République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D^{r} : YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département De Génie De LA Matière

Filière : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction et Matériaux

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL (R+5+sous-sol)

Promoteur :

Dr.DEBIEB Farid

Etudié par:

M^{r}: MIHOUBI Adel

M^{r}: KAHELA Hamza

Co-promoteur:

M^{r}: SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2012

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

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

Merci mes parents.

À mes très chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis et mes collègues.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon

Co - promoteur

M^R : Safiddine Salim

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

Mihoubi Adel

Dédicace

Je dédis mon travail a qui ma donné la volante de savoir, d'apprendre,a prospecter et d'observer les choses spontanément.

C'est mon père ma fierté et mon symbole dans la vie que dieu le garde pour toujours

A la plus belle femme du monde ma mère, qui a veillé sur moi jour et nuit depuis mon enfance qui ma donne l'amour la gentillesse

A mes très chers frères
A mon binôme Adel .
A tous mes collègues que j'ai les connaît jusqu'à ce jour.
A mes enseignants et enseignantes et spécialement à mon
Co -promoteur
M^R : Safiddine Salim
A tous les étudiants et étudiantes du génie civil.
Aux étudiants de génie civil promotion 2012



Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le tout puissant qui nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes notre profonde reconnaissance à M^r^ :Debeib Farid, enseignant à l'université D^r^ Yahia Fares, d'avoir accepté d'encadrer ce projet de fin d'étude et pour tous les conseils et orientations qu'il a su nous promulguer durant l'évolution de notre projet

Nos vifs remerciements vont aux membres du jury qui ont accepté de bien vouloir examiner ce modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, avec beaucoup de dévouement et de compétence.

ملـــخص

الهـدف من هذا العمل هو دراسة منشاة عمارة سكنية و تجارية من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي+ 5طوابق +طابق تحت ارضي تمت بنايتها في ولاية وهـران ذات نشاط زلزالي متوسط. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام أعمدة و عارضات مدعمة بجدران مسلحة. تم التـصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 version 2003, CBA93) وتمت الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج .(ROBOT PROFFESIONAL 2010)

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation et commercial en béton armé (R+5+sous-sol) implanté à ORAN qui est classée comme une zone de moyenne sismicité(II_a).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique+ voiles) en béton armé. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93).L'étude dynamique a été fait sur le logiciel (ROBOT PROFFESIONAL 2010).finalement, nous avons étudié l'infrastructure en adoptant un radier nervuré.

Abstract

The aim of this work is to study a reinforced concrete building for commercial and résidentiel use, made of 6 floors a ground floor and one basement, the building is located at ORAN which belongs to an average seismicity zone.

The building resistance is provided by a system of bracing portal reinforced by concrete walls. The design is done in accordance with the Algerian Parasismique rules (RPA99 /V2003), CBA 93 codes.

The dynamic study was carried out using ROBOT PROFISSIONAL 2010 software.

SOMMAIRE

Chapitre I - *Présentation De L'ouvrage-*

I. INTRODUCTION 1

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 1

I.2.1 Dimensions en élévation 1

I.2.2 Dimensions en plan 1

I.2.3 Données du site 1

I.3 CONCEPTION STRUCTURELLE 2

I.3.1 Choix du contreventement 2

I.3.2 Plancher 2

I.3.3 Les dalle 2

I.3.4 Les escaliers 2

I.3.5 Les balcons 2

I.3.6 Maçonnerie 2

a) Les murs extérieurs 3

b) Les murs intérieurs 3

I.3.7 Revêtement 3

I.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 3

I.4.1 Béton 3

Masse Volumique 4

I.4.2 Les armatures 6

a) Caractéristiques mécaniques 6

b) Contrainte de calcul d'acie 6

Chapitre II - *Pré-Dimensionnement Des Eléments* -

Introduction 8

II.1 EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES 8

II.1.1 Plancher terrasse 8

a)Charges Permanentes 8

b) Surcharge D'exploitation 9

II.1.2 Plancher étage courant 9

a) Charges Permanentes 9

b) Surcharge D'exploitation 9

II.1.5 Escaliers 10

a) Charges Permanentes 10

b) Surcharge D'exploitation 10

II.1.6 Murs extérieurs en maçonnerie 10
a) Charges Permanentes 10
II.2 prédimensionnement 11
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers 11
a) Résistance au feu 11
b) Résistance a la flexion 11
c) Condition de flèche 12
d) Isolation phonique 12
e) Formule empirique 12
II.2.2 Prédimensionnement des escaliers 12
II.2.3 Prédimensionnement des voiles 13
II.2.4 Pré dimensionnement des poutres 14
a) Poutres principales *(L=5.55 m)* 15
b) Poutres secondaires *(L=4.50 m)* 15
II.2.5 Prédimensionnement des poteaux 16
a) Charges et surcharges revenants au poteau 17
b)Dégressions des charges d'exploitations 17
c) Vérification 18
II.3 POIDS DE LA STRUCTURE W 19

Chapitre III - *Pré-Dimensionnement Des Eléments* -

III.1 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 20
III.1.1 Calcul de la force sismique 20
III.1.2 Détermination des efforts 20
III.1.3 Calcul des armatures longitudinales 21
a) ELU 21
b) ELS 22
III.1.4 Calcul des contraintes 23
III.1.5 Calcul des armatures de répartition 23
III.2 Planchers 25
III.2.1 1ère étape (avant le coulage) 27
a) Combinaisons 27
b) Ferraillage 28
III.2.2 2ère étape (après le coulage) 28
a) Détermination des efforts 28

b) Ferraillage: 31
III. 2.3 Calcul du ferraillage 32
III.2.3.1 Armatures longitudinales 32
III. 3.3.2 Armatures transversales 33
III.2.4 Ferraillage de la dalle de compression 36
III.3 Ferraillage des escaliers 37
III.3.1 Evaluation des charges 37
A) Combinaison d'actions 37
B) Calcul des moments 38
III.3.2 Calcul des armatures longitudinales 38
III.3.3 Vérification 39
a)Condition de non fragilité 39
b) calcul à E.L.S 39
d) Calcul de la flèche 40
III.3.4 Calcul de la poutre brisée 42
a) Prédimensionnement 42
b) Evaluation des charges 42
c) Ferraillage 43
d) Condition de non fragilité 43
e) Choix d'armatures 44
f) Armatures transversales 44

