] ◄◄

Catégorie du site : site meuble (S3) donc $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3s. \end{cases}$$

T_2 = 0,5s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : h = 7 /(2 +x)

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

D_x= 2.2s ;

D_y= 2.2s

❖ ***Vérification du choix du coefficient de comportement*** ►► [Art 3.4.A] ◄◄

Sa valeur unique est obtenue par le tableau (4.3) du RPA en fonction du système de contreventement et le matériau de construction de la structure.

Pour notre cas, on a pris R= 4

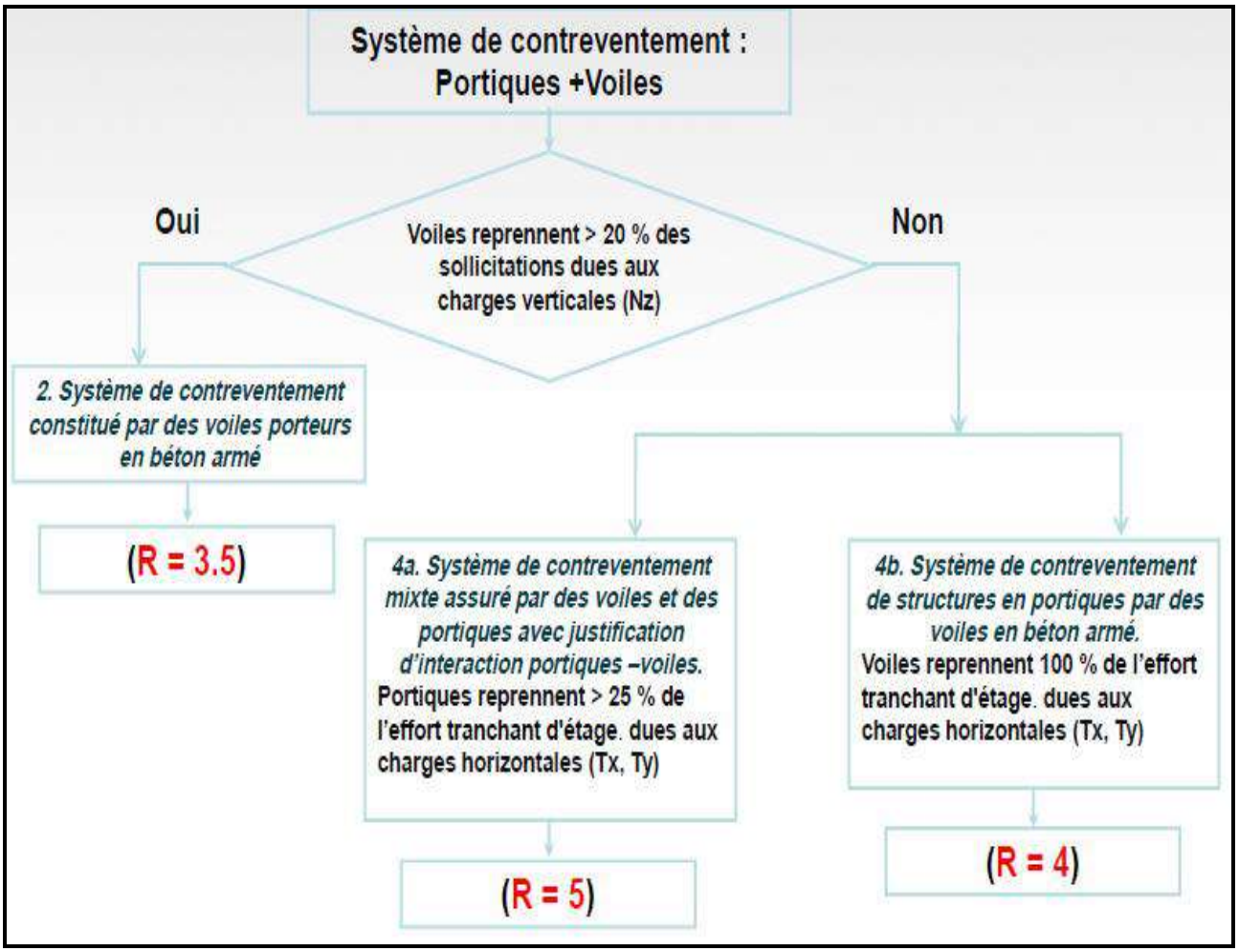


Figure.VI.9 Les pourcentages des sollicitations reprises par les éléments résistants pour R=4

Tableau.VI.8. Pourcentage des charges verticales et horizontales

Niveau		*Effort normal global*	*Effort tranchant global*	*Effort normal repris par les voiles*		*Effort normale repris par les portiques*		*Effort tranchant repris par les voiles*		*Effort tranchant repris par les portiques*	
		(KN)	*(KN)*	*(KN)*	*(%)*	*(KN)*	*(%)*	*(KN)*	*(%)*	*(KN)*	*(%)*
Sens X	22.10	3677.680	2747.358	444.850	12.096 %	3232.83	87.9%	2747.3	100	***0***	***0***
	18.87	7776.856	4578.914	928.375	11.938 %	6848.48	88.062 %	4578.9	100	***0***	***0***
	15.64	11803.06	5964.885	1333.671	11.299 %	10469.3	88.701 %	5964.8	100	***0***	***0***
	15.64	15936.45	7109.786	1631.161	10.235 %	14305.2	89.765 %	7109.7	100	***0***	***0***
	9.18	20108.70	7895.292	1959.583	9.745 %	18149.1	90.255 %	7895.2	100	***0***	***0***
	5.95	24416.43	8057.944	2133.305	8.737 %	22283.1	91.263 %	8057.9	100	***0***	***0***
	2.72	24382.89	9234.259	9316.700	38.210 %	15066.1	61.790 %	9234.2	100	***0***	***0***
Sens Y	22.10	3930.653	1478.398	697.823	17.753 %	3232.83	82.247 %	1478.3	100	***0***	***0***
	18.87	8024.079	2195.800	1175.598	14.651 %	6848.48	85.349 %	2195.8	100	***0***	***0***
	15.64	12227.50	2873.748	1758.108	14.378 %	10469.3	85.622 %	2873.7	100	***0***	***0***
	15.64	16506.24	3457.470	2200.960	13.334 %	14305.2	86.666 %	3457.4	100	***0***	***0***
	9.18	20869.49	4021.693	2720.373	13.035 %	18149.1	86.965 %	4021.6	100	***0***	***0***
	5.95	25343.28	4346.253	3060.153	12.075 %	22283.1	87.925 %	4346.2	100	***0***	***0***
	2.72	23602.05	4715.784	8535.857	36.166 %	15066.1	63.834 %	4715.7	100	***0***	***0***

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Classification des systèmes de contreventement ►► [art 3.4] ◄◄ RPA2003

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Toutefois, en zone sismique IIa, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum qui a une valeur de coefficient de comportement «R=4 ».

Calcul de la force sismique

Tableau.VI.9 Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	Q_X	Q_Y	R	$Wi(KN)$	$V_X(KN)$	$V_Y(KN)$
0,15	2,2	2,2	1	1	4	30272,551	2496 ,65	2496 ,65

Tableau.VI.10 Vérification de la résultante des forces sismiques calculées

	Vt(KN)	**V(KN)**	**0,8V**	**$V_t \geq 0,8V$**	**$0,8V/V_t$**
X	2142,94	2497,49	1998	Condition vérifié	0,93
Y	2746,16	2497,49	1998	Condition vérifié	0,93

Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iy}$$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = X_G.Wi$, $M_{tY} = Y_G.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

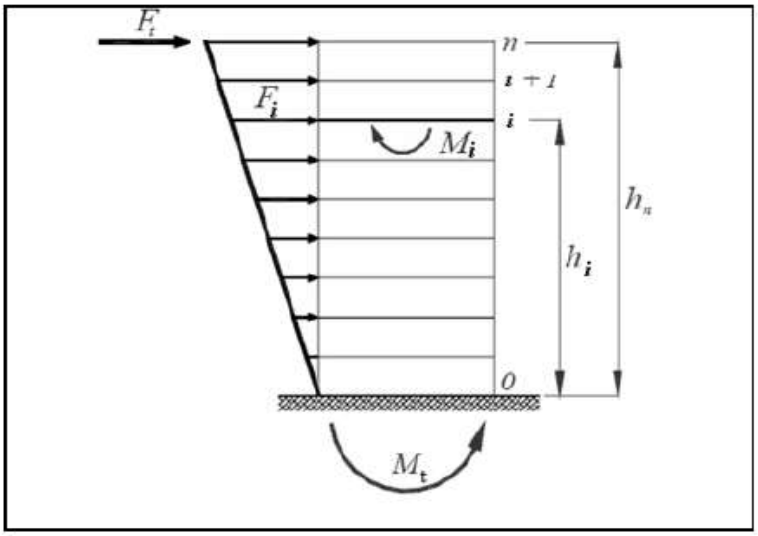


Figure.VI.10 La force agissante sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : ►►[Art4.2.5] ◄◄

$F_i = \left(\frac{Wi\ hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)(V-F_t)$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T.V = 0.25V & \text{si } T = 0.7\ s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

Odn a :

$T_X = 0{,}45\ s \rightarrow Ft = 0$
$T_Y = 0{,}40\ s \rightarrow Ft = 0$

Donc :

$F_{ix} = \left(\frac{Wi\ hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)V_x = \alpha_x . V_x$; $F_{iy} = \left(\frac{Wi\ hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)V_y = \alpha_y . V_y$

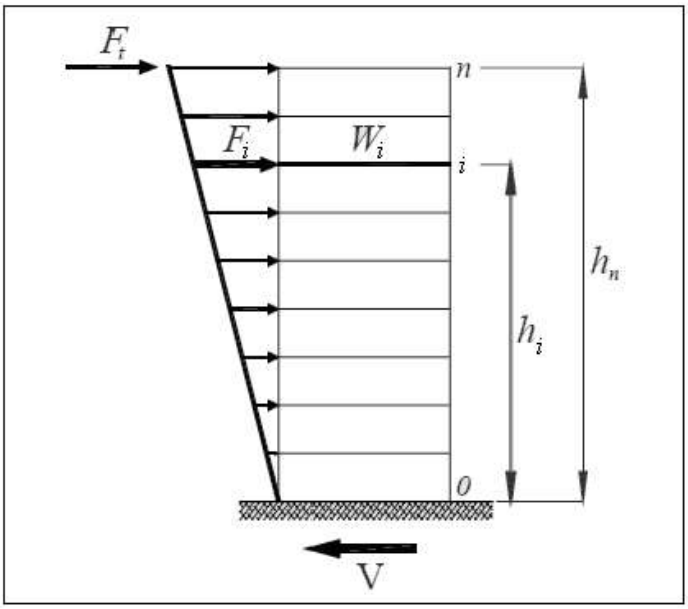


Figure.VI.11 Distribution des forces sismiques

- **Moment de renversement**

Suivant X : V_X =2142,94 KN

Tableau .VI.11 Calcul des forces sismiques et des moments de renversement

hi	**W_i(KN)**	**α_x**	**F_{iX}(KN)**	**M_{RX}(KN.m)**
22.10	4071.17	0.257113731	551.3703678	12185.277
18.87	3977.63	0.214491478	459.9686087	8679.4452
15.64	3965.09	0.177216256	380.0333492	5943.6692
12.41	4015.60	0.142408524	305.389526	3789.7658
9.18	4064.77	0.106633194	228.670725	2099.1906
5.95	4107.68	0.069843714	149.7771216	891.1315
2.72	4154.58	0.032293104	69.25130168	188.36
Somme				**33776.8393**