III.4 FERRAILLAGE DES DALLES PLEINES 45
III.4.1 Méthode de calcul 45
a) Travail externe 45
b) Travail Interne 45
III.4.2 Evaluation des charges 46
a) ELU 46
b) ELS 46
III.4.3 Calcul d'armatures à ELU 46
III.4.4 Vérification 46
a) Condition de non fragilité 46
b) Vérification de l'effort tranchant 47
c) ELS 47

Chapitre IV - *Etude dynamique-*

IV.1. Introduction 48
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 48
IV.2.1. Centre de masse 48
IV.2.2. Centre de torsion 49
l'acrotère 49
IV.2.3. Excentricité 50
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) 50
l'acrotère 50
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] 50
l'acrotère 51
IV. 3. Choix de la méthode de calcul 52
IV. 3.1. Introduction 52
IV.3.1.1. Méthode dynamique modale spectrale 53
IV.3.2. Résultats de l'analyse dynamique 55
IV.3.2.1. Vérification de comportement 56
IV. 3.2.2. Vérification de participation massique 57
IV. 3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 57
IV. 3.2.4. Vérification de la stabilité au renversement 59
IV. 3.2.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5] 60
IV. 3.2.4.2. Moment de renversement 63
IV. 3.2.4.3. Moment stabilisant 64
IV. 3.2.5. Vérification des déplacements 64
IV. 3.2.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 66

CHAPITRE V-*Ferraillage Des Eléments Résistants-*

V.1. Introduction 69
V.3. Combinaisons de calcul 69
V.3.2. Etats limites ultimes (E.L.U) 70
V.3.3. Etats limites accidentels (E.L.A) 70
V.4. Ferraillage des poutres 70
V.4.1. Recommandation des règlements 71
V.4.2.Calcul des armatures longitudinales 72
V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S 73
V.4.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 74
V.4.6.Calcul des armatures transversales 75
V.4.7.Vérification de la flèche 76
V.5. Ferraillage des poteaux 78
V.5.1. Recommandation des règlements 78
V.5.2. Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U 78
V.5.2.1.Etat limite de résistance 78
V.5.2.2. Etat limite de stabilité de forme 79
V.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 80
V.5.3. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 82
V.5.3.1. Contrainte de cisaillement 82
V.5.3.2.Calcul des armatures transversales 83
5.3.2. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) 86
V.6.Ferraillage des voiles 88
V.6.1. Les voiles pleins 88
V.6.2. Armatures verticales 89
V.6.3. Armatures horizontales 90
V.6.4. Armatures transversales 91
V.6.5. Recommandations pour les voiles 91

CHAPITRE VI-*Etude de L'infrastructure-*

VI-1-Introduction 103
VI-2-Choix de type de fondations 103
VI-2-a-Calcul des surfaces revenant aux semelles 104
VI.3. Dimensionnement du radier 104
VI.4.Ferraillage du radier 105
VI.4.a .Panneau du radier 105
VI.4.a.1. Evaluation des charges 105
VI.4.a.2. Calcul des moments de la dalle 106
VI.4.a.3.Vérification de la contrainte de cisaillement 107
VI.4.b. Nervure 108
VI.4.b.2.Evaluation des charges 108
VI.4.b.2.Calcul des moments 108
VI.4.b.2.1 Aux appuis 108
VI.4.b.2. 2En travées 109
VI.4.b.3. Calcul du ferraillage 109
VI.4.b.3.1. armatures longitudinales 109
VI.4.b.3.2. Armatures transversales 110
VI-5-Etude de mur de soutènement 111
VI-5-1- Prédimensionnement et calcul du mur de soutènement 111
VI.5.2 : Calcul du Mur à l'état limite ultime 112
VI-5-3: Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids) 112
VI-5-4- Détermination des efforts de renversement (calcul des poussées) 112
VI-5-5- Vérification de la stabilité 114
VI-5-5- a) stabilité au glissement 114
VI-5-5-b) Stabilité au renversement 114
VI-5-5- c) Stabilité vis-à-vis a la capacité portante (poinçonnement) 115
VI-5.6 Ferraillage……..……..116

liste des figures

Figure. I.1 : Diagramme de contraint ……5

Figure. I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier……6

Figure. II.1 : Constituants d'un plancher terrasse……...8

Figure. II.2 : Constituants d'un plancher étage courant ……9

Figure. II.3 : Constituants d'une paillasse……10

Figure. II.4 : Schéma du plancher à corps creux ……..12

Figure. II.5 : Schéma des escaliers ……...13

Figure. II.6 : calcul épaisseur de voile ……14

Figure. II.7 : Schéma des poutres ……..…15

Figure. II.8 : Surface réduite au poteau ……16

Figure. II.9 : représentation du poteau le plus ……..….17

Figure. II.10 : Les poids centrés dans chaque étage ……..…19

Figure.III.1 : schéma statique pour l'acrotère ……..….20

Figure.III.2 : Diagramme de moment efforts tranchent à l'ELU……..….21

Figure.III.3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère…….24

Figure.III.4 : Schéma statique pour les poutrelles et les corps creux……..….27

Figure.III.5 : Diagramme de moment efforts tranchent à ELU……30

Figure.III.6 : Diagramme de moment efforts tranchent à ELS……..…31

Figure.III.7 : Disposition constructive des armatures des poutrelles……35

Figure.III.8 : schéma statique des charges escalier à l'ELU…….37

Figure.III.9 : schéma statique des charges escalier à l'ELS……...…39

Figure.III.10 : Disposition constructive des armatures de l'escalier……44

Figure.III.11 : Panneau de dalle ……..…..45

Figure.III.12 : Détail de ferraillage de dalle ……..…47

Figure IV.1 : Spectre de réponse……...……55

Figure IV.2: Le comportement des trois premiers modes…….……56

Figure IV.3: Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….……60

Figure IV.4: Distribution des forces sismiques…….……61

Figure IV.5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..……62

Figure IV.6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..…63

Figure V.1 : La disposition des armatures dans les poutres principales ……..77

Figure V.2 : La disposition des armatures dans les poutres secondaires……..……77

Figure V.3 : Disposition des armatures dans les poteaux…….86

Figure V.4 : Ferraillage des poteaux ……..…..87

Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SPC)……...….88

Figure V.6 : Diagramme des contraintes (SET)……...….89

Figure V.7 : Diagramme des contraintes (SEC)……...……89

Figure V.8: disposition des armatures verticales dans les voiles……..……91

Figure V.9: Armatures du linteau selon le RPA 99…….…….94

Figure V.10 : La disposition des armatures dans les voiles……102

Figure VI.1. Schéma explicative des différents démentions de mur de soudainement…...…111

Figure VI.2. La disposition des charges agissant sur le mur de soutènement ……113

Figure VI.3: Schéma explicative de l'action des contraintes sur la base de la semelle de mur……..115

Figure VI.4 : Ferraillage de mur de soutènement……...……117

liste des tableaux

Tableau I: Caractéristique mécaniques des aciers……...……6

Tableau II-1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux……9

Tableau II-2 : Charges permanentes à corps creux du plancher étage courant……...……9

Tableau II-3 : Charges permanentes des paliers…….…...…10

Tableau II-4 : Charges permanentes des palliasses……...…10

Tableau II-5 : Charges permanentes des maçonneries……..……11

Tableau II-6 : prédimensionnement des voiles…….……14

Tableau II-7 : détermination des charges exploitation…….……17

Tableau II-8 : section du béton des poteaux adoptés……18

Tableau II-9 Vérification de V……..…18

Tableau III-1 : les charges supportant à poutrelles……...……28

Tableau III-2 : Valeur des différents moments a l'ELU et l'ELS……...…..29

Tableau III-3 : Effort tranchant d'étage RDC……...…30

Tableau III-4 : Détermination des sections d'acier des poutrelles (1er type)…….……32

Tableau III-5 : Calcul de la flèche des poutrelles (1er type)…….….35

Tableau III-6 : armatures longitudinales des escaliers……..38

Tableau III-7 : Vérification de la flèche des escaliers…….……..42

Tableau. IV -1 : Evaluation du centre de masse de chaque niveau……...…49

Tableau IV -2 : Calcul du centre de torsion……...…50

Tableau IV -3 : Calcul de l'excentricité théorique …….…..51

Tableau IV -4 : Calcul de l'excentricité totale……..….…52

Tableau IV. 5: détermination du facteur de qualité Q du bloc A……...…54

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes …….……56

Tableau IV.7: Coefficient de participation……57

Tableau IV.8: Calcul de la force sismique……..…. 59

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….…… 59

Tableau IV.10: Forces sismiques selon la hauteur suivant X……...……61

Tableau IV.11: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……...…62

Tableau IV.12: calcul du moment de renversement……..…63

Tableau IV.13: calcul du moment stabilisant……64

Tableau IV.14: Vérification de stabilité du batiment……...…64

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens X……...…65

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étages sens Y……...…66

Tableau IV.17 : Vérification l'effet P-Δ sens X……..67

Tableau IV.18: Vérification l'effet P-Δ sens Y……...……68

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales ……72

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire……..……73

Tableau V.3 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres principales……...……73

Tableau V.4 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire……...…74

Tableau V.5 : Calcul de $\bar{\tau}_u$……..……..74

Tableau V.6 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….……74

Tableau V.7 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire…….…..75

Tableau V.8 : calcul des armatures transversales……...…75

Tableau V.9 : les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux……...…80

Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans les poteaux à l'E.L.S……...81

Tableau V.11: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……83

Tableau V.12 : les armatures transversales et leurs espacements……...……85

Tableau V.13 : Vérification de la quantité d'armatures...…….86

Tableau V.14 : Les données de calcul……...96

Tableau V.15 : Les armatures verticales des voiles pour S SOL……..……96

Tableau V.16 : Les armatures verticales des voiles pour RDC…….……97

Tableau V.17 : Les armatures verticales des voiles pour l'étage courant…….……97

Tableau V.18 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles S sol…….……98

Tableau V.19 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles RDC……....99

Tableau V.20 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles étage courant……...99

Tableau V.21 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=5.58 m……..100

Tableau V.22 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.91 m……..101

Tableau V.23 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.91 m……..101

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier ……106

Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS…….107

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure……..…109

Tableau VI-4 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS…….109

Tableau VI.7 : Les données de calcul…….116


notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft_{28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: angle.