Suivant Y : V_Y =2746.16 KN

hi	W_i(KN)	α_x	F_{iX}(KN)	M_{Ry}(KN.m)
22.10	4071.17	0.257113731	704.9354001	15578.953
18.87	3977.63	0.214491478	588.0768611	11096.8809
15.64	3965.09	0.177216256	485.8784162	7599.0068
12.41	4015.60	0.142408524	390.4451532	4845.3604
9.18	4064.77	0.106633194	292.3589994	2683.773
5.95	4107.68	0.069843714	191.4923277	1139.3655
2.72	4154.58	0.032293104	88.53884233	240.8016
Somme				**43184.1412**

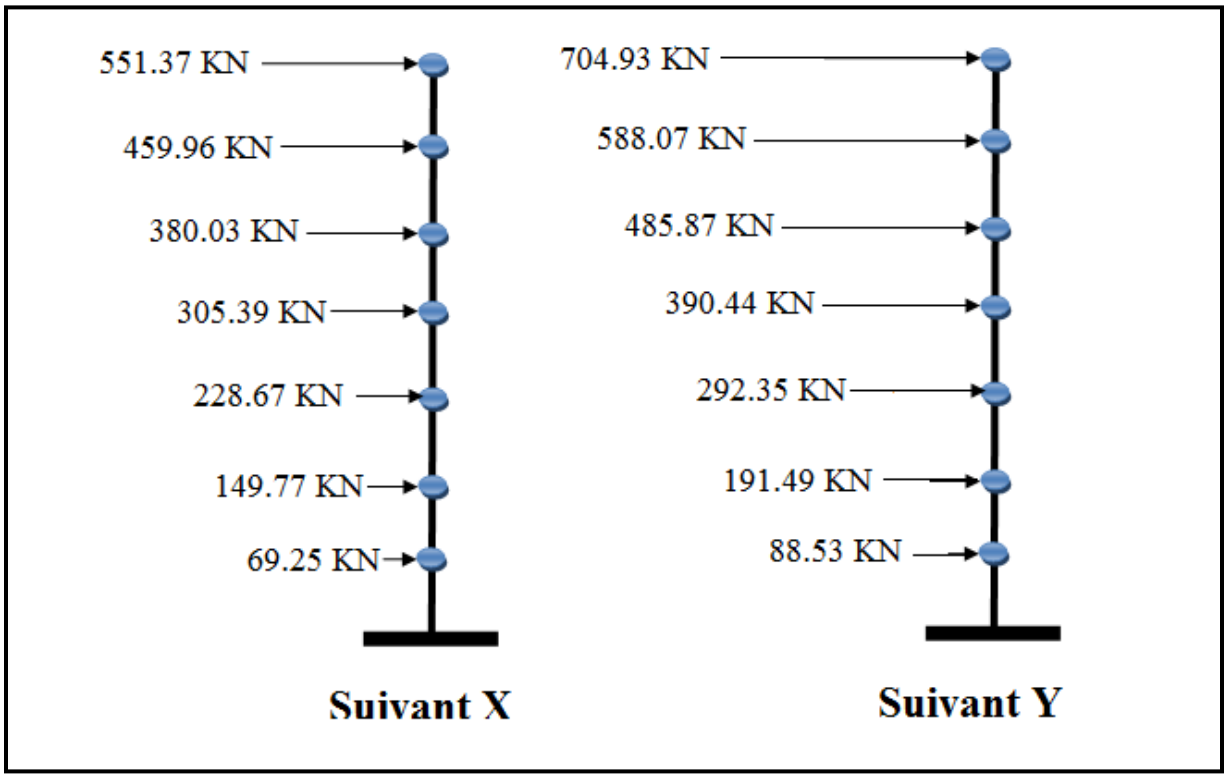


Figure.VI.12 Concentration des forces sismiques aux étages

- **Moment de stabilité**

Tableau.VI.12 Calcul de moment de stabilité

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{sxi} (KN.m)	M_{syi} (KN.m)
22.10	4071.17	8.86	12.81	36070.5662	52151.6877
18.87	3977.63	8.88	12.62	35321.3544	50197.6906
15.64	3965.09	8.90	12.62	35289.301	50039.4358
12.41	4015.60	8.90	12.61	35738.84	50636.716
9.18	4064.77	8.90	12.61	36176.453	51256.7497
5.95	4107.68	8.88	12.59	36476.1984	51715.6912
2.72	4154.58	8.97	12.28	37266.5826	51018.2424
La somme				**252339.296**	**357016.213**

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M0} \geq 1.5$

Tableau.VI.13 Vérification de la stabilité

M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	$\frac{Mtx}{Mrx}$	$\frac{Mty}{Mry}$	$\frac{Mt}{Mr} \geq 1.5$
252339.296	357016.213	33776.8393	43184.1412	7.47	8.26	Condition vérifié

La condition est vérifiée donc notre structure est stabilisée vis-à-vis du renversement dans les deux directions.

Vérification des déplacements

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

$\delta_k = R\delta_{ek}$[RPA: Art 4.4.3]

δ_k : Déplacement dù 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 [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Tableau.VI.14 Vérification des déplacements inter-étages sens x

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**Δ k= $\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
22.10	1.74	6.96	1.32	3.23	C.V
18.87	1.41	5.64	1.32	3.23	C.V
15.64	1.08	4.32	1.6	3.23	C.V
12.41	0.68	2.72	1	3.23	C.V
9.18	0.43	1.72	1.08	3.23	C.V
5.95	0.16	0.64	0.64	2.72	C.V
2.72	0.00	0.00			

Tableau.VI.15 Vérification des déplacements inter-étages sens y

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**$\Delta\ k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**$0{,}01.h_e$**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
22.10	2.02	8.08	1.64	3.23	Condition vérifié
18.87	1.61	6.44	1.64	3.23	Condition vérifié
15.64	1.20	4.8	1.52	3.23	Condition vérifié
12.41	0.82	3.28	1.44	3.23	Condition vérifié
9.18	0.46	1.84	1.16	3.23	Condition vérifié
5.95	0.17	0.68	0.68	2.72	Condition vérifié
2.72	0.00	0.00			

Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

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

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage« k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta k}$

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

Tableau.VI.16 Vérification l'effet P- Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix}(kN)	V_{kx}(kN)	Δ_{kx}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
22.10	4089.31	551.3703678	552.80	3.86	0.0129	Condition vérifié
18.87	3977.63	459.9686087	459.12	3.99	0.0183	Condition vérifié
15.64	3965.09	380.0333492	379.33	4.67	0.0312	Condition vérifié
12.41	4015.60	305.389526	304.82	2.92	0.0310	Condition vérifié
9.18	4064.77	228.670725	228.25	3.06	0.0594	Condition vérifié
5.95	4107.68	149.7771216	149.50	1.86	0.0859	Condition vérifié
2.72	4154.58	69.25130168	69.12	0.00	0.00	Condition vérifié

Tableau.VI.17 Vérification l'effet P- Δ sens Y

h_k (cm)	P_k (KN)	F_{iy}(kN)	V_{ky}(kN)	Δ_{ky}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
22.10	4089.31	704.9354001	708.40	1.65	0.0043	Condition vérifié
18.87	3977.63	588.0768611	588.34	1.65	0.0059	Condition vérifié
15.64	3965.09	485.8784162	486.10	1.53	0.0080	Condition vérifié
12.41	4015.60	390.4451532	390.62	1.42	0.0118	Condition vérifié
9.18	4064.77	292.3589994	292.49	1.16	0.0176	Condition vérifié
5.95	4107.68	191.4923277	191.58	0.68	0.0245	Condition vérifié
2.72	4154.58	88.53884233	88.58	0.00	0.00	Condition vérifié

Donc et d'après les tableaux on constate que notre structure justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

Vérification de l'effort normal réduit à la base

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et RPA *[Art 7.1.3.3]* 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 :

$$\boldsymbol{V = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0,3}$$

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
On a la section de poteau à la base (sous-sol) **Bc** =55x55 cm²
Ce qui correspond à un effort normal **Nd = 2115.5** kN
Donc : υ = 0.27 < 0,3 …….. Condition vérifiée

N.B :

Tous les résultats de ce chapitre ont été calculés avec les nouvelles sections des poteaux.

Conclusion

Les dimensions finales des éléments résistants sont :

- **Les poteaux** : Pour sous-sol (55×55) cm²
  RDC (55 ×55) cm²
  1er , 2ème étage (50 ×50) cm²
  3ème , 4ème étage et5ème étage (45×45)cm²

- **Les poutres :** Principales (30×45) cm²
  Secondaires (30×35) cm²
- **Les voiles** : Sous-sol et RDC $\mathbf{e_p}$ = 15 cm
  Le reste des étages $\mathbf{e_p}$ =15 cm

I. Introduction

Ce chapitre a pour l'objectif principal de déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

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

- **Combinaison**

*Combinaisons exigées par **le CBA 93 :***

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

*Combinaisons exigées par le **RPA 99 version 2003*** :

G + Q ± E

0,8 G ± E

Avec : ***G:*** charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

II. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Les données :

Tableau V.1 Les données pour le calcul

Situation durable				Situation accidentelle			
Béton		**Acier**		**Béton**		**Acier**	
γ_b =1,5	σ_b =25Mpa	γ_s =1,15	FeE 400	γ_b =1,15	σ_b =25Mpa	γ_s =1,00	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_s}$ =348*Mpa*		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa		$\overline{\sigma_s}$ =400 Mpa	

II.1. Recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferraillage des poutres

II.1.1. Armatures longitudinales ►► [Art 7.5.2.1] ◄◄

- Le pourcentage total minimum :

A_{min} = 0,5% (b × h) en toute section

- *Pour les poutres principales :* **A_{min} =** 0.005 × 35 × 45 = **6,75cm²**
- *Pour les poutres secondaires :* **A_{min}** = 0.005 × 30 × 35 = **5,25 cm²**

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  4% en Zone courante.
  6% en Zone nodale.