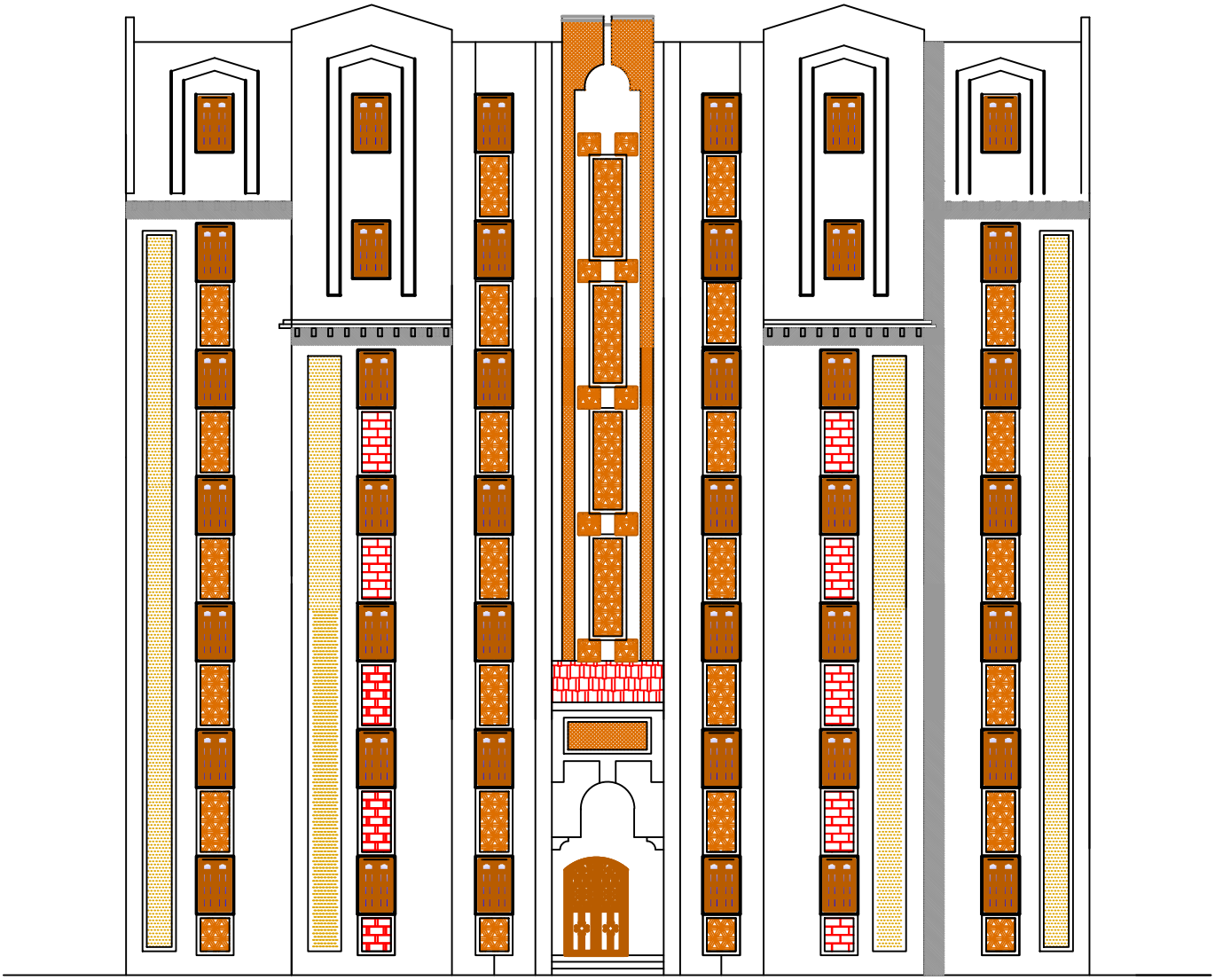
β : angle.

Autres notations :

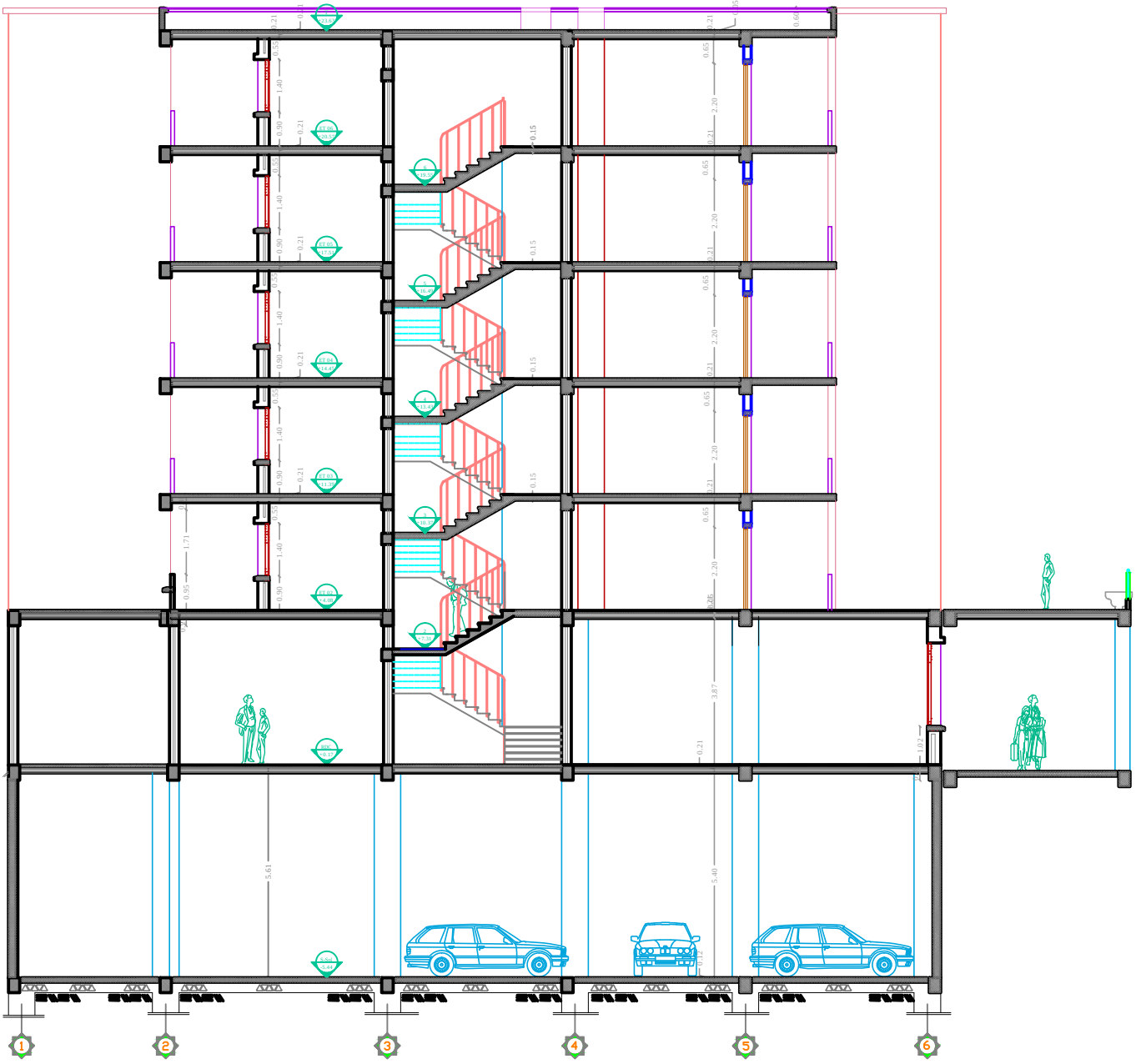
A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