- *Pour les poutres principales :* A_{max} (zone courante) = 0.04 × 30 × 45 = **54 cm²**
  A_{max} (zone nodale) = 0.06 × 30 × 45 = **81 cm²**
- *Pour les poutres secondaires* : A_{max} (zone courante) = 0.04 × 30 × 35= **42 cm²**
  A_{max} (zone nodale) = 0.06 × 30 × 35 = **63 cm²**

• Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
• La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

II.1.2. Armatures transversales ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b
Avec :
b : largeur de la poutre.
St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

II.2. Ferraillage et vérification

II.2.1. Ferraillage

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

- ***Poutres principales***

Tableau V.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage
Intermédiaire	**Terrasse**	30x45	Travée	110.28	G+Q+Edx	0.00	6.8	**6.75**	**7.69**	5HA14
			Appui	-113.99	G+Q+Edx	0.00	7.1	**6.75**	**7.7**	5HA14
	etages	30x45	Travée	152.77	G+Q+Edx	0.00	9.5	**6.75**	10.65	3HA14+ 3HA16
			Appui	-153.46	G+Q+Edx	0.00	9.5	**6.75**		
Rive	**Terrasse**	30x45	Travée	135.75	G+Q+Edx	0.00	8.4	**6.75**	9.23	6HA14
			Appui	-162.61	G+Q+Edx	0.00	10.3	**6.75**	10.65	3HA14+ 3HA16
	etages	30x45	Travée	174.47	G+Q+Edx	0.00	10.20	**6.75**	10.65	3HA14+ 3HA16
			Appui	-197.18	G+Q+Edx	0.00	12.02	**6.75**	12.06	6HA16

- **Poutres secondaires**

Tableau V.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage
Intermédiaire	**Terrasse**	30x45	**Travée**	**66.66**	0.8G+Edx	**0.00**	**4.3**	**5.25**	4.62	5HA12
			Appui	-71.38	0.8G+Edx	0.00	4.6	**5.25**		
	etages	30x45	**Travée**	**71.16**	0.8G+Edx	**0.00**	**4.1**	**5.25**	4.52	4HA12
			Appui	-74.95	0.8G+Edx	0.00	4.4	**5.25**		
Rive	**Terrasse**	30x45	**Travée**	**68.02**	0.8G+Edx	**0.00**	**4.1**	**5.25**	5.65	5HA12
			Appui	-85.74	0.8G+Edx	0.00	5.3	**5.25**		
	etages	30x45	**Travée**	**76.87**	0.8G+Edx	**0.00**	**4.7**	**5.25**	6.78	6HA12
			Appui	-93.48	0.8G+Edx	0.00	5.8	**5.25**		

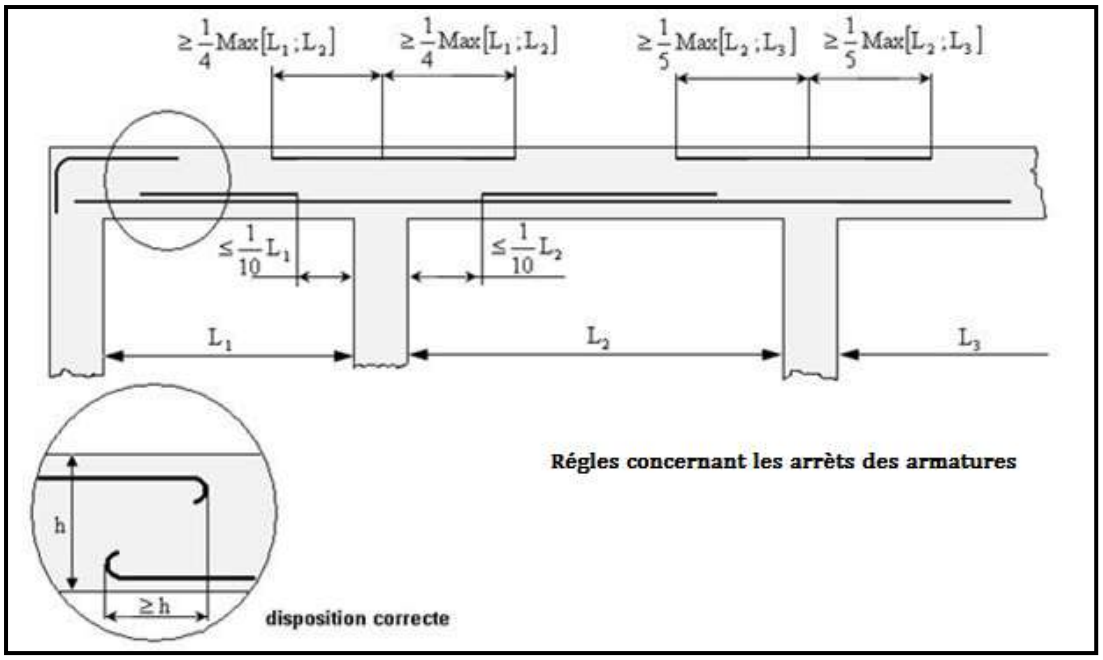


Figure V.1 Disposition des armatures pour les poutres

II.2.1.a. Vérifications nécessaires selon RPA99 version 2003 et CBA93

$A_{choisi} \geq A_{minRPA}$
$A_{choisi} \leq A_{max\ RPA}$

$A_{total} \geq A_{min\ CBA}$; avec : $A_{min\ CBA} = \frac{b \times h}{1000}$

Pour les poutres principales : $A_{min\ CBA}$ = 1,35 cm²
Pour les poutres secondaires : $A_{min\ CBA}$ = 1,05 cm²

Poutre principales

Tableau V.4 Vérifications des sections choisis des poutres principales selon RPA99 et CBA93

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} CBA	Condition	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition
Intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	**7.69**	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**54**	**Condition vérifié**
		Appui	7.7	1.35	**Condition vérifié**	6.75	81	**Condition vérifié**
	etages	**Travée**	10.65	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**54**	**Condition vérifié**
		Appui	10.65	1.35	**Condition vérifié**	6.75	81	**Condition vérifié**
Rive	**Terrasse**	**Travée**	9.23	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**54**	**Condition vérifié**
		Appui	10.65	1.35	**Condition vérifié**	6.75	81	**Condition vérifié**
	etages	**Travée**	10.65	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**54**	**Condition vérifié**
		Appui	12.32	1.35	**Condition vérifié**	6.75	81	**Condition vérifié**

Poutres secondaires

Tableau V.5 Vérifications des sections choisis des poutres secondaires selon RPA99 et CBA93

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	Condition	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition
Intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	4.62	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**42**	**Condition vérifié**
		Appui	4.62	**1.35**	**Condition vérifié**	6.75	63	**Condition vérifié**
	etages	**Travée**	4.52	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**42**	**Condition vérifié**
		Appui	4.52	**1.35**	**Condition vérifié**	6.75	63	**Condition vérifié**
Rive	**Terrasse**	**Travée**	5.65	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**42**	**Condition vérifié**
		Appui	5.65	**1.35**	**Condition vérifié**	6.75	63	**Condition vérifié**
	etages	**Travée**	6.78	**1.35**	**Condition vérifié**	**6.75**	**42**	**Condition vérifié**
		Appui	6.78	**1.35**	**Condition vérifié**	6.75	63	**Condition vérifié**

VI.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :
Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 f_{c28} = **15 Mpa**

Et on doit vérifier que

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa

Et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Cette vérification est faite juste pour les poutres de rive en situation accidentelle

Poutres principales

Tableau V.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Condition
Intermédiaire	Terrasse	Travée	38.00	7.69	3.5	15	127	201	Condition vérifié
		Appui	-44.89	7.7	4.1		150		
	etages	Travée	37.75	10.65	2.9	15	91.5	201	Condition vérifié
		Appui	-46.53	10.65	3.6		112.8		
Rive	Terrasse	Travée	55.37	9.23	4.6	15	154.6	201	Condition vérifié
		Appui	-72.83	10.65	5.6		176.5		
	etages	Travée	55.01	10.65	4.2	15	133.3	201	Condition vérifié
		Appui	-73.50	12.32	5.2		154.2		

Poutres secondaires

Tableau V.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Condition
Intermédiaire	Terrasse	**Travée**	**7.89**	**4.62**	0.6	**15**	**8.4**	**201**	**Condition vérifié**
		Appui	-15.48	4.62	1.2		16.4		
	etages	**Travée**	28.03	4.52	3.4	**15**		**201**	**Condition vérifié**
		Appui	-34.54	4.52	4.2				
Rive	Terrasse	**Travée**	10.45	5.65	0.8	**15**	**10.6**	**201**	**Condition vérifié**
		Appui	-15.28	5.65	1.2		15.5		
	etages	**Travée**	10.41	6.78	0.8	**15**	**10.1**	**201**	**Condition vérifié**
		Appui	-15.78	6.78	1.1		15.3		

VI.2.1.c. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec : T_u: 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	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

- **Poutres principales**

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

	Niveau	**Vu (KN)**	**Combinaison**	**τu (Mpa)**	$\overline{\tau_u}$ **(Mpa)**	**τu≤** $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	126.535	1.35G+1.5Q	0.98	3.3	**Condition vérifié**
	Etage	127.504	1.35G+1.5Q	1	3.3	**Condition vérifié**
Rive	Terrasse	85.39	1.35G+1.5Q	0.66	2.5	**Condition vérifié**
	Etage	86.89	1.35G+1.5Q	0.67	2.5	**Condition vérifié**

- **Poutres secondaires**

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

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	47.87	G+Q+EdY	0.54	4.34	**Condition vérifié**
	Etage	50.80	G+Q+EdY	0.57	4.34	**Condition vérifié**
Rive	Terrasse	57.39	G+Q+EdY	0.65	3.26	**Condition vérifié**
	Etage	61.14	G+Q+EdY	0.69	3.26	**Condition vérifié**

VI.2.1.d. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u (Mpa)	st (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t choisie (cm^2)	nombre des barres
30x45	1	38.25	1.15	11	22	0.99	11	22	2.01	**4HA8**
30x35	0.69	29.5	0.9	8.5	17	0.76	8.5	17	2.01	**4HA8**

VI.2.1.e. Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

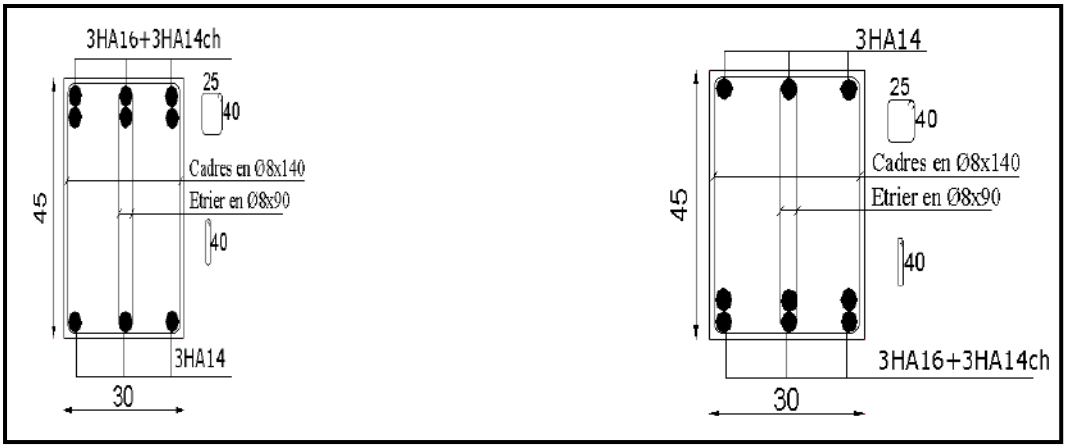
Avec : $M_t = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend *K = 0.80*.

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

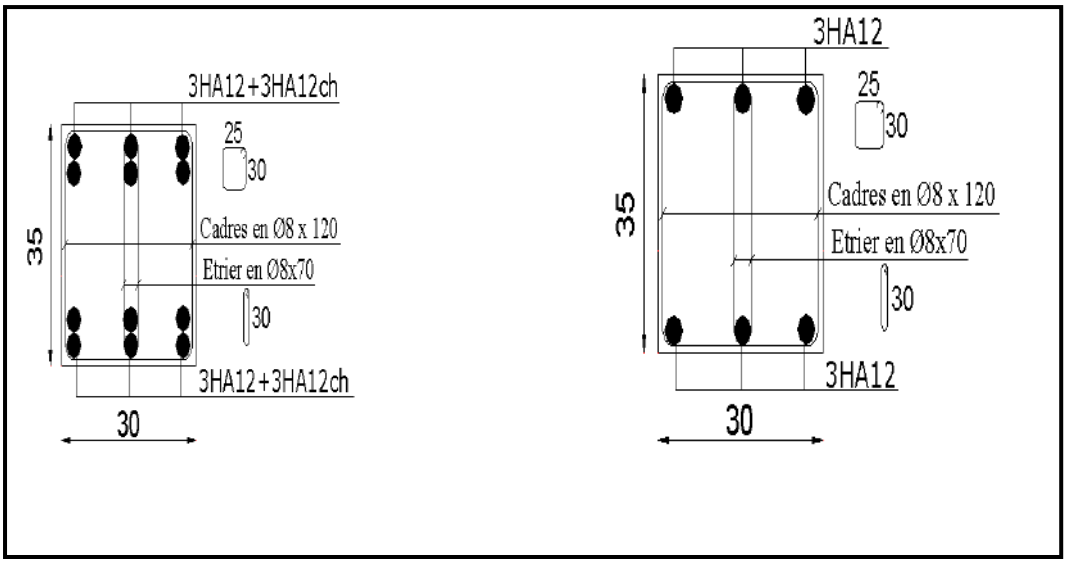
	1ere condition			**2eme condition**			**3eme condition**		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.076	0.063	**Vérifiée**	0.076	0.08	**Vérifiée**	0.0016	0.0105	**Vérifiée**
PS	0.073	0.063	**Vérifiée**	0.073	0.08	**Vérifiée**	0.0024	0.0105	**Vérifiée**

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



En appui en Travée

Figure V.2 Ferraillage des poutres principale



En appui en Travée

Figure V.3 Ferraillage des poutres secondaire

III. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.
Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : (1,35G +1,5Q) , (G + Q ± E) et (0,8G ± E)

III.1. Détermination des armatures longitudinales

III.1.1.Recommandations des règlements (Zone IIa)

Selon le CBA 93

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2\ pour 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases}$$

La Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA 99 version 2003 ►► *[Art7. 4. 2. 1]* ◄◄

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

he : la hauteur d'étage.

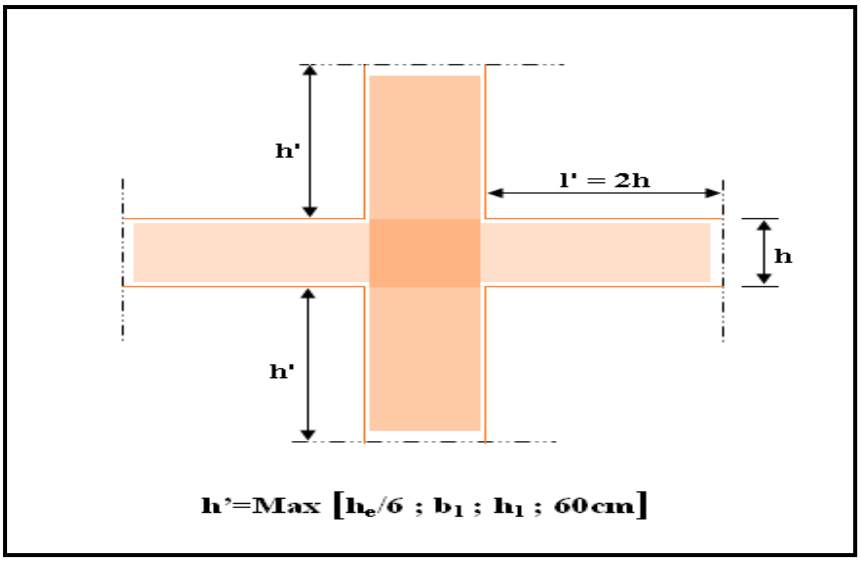


Figure V.4 La zone nodale dans les poteaux

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
• Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \qquad \text{(Zone courante).}$$

$$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement).}$$

• Le diamètre minimum est de 12 mm.
• La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
• La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

III.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

➢ 1er cas : Influence de l'effort normal

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

➢ 2eme cas : Influence du moment

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

➢ 3eme cas : Effort normal minimum

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

III.1.3. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$Mu=Nu\ .(e1+e2+e3)$$

➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

➢ e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 l_f^{\ 2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

✓ **Lf** : longueur de flambement.
✓ **h**: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
✓ **ea** : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa
✓ longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

III.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

Tableau V.13 Les données pour le calcul

Situation durable				Situation accidentelle			
Béton		**Acier**		**Béton**		**Acier**	
γ_b =1,5	σ_b =25Mpa	γ_s =1,15	FeE 400	γ_b =1,15	σ_b =25Mpa	γ_s =1,00	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_s}$ =348*Mpa*		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa		$\overline{\sigma_s}$ =400 Mpa	

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Tableau V.14 Ferraillage des poteaux

Niveaux	Cas	N	situation	A	A_{min} (RPA)	A_{CBA} (cm^2)	A_{Choisi} (cm^2)
Poteau (55x55) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2115.5	G+Q+Edx	8.8	24.2	3.025	**8HA20 = 25.13**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1005.13	0.8G+Edx				
Poteau (55x55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2113.43	G+Q+Edx	8.8	24.2	3.025	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1684.50	0.8G+Edx				
Poteau (50x50) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1603.09	G+Q+Edx	8	20	2.5	**4HA16+4HA20 = 20.60**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	731.25	0.8G+Edx				
Poteau (50x50) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1483.43	G+Q+Edx	8	20	2.5	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1158.29	0.8G+Edx				
Poteau (45x45) inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	868.15	G+Q+Edx	7.2	16.02	2.025	**8HA16 = 16.08**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	356.92	0.8G+Edx				
Poteau (45x45) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	538.58	G+Q+Edx	7.2	16.02	2.025	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	372.88	0,8.G+EdX				

III.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

1.Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

2.Section partiellement comprimée :

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

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

Tableau V.15 Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	Cas	N	situation	A	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	vérification
Poteau (55x55) inter	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	989.18	G+Q	25.13	3.1	47	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	187.11	G+Q	25.13	0.6	8.9	Condition vérifiée
Poteau (55x55) rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	553.52	G+Q	25.13	1.8	26.3	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	61.61	G+Q	25.13	0.2	2.9	Condition vérifiée
Poteau (50x50) inter	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	705.81	G+Q	20.60	2.7	40.4	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	349.61	G+Q	20.60	1.3	20	Condition vérifiée
Poteau (50x50) rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	457.79	G+Q	20.60	1.7	26.2	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	142.71	G+Q	20.60	0.5	8.2	Condition vérifiée
Poteau (45x45) inter	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	422.48	G+Q	16.08	2	29.7	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	82.49	G+Q	16.08	0.4	5.8	Condition vérifiée
Poteau (45x45) rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	271.33	G+Q	16.08	1.3	19.1	Condition vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	15.70	G+Q	16.08	0.1	1.1	Condition vérifiée

III.2. Détermination des armatures transversales

III.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

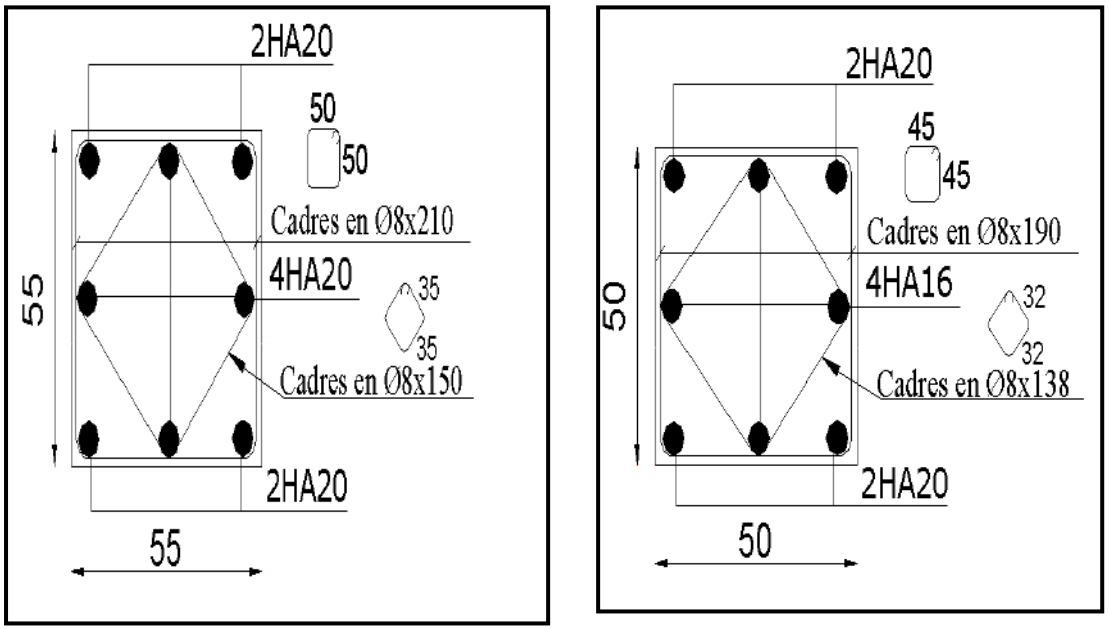
La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

Avec :

Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

Avec effort tranchant =0 parceque R=4



Poteau 55x55 **Poteau 50x50**

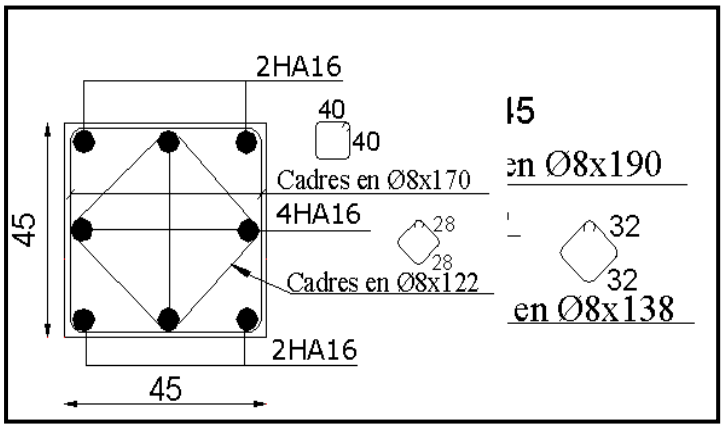


Figure V.5 Ferraillages des poteaux

IV. Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Tous les voiles seront donc calculés en ***flexion composée*** en situation accidentelle sous les combinaisons :

1,35G+1,5Q ;
G+ Q ± E ;
0,8G ± E.