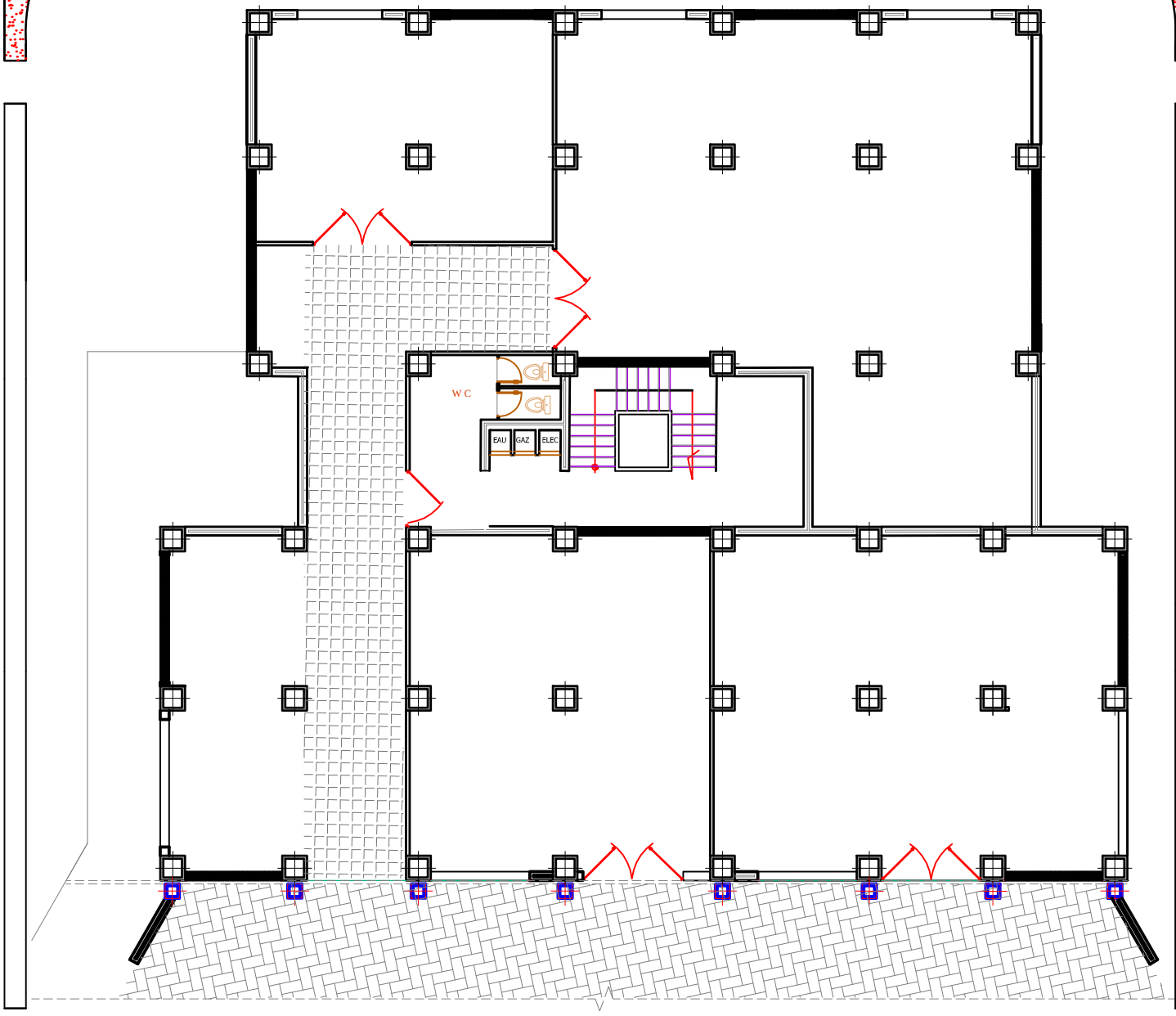


FACADE PRINCIPALE



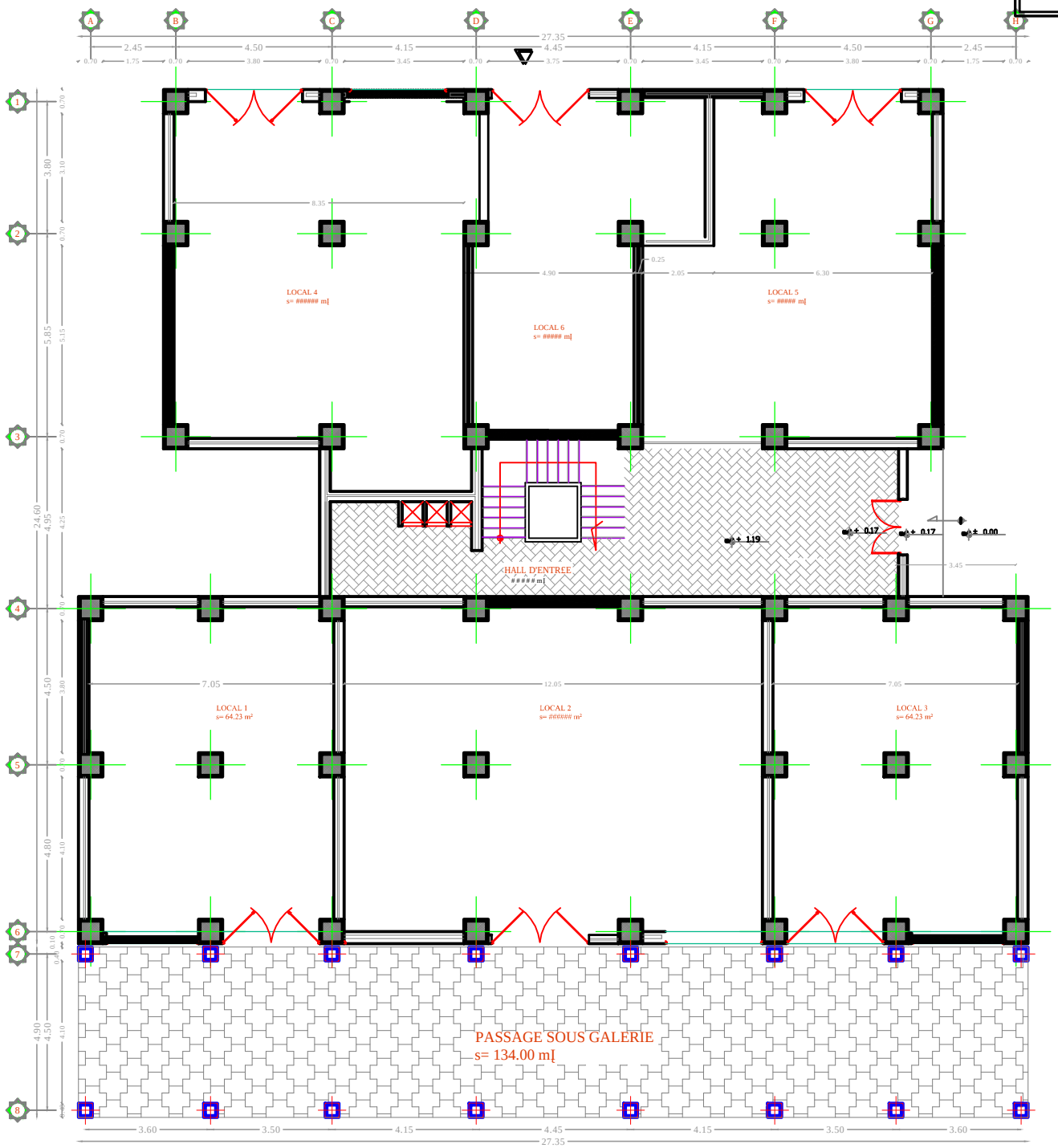
4 COUPE A-A

Scale: 1:100



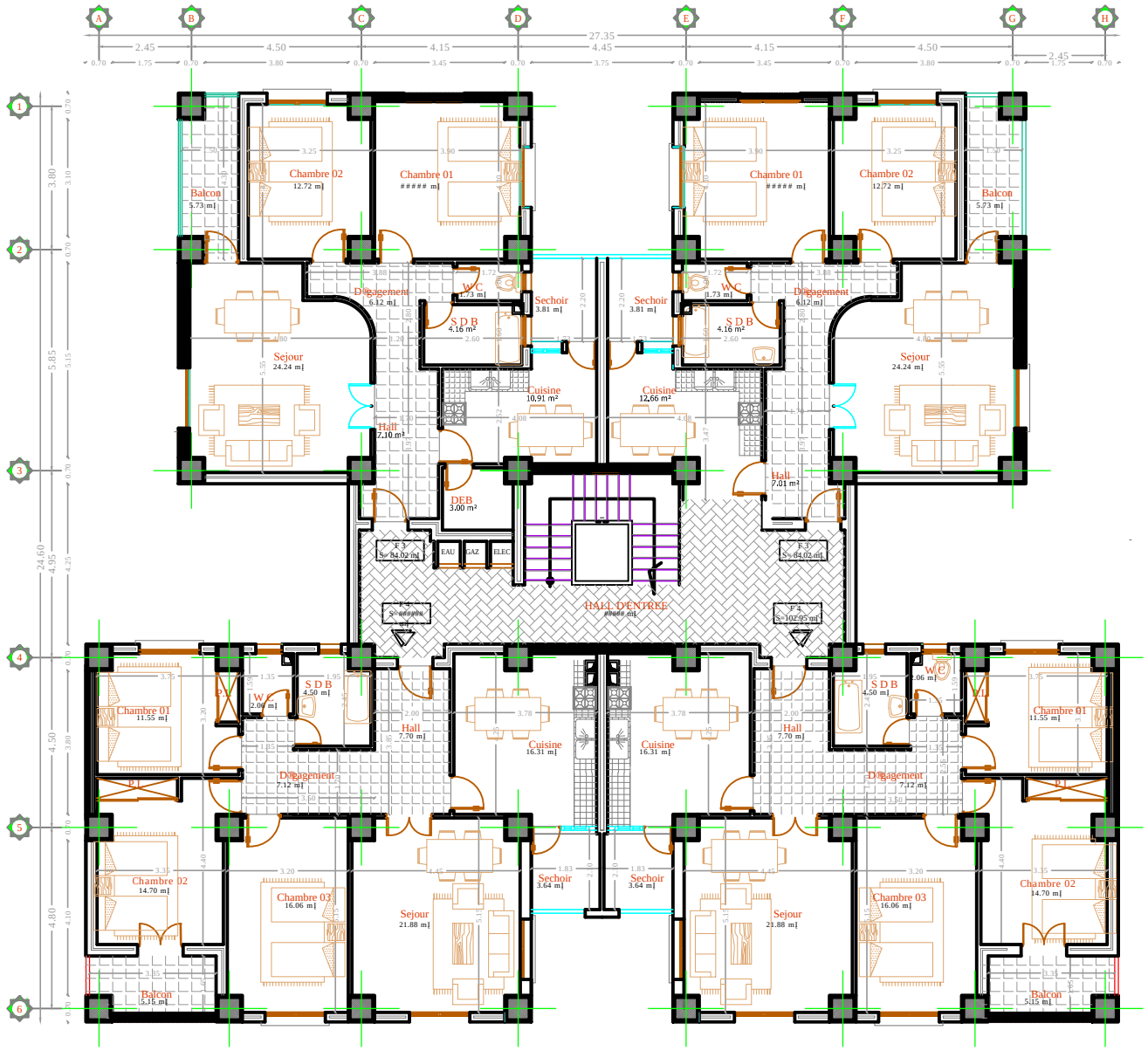
1 PLAN DE S-SOL

Scale: 1:100



2 PLAN DE R.D.C

Scale: 1:100



3 PLAN D'ETAGE COURANT

Scale: 1:100

introduction générale

INTRODUCTION

L’étude des structures est une étape nécessaire et un passage obligé dans l’acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d’ingénieur à travers l’étude d’un ouvrage en béton armé.

Pour notre projet de fin d’études, nous avons choisi d’étudier une structure présentant des particularités et complexités diverses (éléments porteurs divers : portiques, voiles de contreventements, système de fondations superficielles : radier nervuré).

Notre travail consiste à étudier une structure mixte (voiles + portiques), en considérant l’interaction entre les deux systèmes porteurs.

Notre choix vise les buts suivants :

- Compléter et approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et nous initier au canevas de calcul avec tous les détails nécessaires.
- Toucher un grand éventail de problèmes posés aux praticiens, afin d'exécuter la fonction réelle de l'ingénieur de conception, qui consiste à utiliser l'esprit d'ingénieur et le savoir, pour bien analyser la structure afin de prendre les bonnes décisions concernant sa modélisation physique qui exprime bien son comportement future et de choisir ainsi les méthodes et les programmes pouvant donner les meilleures solutions.
- Nous familiariser avec l'outil informatique qui est devenu essentiel dans ce genre de calcul. Nous avons pour cela choisi l'un des logiciels les plus puissants : le logiciel Robot.
- Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.
- En revanche, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.



Présentation de l'ouvrage

I. INTRODUCTION

L'ouvrage en question est un bâtiment en de forme irrégulière en plan constitué d'un sous sol (parking), un Rez-de-chaussée usage commercial et 5 étages à usage d'habitation, dont le système de contreventement est mixte (voiles+portiques).

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.2.1 Dimensions en élévation

Hauteur du bloc est **de 24.79m** (sans l'acrotère).

Hauteur du sous sol est **de 5.58 m.**

Hauteur du Rez-de-chaussée est **de 3.91 m.**

Hauteur de l'étage courant est **de 3,06 m.**

I.2.2 Dimensions en plan

- Longueur totale : L=26.95m (sens longitudinal)
- Largeur totale : l = 24.79m (sens transversal)

I.2.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté en ORAN dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol = 1.5 bars.

I.3 CONCEPTION STRUCTURELLE

I.3.1 Choix du contreventement

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux. Puisque, le système de contreventement sera assuré par un contreventement mixte (portique+voile). Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

I.3.2 Plancher

Ce sont les éléments horizontaux supportant des charges permanentes et les surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux **(02)** types de planchers :

a) Plancher à corps creux **(16+4)** pour le **(R.D.C)** et les étages courants;

b) Planches à dalle pleine pour les balcons.

I.3.3 Les dalle

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

Dalles appuyées sur 03 cotés.

I.3.4 Les escaliers

On a un seul type d'escalier droit, il est composé de trois volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.3.5 Les balcons

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine

I.3.6 Maçonnerie

la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment (intérieur et extérieur).

a) Les murs extérieurs

Sont composés des parois extérieures de 15cm d'épaisseur et des parois intérieures de 10cm d'épaisseur les deux parois étant sépares par un vide de 5cm d'épaisseur selon plan d'architecture.

b) Les murs intérieurs

Sont réalisés avec une brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- enduit de ciment pour les murs (façade exter).
- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau.

I.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les bétons et les aciers seront choisis conforment aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) et les règlements en vigueur en Algérie.

Pour notre bâtiment, on va utiliser les matériaux suivants :

I.4.1 Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres de concassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

b) Caractéristiques physiques et mécaniques de béton :

Masse Volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m^2.Elle peut être augmenté avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

- **Retrait Hygrométrique**

Au cours de sa vie, le béton subit une variation de son volume lorsqu'il est conservé dans une atmosphère sèche, la diminution de son volume s'appelle le retrait.