On a deux types de voiles : **Voiles pleins et voiles avec ouvertures.**

Remarque :
Niveau RDC et les étages épaisseur 15

IV.1.Recommandations réglementaires

IV.1.1.Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :
a= l'épaisseur du voile
b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99 version 2003: ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄
Aver= 0.2% Bt dans la section tendue du voile.
A =0.15%B ver dans la section globale du voile.
Aver = 0.1%B dans la section courante.

Avec :
B: section du voile.
a: épaisseur du voile.
φ_{ver} : diamètre vertical

Remarque
A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale a 15 cm.

IV.1.2.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:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

Avec :

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 Version 2003:

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

IV.1.3 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. Ce sont des armatures rondes lisses de nuance FeE 235.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 version 2003) :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

IV.1.4. Espacement ►► RPA [Art 7.7.4.3] ◄◄

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_v \leq Min[1.5a ; 30cm] = \mathbf{22.5\ cm}$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \end{cases} \quad \frac{L}{10}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **20 cm**.

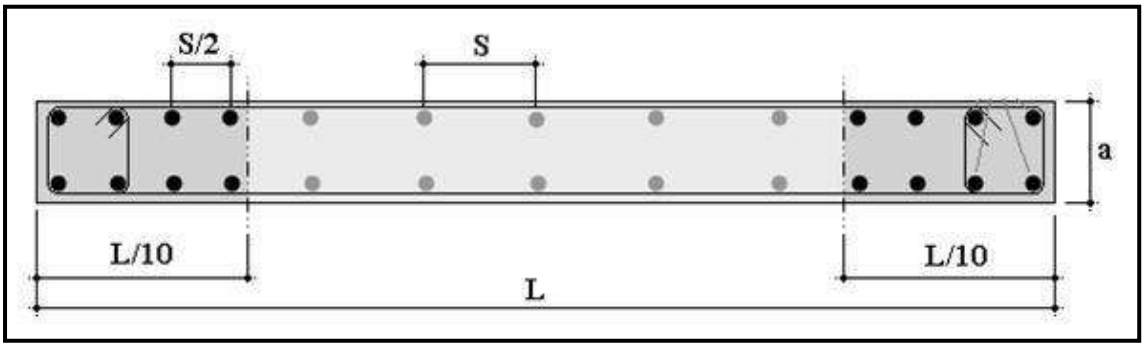


Figure V.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles

IV.1.5. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV.2.Calcul des armatures

IV.2.1. Armatures verticales

a. Voiles pleins

Détermination des armatures verticales à l'ELU

Tableau V.16 Ferraillage verticales des voiles

	Voiles	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A Calculée (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Sv (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
(épaisseur : 15 cm)	***1***	***2.45***	***0.36***	543.96	894.23	***ACC***	***10.5***	***5.51***	***3.67***	20	2(10HA12) = 2×11.31
	2	***2.95***	***0.43***	619.73	939.04	***ACC***	***12.4***	***6.63***	***4.42***	20	*2(11HA12) = 2×12.44*
	3	***3.70***	***0.55***	1278.80	2694.32	***ACC***	***15.4***	***8.32***	***5.55***	20	*2(14HA12) = 2×15.83*
	4	***4.80***	***0.71***	1812.28	4432.39	***ACC***	***19.8***	***10.8***	***7.2***	20	*2(18HA12) = 2×20.36*

- **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.17 Vérification des contraintes à l'état limite de service voile pleine

Voiles	L (m)	S (m^2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
1	2.45	0.36	480.85	-50.57	11.31	1,2	18,59	Condition vérifiée
2	2.95	0.43	407.52	-109.39	12.44	1.3	18.7	Condition vérifiée
3	3.70	0.55	638.12	-243.09	15.83	1,6	24,3	Condition vérifiée
4	4.80	0.71	898.00	-1.88	20.36	1,17	17,59	Condition vérifiée

IV.2.2. Armatures horizontales

Vérification des voiles a l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.
La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4\ V_{Cal} / b_0\, d \quad \blacktriangleright\blacktriangleright \textbf{ RPA [Art 7.7.2]} \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

Avec :
T : l'effort tranchant à la base du voile.
b_0 : l'épaisseur du voile.
d : la hauteur utile d= 0.9 h.
h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau u}$=0.2 f_{c28} donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau u}$

Tableau V.18 Vérification des voiles à l'effort tranchant

Voiles	L (m)	S (m^2)	Epaisseur (m)	V(KN)	τ u(MPa)	$\overline{\tau u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau u}$
1	2.45	0.36	0.15	834.90	3.53	5	Condition vérifiée
2	2.95	0.43	0.15	717.48	2.52	5	Condition vérifiée
3	3.70	0.55	0.15	198.37	0.55	5	Condition vérifiée
4	4.80	0.71	0.15	136.82	0.26	5	Condition vérifiée

IV.2.3. 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.19 diamètre des armateurs transversaux

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

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

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

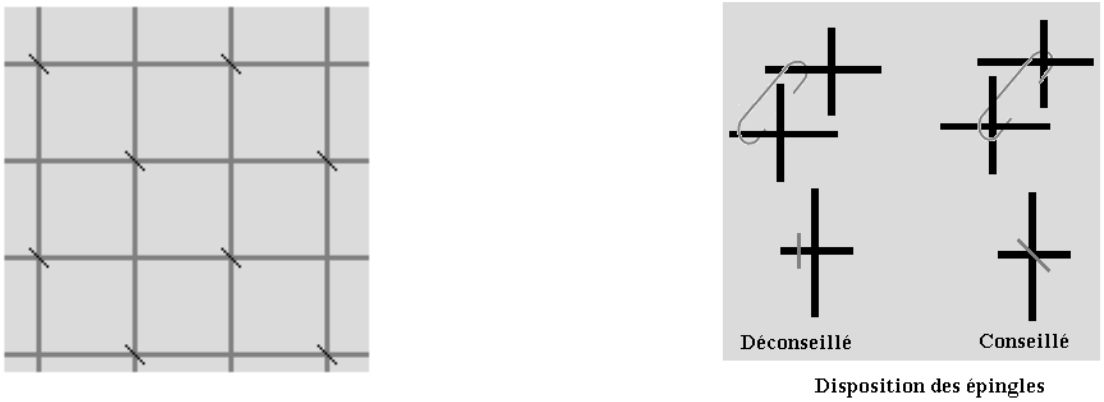


Figure V.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Voiles avec ouverture

1/Linteau

Section B'= a.h

B' =0.15 × 1,23 =0,18 m²

Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$i = \frac{a.h^3}{12} = 0.0232 m^4$$

2/Trumeau

B_1: section, avec centre de gravité G_1 .

$B_1 = a \times b_1 = 0,15 \times 2,83 = 0,424$ m²

I_1 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravitéG_1.

$$I_1 = \frac{a.b^3}{12} = 0.283 m^4$$

G : centre de gravité de la section composée de B_1.

$I_0 = I_1 = 0.283\ m^4$

Moment d'inertie de la section composée de B_1 par rapport à G :

$C_1 = 1{,}60$ m

$I = I_0 + B_1 C_1^2 = 1.36\ m^4$

- **Vérification de α**

On détermine la valeur de α:

$$\alpha = w \times H_0 \ I_0 . m . a_0^3 . H$$

Avec :
H_0 : la hauteur totale du voile.

$$W = \frac{3.i.I.c}{I0 .m.a03.H}$$

$$m = \frac{2\,C\,B}{B} = 2C$$

Alors w = 12,15

Donc : α = 12,15 ×2,72 = 33,04 > **10**

Le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite. Le ***voile est considéré comme***

Les trumeaux :

- Les armatures verticaux :

Tableau V.20 calcul des armatures verticales et leurs espacements de trumeau

niveau	Voile	S(cm²)	N(KN)	M(KN.m)	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Choix
SS	V_1	15x283	2130.16	201.47	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
RDC	V_1	15x283	2730.88	1161.73	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
1eme	V_1	15x283	2578.55	4904.98	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
2eme	V_1	15x283	4450.58	2035.05	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
3eme	V_1	15x283	3066.61	1549.20	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
4eme	V_1	15x283	1599.98	1048.46	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**
5eme	V_1	15x283	351.89	544.60	ACC	11.9	6.36	4.24	**2(11HA12)=2×(12.44)**

Avec espacement verticale = 20cm Sv=20 cm

- **Vérification à E.L.S :**

Tableau V.21 vérification des armatures a l'ELS des trumeaux

Voiles	L (m)	S (m^2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
1	2.83	0.42	535.70	-77.43	12.44	1,2	18,59	Condition vérifiée

- **Las armateurs horizontaux :**

Tableau V.22 calcul des armatures horizontales et leur espacement des trumeaux

Sens	niveau	voile	e (cm)	H (cm)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	S_h RPA	S_h (cm)	A_{min}^{RPA}
X	SS	V_1	15	283	966.06	3.54	5	22.5	20	30
	RDC	V_2	15	283	818.05	2.99	5	22.5	20	18.57
	1ere	V_3	15	283	871.5	3.19	5	22.5	20	18.57
	2eme	V_4	15	283	796.63	2.91	5	22.5	20	18.57
	3eme	**V_5**	15	283	**1307.3**	4.79	5	22.5	**20**	18.57
	4eme	**V_6**	15	283	**913.98**	3.35	5	22.5	**20**	18.57
	5eme	**V_7**	15	283	**887.43**	3.25	5	22.5	**20**	18.57

- **Les Linteaux :**

La vérification de la Deuxième cas : $\tau > 0.06 x f_{c28}$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

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

$V = V_u$ (sans majoration)

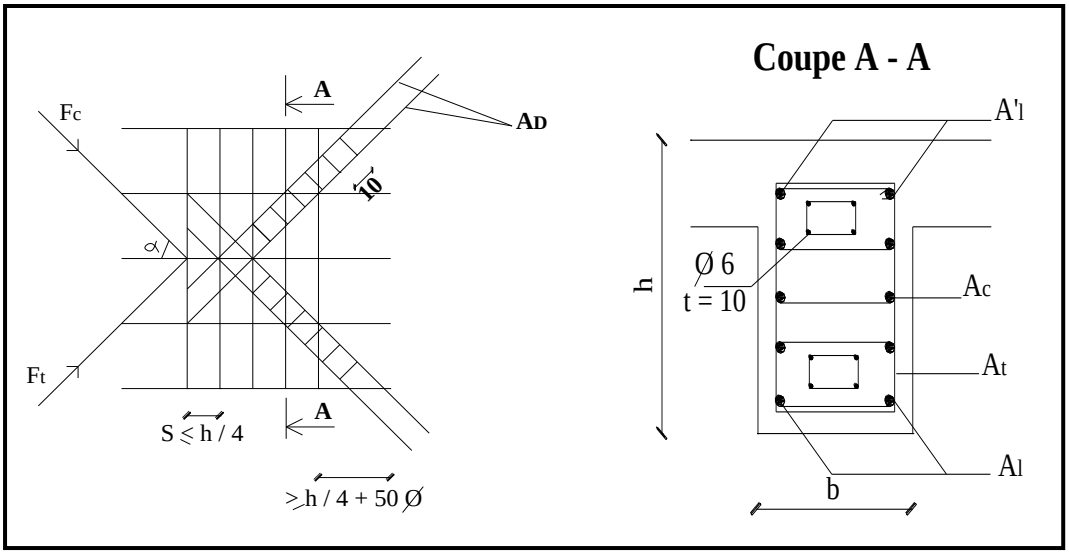


Figure V.7 Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

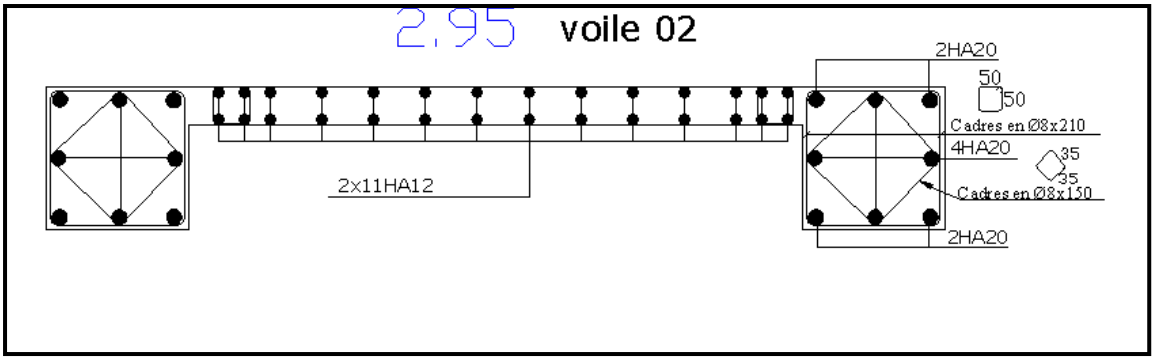
- $A_l \geq 0.15\,\%\, b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\, b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ A_D = 0.15\,\%\, b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\%\, b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\%\, b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$

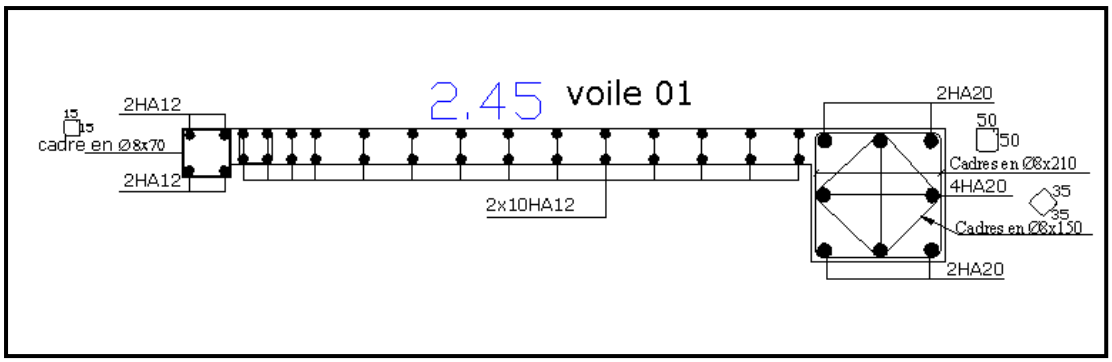
Tableau V.23 Ferraillage minimal des linteaux

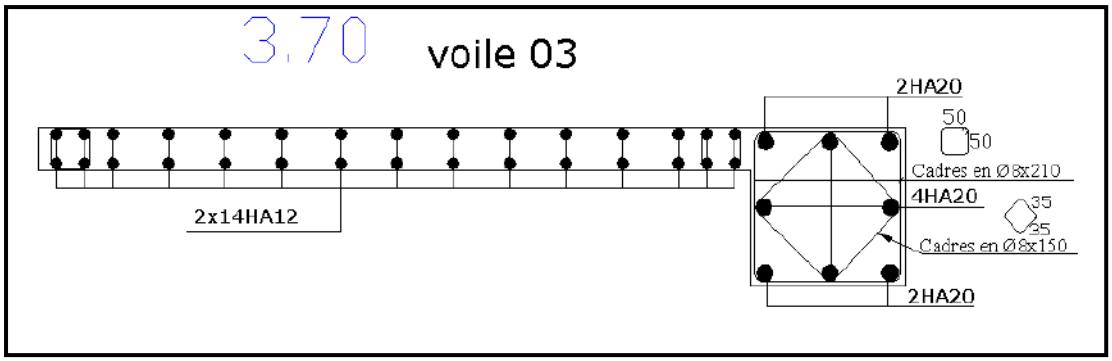
	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≤0.06xfc28	M	A cal			
								AD	Al (cm²)	At min	Ac
SS	123	15	160	435.54	3.67	Traction compression	204.83	9.03	2.77	0.56	3.69
RDC	123	15	160	340.57	2.15	Traction compression	182.14	8.75	2.77	0.56	3.69
1eme	123	15	160	245.88	2.09	Traction comp0ression	156.06	8.01	2.77	0.56	3.69
2eme	123	15	160	175.41	1.84	Traction compression	98.98	7.51	2.77	0.56	3.69
3eme	123	15	160	123.44	1.66	Traction compression	77.54	6.25	2.77	0.56	3.69
4eme	123	15	160	92.12	1.21	Traction compression	67.28	4.40	2.77	0.56	3.69
5eme	123	15	160	779.06	0.57	Traction compression	54.34	0.98	2.77	0.56	3.69

Avec : S=15cm

Amin	Sa	A_{adopt}		
		AD	Al (cm²)	Ac
2.7	15	8HA12=9.05	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA12	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA12	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA12	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA10	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA10	4HA10	4HA12
2.7	15	8HA10	4HA10	4HA12







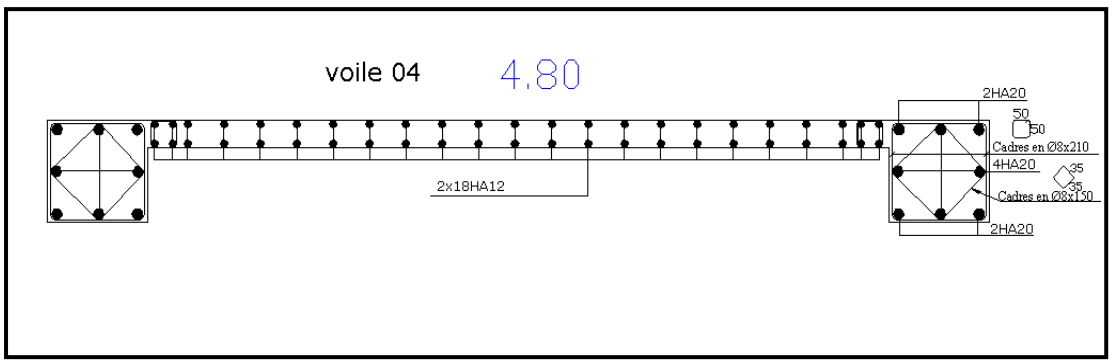


Figure V.8 Disposition des armatures dans les voiles pleins épaisseur 15 cm

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.
Les fondations doivent être stable sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure
  - *Un effort normal*
  - *Une force horizontale*
  - *Un moment*
- Les sollicitations dues au sol

VI.1.1 Contrainte du sol

En absence de l'étude géotechnique réservée au projet et aucune information sur la nature du sol, la contrainte du sol et la profondeur d'ancrage, nous avons pris une contrainte admissible du sol $\boldsymbol{\sigma}_{s\,adm} = 2$ bars à 02 mètre d'ancrage, l'angle du frottement du sol $\upsilon=22^{o}$

VI.1.2 Choix du type de fondation

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.
Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution
- Economie

Pour notre structure , nous avons le choix entre ***des semelles isolées***, ***des semelles filantes*** et ***un radier général***, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelles adéquat.

VI. 2 Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

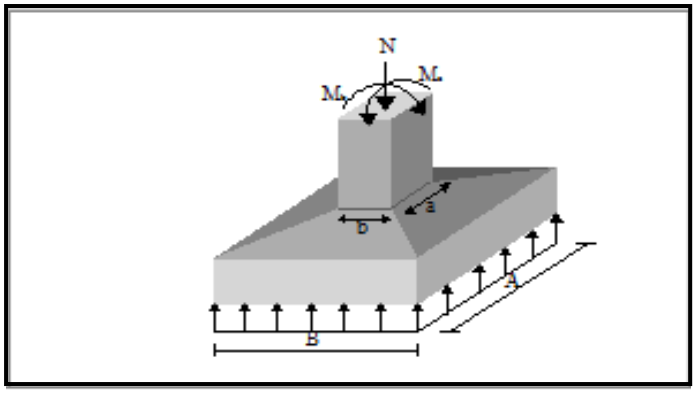


Figure VI.1: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Si M=0

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma s}}$$

$$da \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h\ adp \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp}\frac{\phi a+\phi B}{2} \end{cases}.$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A = \frac{N\ (A-a)}{8\ .\ da\ .\ \sigma s} \\ A = \frac{N\ (B-b)}{8\ .\ db\ .\ \sigma s} \end{cases}$$

Si M≠ 0 :

On procède comme suite :

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s\,.\,B^3$ - N.B - 3. e_{0b}.N ≥ 0</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s\,.\,B^2 - (3.99.\frac{a}{b}\,e_{0b}.\,\sigma s\,)\,B - 2.N$ ≥0 0</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>⇒ B ⇒A</td><td colspan="2" rowspan="2">A=$\frac{a}{b}$. B</td></tr>
<tr><td>Ma≠ 0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s\,.\,A^3$ - N.A - 3. e_{0a}.N ≥ 0</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b}\leq B/18$</td><td>Ab=N(1+(3 e_{0b} /B))$\left(\frac{B-b}{8\,.\,db\,.\,\sigma s}\right)$</td><td colspan="2">$M_{1b}$=A(B/2-0.35b)2.((σ 3b + 2. σ 2b /6)
Ab= M1b/ β. db. σs</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e_{0b}/B))$\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e0b/B))$\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td></tr>
<tr><td>Ma ≠0 et $e_{0a}\leq A/18$</td><td>Aa=N(1+(3 e_{0b}/A))$\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>Ma≠ 0</td><td>$M_{1b}$ =B(A/2 − 0.35a)2.((σ 3b + 2. σ 2b)/6
Aa= M_{1a}/ β. da. σs</td></tr>
</table>

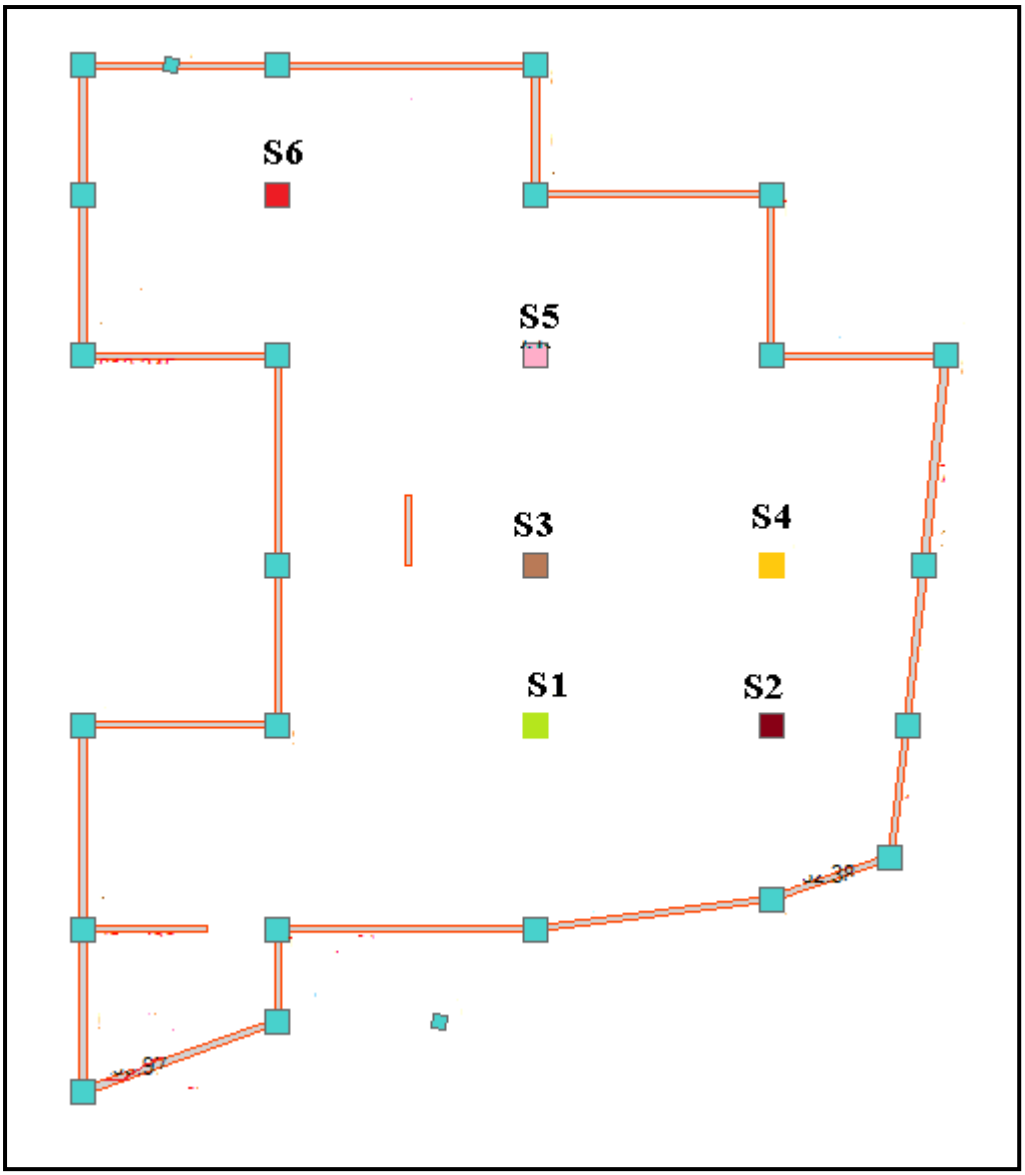


Figure VI.2 dispositions des semelles

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{b-2(e+\phi b+\frac{\phi}{2}a)}{(na-1)}$; $Sb=\frac{A-2(e+\frac{\phi}{2}b)}{(nb-1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.2.1 Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI.2.: dimensionnement de la section des semelles isolées

Semelle	Combinaison	N(kN)	A(m)	B(m)	σ	σ_{adm}	A_{adop}	B_{adop}	d(m)	h(m)	h_{adop}(m)
S1	G+Q	1728.35	2.93	2.93	2.32	2	3.4	3.4	0.6	0.42	0.6
S2	G+Q	1306.45	2.55	2.55	2.49		3	3	0.5	0.41	0.6
S3	G+Q	1500.93	2.73	2.73	2.31		3.2	3.2	0.54	0.414	0.6
S4	G+Q	1421.17	2.67	2.67	2.35		3	3	0.53	0.413	0.6
S5	G+Q	1148.32	2.39	2.39	2.39		2.7	2.7	0.46	0.406	0.6
S6	G+Q	1153.73	2.4	2.4	3.2		2.7	2.7	0.46	0.406	0.6

VI.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Tableau VI.3.: Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
1728.35	173.4	10.58	204.69	1.83	Condition vérifiée
1306.45	135	10.58	151.263	1.78	Condition vérifiée
1500.93	153.6	10.58	176.97	1.79	Condition vérifiée
1421.17	135	10.58	151.263	1.9	Condition vérifiée
1148.32	109.35	10.58	116.49	1.89	Condition vérifiée
1153.73	109.35	10.58	116.49	1.89	Condition vérifiée

VI.2.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

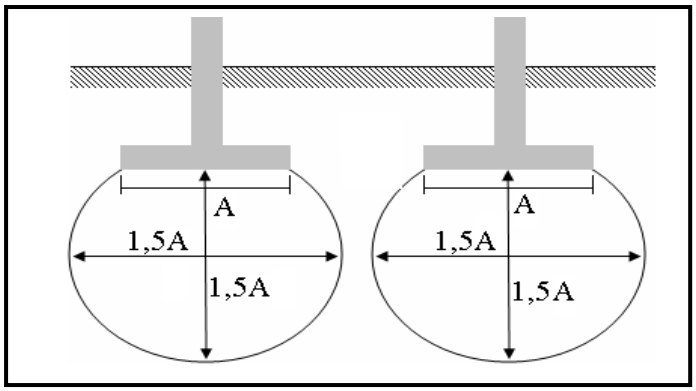


Figure VI.3 : Les bulles de pression

***Tableau* VI.4**: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
suivant X	S1 – S2	3.4	3	4.8	5.35	Pas de chevauchement
	S3 – S4	3.2	3	4.65	5.35	Pas de chevauchement

***Tableau* VI.5**: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
suivant Y	S1 – S3	3.4	3.2	4.95	3.67	chevauchement
	S2 – S4	3	3	4.5	3.67	Chevauchement
	S3 – S5	3.2	2.7	2.21	4.74	Pas de chevauchement

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n y a pas chevauchement des semelles dans le sens X : (S1 – S2) et (S 3 – S4), et il y a chevauchement dans le sens Y : (S 1-S3) ,(S2 – S4) et pas de chevauchement dans le semelle (S3 –S4) on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI. 2 Calcul des semelles filante:

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

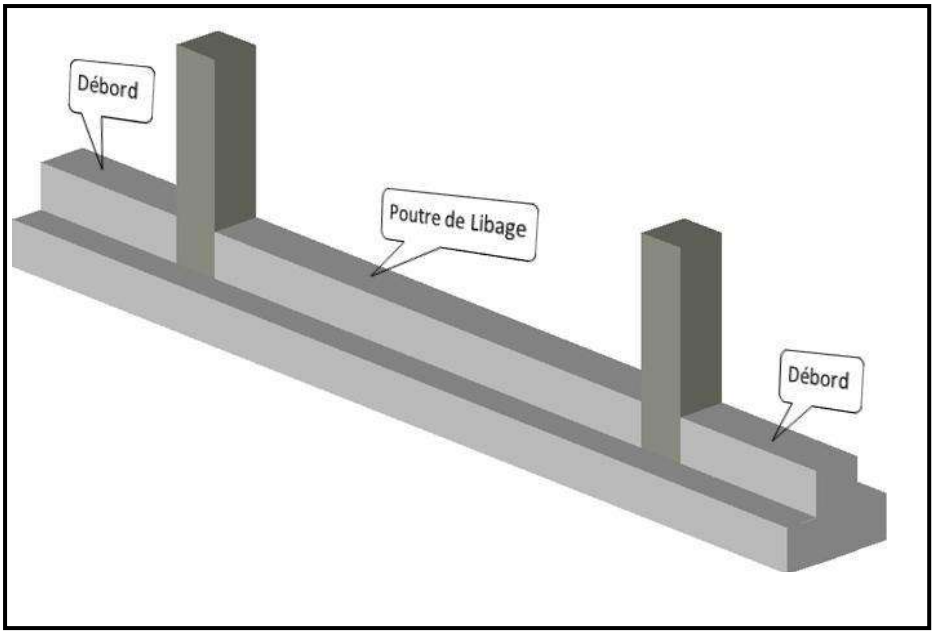


Figure VI.4 Schéma d'une semelle filante sous poteaux

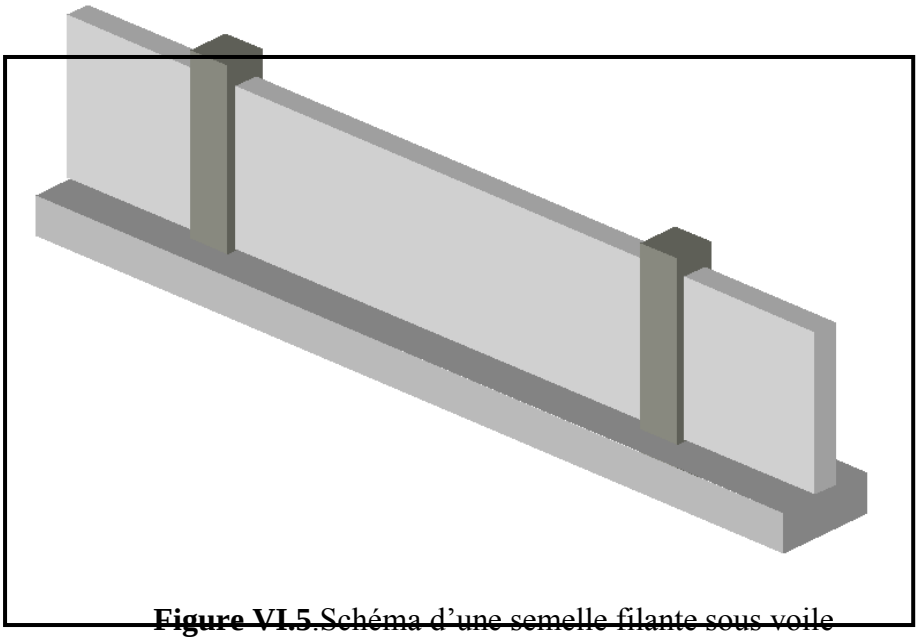


Figure VI.5.Schéma d'une semelle filante sous voile

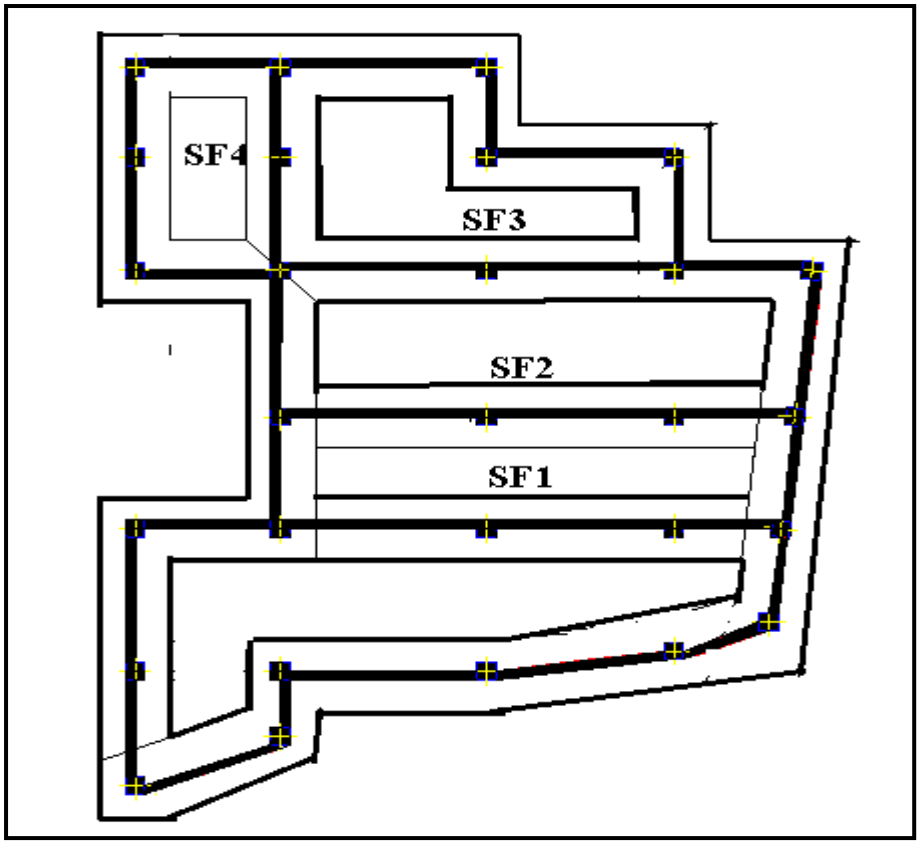


Figure VI.6 Choix des semelles filantes

VI. 2.1 semelles filantes sous poteaux :

a. Dimensionnement :

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

Hauteur de semelle :

h= d+c+ϕ/2

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

Pré dimensionnement de poutre de libage

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

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

Les résultats son résumé dons le tableau suivant :

***Tableau* VI.6**: dimensionnement de la section des semelles filantes suivant X

Semelle	Combinaison	N_{ser}	L(m)	B(m)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	h(m)	L(m)+d1+d2	B_{adop}(m)
Sf1	G+Q	3423.435	5.85	1.58	2.42	2	0.6	6.85	2
Sf2	G+Q	3254.79	5.85	1.54	2.01		0.6	6.85	1.5
Sf3	G+Q	1643.165	5.85	1.09	2.86		0.6	6.85	1.5

***Tableau* VI.7**: dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y

Semelle	Combinaison	N_{ser}	L(m)	B(m)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	h(m)	L(m)+d1+d2	B_{adop}(m)
Sf4	G+Q	1506.75	6.59	1.94	2	2	0.6	7.59	1.94

b. Vérification de contrainte a L'ELS:

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

Tableau VI.8: Vérification de contrainte à L'ELS

∑ N (KN)	P semelle (KN)	P amorce poteau (KN)	P remblai (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
3423.435	60	10.58	52.98	2.97	Condition non vérifiée
3254.79	33.75	6.81	22.74	2.07	Condition non vérifiée
1643.165	33.75	6.81	22.74	2.75	Condition non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiés alors on augmente les sections des semelles :

Tableau VI.9: Vérification final de contrainte à L'ELS

Semelle	B finale (m)	σ_{cal} (bar)	σ_{Sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
Sf1	2.4	1.97	2	Condition vérifiée
Sf2	2	1.88	2	Condition vérifiée
Sf3	1.89	1.71	2	Condition vérifiée

c. Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :

On doit vérifiée dans les semelle filante par la relation suivant :

$$L-(A+A')/2 \geq 50cm$$

Tableau VI.10. vérification du chevauchement entre les semelles

Semelle	L_{max} (m)	L-(A+A')/2 ≥ 50cm	Condition
Sf1 – Sf2	3.64	144	Condition vérifiée
Sf2 – Sf3	4.74	297.5	Condition vérifiée

VI. 2.2 semelles filantes sous Voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 . \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants

***Tableau* VI.10** dimensionnement de la section des semelles filantes sous voile

Semelle	Combinaison	N_{ser} (KN)	L(m)	e(m)	B(m)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	h(m)	L(m)+d1+d2	B(m)
1	G+Q	5687.523	20.8	0.012	1.3	0.191	2	0.4	22.8	1.3
2	G+Q	6211.710	19	0.01	1.5	0.197		0.4	21	1.5
3	G+Q	5567.428	18.50	0.03	1.4	0.194		0.4	20.5	1.4
4	G+Q	10560.238	32.10	0.013	1.6	0.194		0.4	34.10	1.6
5	G+Q	880.222	2.8	0.011	1	0.183		0.4	4.8	1

VI.3.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

VI.3.1Semelles filantes sous poteaux :

Tableau VI.11 ferraillage des semelles filantes sous poteaux

Semelle	Nu	Nser	L max	B (m)	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
1	4372.86	1728.35	6.85	3.4	2.61	1.78	4HA10=3.14	25
2	3792.57	1306.45	6.85	3	2.26	1.34	3HA10=2.36	33.33
3	5057.47	1500.93	6.85	3.2	1.16	1.59	2HA14=3.08	25
4	3950.98	1421.17	6.85	3	3.45	2.13	4HA12=4.52	25
5	3573.96	1148.32	6.85	2.7	3.12	1.81	3HA12=3.39	25
6	2582.94	1153.73	6.85	2.7	2.46	2.01	3HA12=3.39	25

Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.12 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes sous voile

Semelle	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
Sf1	1	1.3	0.325	45	C.V
Sf2	1	1.5	0.375	45	C.V
Sf3	1	1.4	0.35	45	C.V
Sf4	1	1.6	0.4	45	C.V
Sf5	1	1	0.25	45	C.V

VI.3.2 Semelles filantes sous voile :

Tableau VI.12 ferraillage des semelles filantes sous voile a L'ELS

Semelle	Combinaison	N_{ser}	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	L(m)	e(m)	B(m)	A	A_{REP}	D
1	G+Q	5687.523	C.V	20.8	0.012	1.3	3.62	1.17	0.4
2	G+Q	6211.710	C.V	19	0.01	1.5	5.35	2	0.4
3	G+Q	5567.428	C.V	18.50	0.03	1.4	5.65	1.97	0.4
4	G+Q	10560.238	C.V	32.10	0.013	1.6	6.16	2.46	0.4
5	G+Q	880.222	C.V	2.8	0.011	1	1.67	0.41	0.4
6	G+Q	5687.523	C.V	20.8	0.012	1.3	3.62	1.17	0.4

Tableau VI.13 ferraillage des semelles filantes sous voile a L'ELU

Semelle	Combinaison	N_u	$e_{0\ ELS} \leq \frac{B}{18}$	L(m)	e(m)	B(m)	A	A_{REP}	D
1	G+Q	7438.870	C.V	20.8	0.02	1.3	2.67	0.87	0.4
2	G+Q	7968.300	C.V	19	0.08	1.5	4.30	1.39	0.4
3	G+Q	5641.568	C.V	18.50	0.045	1.4	2.81	0.98	0.4
4	G+Q	13064.474	C.V	32.10	0.018	1.6	4.32	1.72	0.4
5	G+Q	1197.421	C.V	2.8	0.015	1	0.61	0.15	0.4
6	G+Q	7438.870	C.V	20.8	0.02	1.3	2.67	0.87	0.4

A final	A REP FINAL	St a	St rep
6 * HA 12 = 6.79cm2	8 * HA 12 = 9.05cm2	15	15
6 * HA 12 = 6.79cm2	9 * HA12 = 10.18cm2	15	15
6 * HA 12 = 6.79cm2	8 * HA 12 = 9.05cm2	15	15
6 * HA 12 = 6.79cm2	9 * HA12 = 10.18cm2	15	15
6 * HA 12 = 6.79cm2	6 * HA 12 = 6.79cm2	15	15

❖ *Longitudinalement*: (**POUTRE DE LIBAGE**)

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous deux poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{N_G}{L}$

N_G : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux : N = 3423.435 kN.

$q = \frac{3423.435}{5.85} = 585.20\ kN/ml$ Donc :

Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

Les armatures principales:

Béton: $f_{c\,28}$ = 25MPa ; γ_b =1.15 ; σ_{bc} = 18.48MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1MPa,b = 45 cm ; h = 70cm ;d = 67 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1 ; σ_s = 400 MPa.

	M_u kN.m	**μ**	**B**	**A cm²**	**A' cm²**	**A_{min} cm²**	**A_{adopt} cm²**
Aux appuis	250.33	0.08	0.958	10.73	0	3.15	**6 T 14 + 7 T 14**
							13.88
En travée	125.165	0.04	0.980	5.24	0	3.15	**1 T 16 + 3 T 14**
							6.63

VI.4. LES LONGRINES

VI.4.1- Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-7-2- Prédimensionnement:

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm². **[2]**

On adopte : (**b** x **h**) = (**30** x **40**) **cm²**.

VI-7-3- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN

N: effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : **α = 12** (**ZONE IIa ; SITE S_3**)

VI-7-4- Ferraillage:

a) A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s} \qquad \textbf{[1]}$$

On a : $N_u = 4372.86$ kN

Alors: $A_u \geq \frac{364.405\ \ 10^3}{348} = 1047 mm^2$

Donc : **A=10.47 cm²**

b) condition de non fragilité: (CBA 93)

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30 \times 40) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3\,cm^2$

Alors : A=2×3HA14

c) Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa$ Avec : N_{ser} = 1728.35 KN

Alors : $A_{ser} \geq \frac{1277.88.10^3}{10 \times 202} = 6.33\,cm^2$

d) Section minimale donnée par le RPA 99:

$$A_r \geq 0.6\,\%\,B$$

Alors: $A_r \geq 0.6\,\% \times (30x40) \Rightarrow A_r = 7.20\,cm^2$

On adopte A=2×3HA14=9.23 cm²

f) Armatures transversales:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,mm$

g) Espacement:

$$S_t = \min\left[20cm\,;15\varphi_l\right] = \min\left[20cm\,;18cm\right]$$

On adopte : **S_t = 15 cm**.

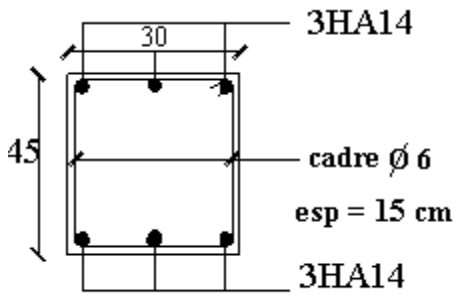


Figure VI.7. Ferraillage de la longrine

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME **CBA 93**

[2] : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES **RPA 99**

[3] : CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION

[4] : CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME. BELAZOGHI

[5] : DYNAMIQUE DES OUVRAGES

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS G. SANGLERAT

[7] : FORMULAIRE DE BETON ARME. TOME 1 TOME 2

Logiciels :

Logiciel d'analyse des structures SAP2000 version 16

Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT

Logiciel de dessin AUTO CAD 2010