- **Résistance caractéristique à la compression**

Module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant, un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais de compression.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm^2.

De diamètre ø = 16cm et une hauteur h= 32 cm.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique du béton. Dans notre cas on prendra comme données :

La résistance à la compression : $f_{c28} = 25Mpa$.

La résistance à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ ➡ $f_{t28} = 2.1Mpa$

Le C.B.A93 préconise pour j< 28 jours

$f_{c28} \leq 40Mpa$ ➡ $f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 j}$

$f_{c28} > 40Mpa$ ➡ $f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 j}$

- **Module de déformation longitudinale au béton**

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ $E_i = 32164.195Mpa$

Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ $E_i = 10818.900Mpa$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

Phase I : la courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

Phase II : la courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

γ_b = 1.5 cas des situations durables ou transitoires ..... σ_{bc} = 14.17 Mpa

γ_b = 1.15 cas des situations accidentelles..... σ_{bc} = 18.48 Mpa

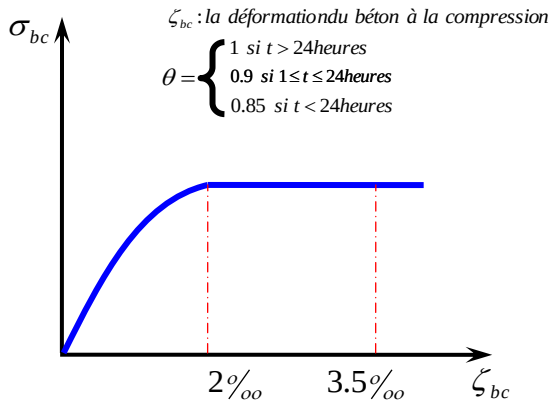


Figure. I.1 : Diagramme de contraint

Etat Limite Service (E.L.S)

La contrainte admissible du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ $\sigma_{bc} = 15Mpa$

Coefficient de poisson:

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L}$$

$\upsilon = 0.2$ *E.LS*

$\upsilon = 0.0$ *E.L.U*

I.4.2 Les armatures

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25٪ de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

a) Caractéristiques mécaniques

Tableau I: Caractéristique mécaniques des aciers

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 24	235
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 40	400
Treillis soudés TS	Ferraillage des dalles	TLE 50	500

b) Contrainte de calcul d'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

❖ **Etat Limite Ultime (E.L.U)**

f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$

E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$

γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable)

γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

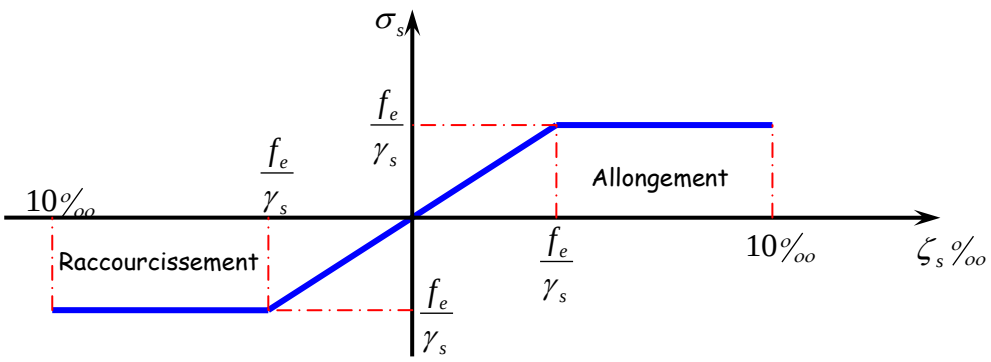


Figure. I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

❖ **Etat Limite Service (E.L.S)**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- ✓ **Fissuration peu nuisible**

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- ✓ **Fissuration préjudiciable**

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable**

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ …… pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ ……pour les aciers de hautes adhérence (H.L).



Prédimentionnmment des éléments

Introduction

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

II.1 EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES

On a distingue deux types des charges :

Les charges permanentes ***G***

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d'exploitation ***Q***

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci aussi sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.1.1 Plancher terrasse

a)Charges Permanentes

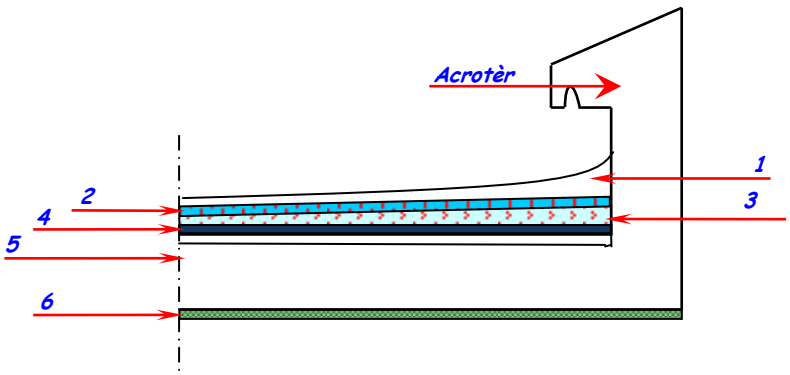


Figure.II.1 : Constituants d'un plancher terrasse

Tableau II-1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*ρ (Kg/m³)*	*P (Kg/m²)*
-1-	Protection (gravillon)	0,05	1700	85
-2-	Etanchéité multicouche	0,03	400	12
-3-	Forme de pente en béton	0,10	2200	220
-4-	Isolation thermique	0,02	1000	20
-5-	Planché corps creux 16+4	0,20	1375	275
-6-	Enduite en plâtre	0,02	1000	20
			G= 632 Kg/m²	

b) Surcharge D'exploitation

Terrasse inaccessible **Q=100Kg/m²**

II.1.2 Plancher étage courant

a) Charges Permanentes

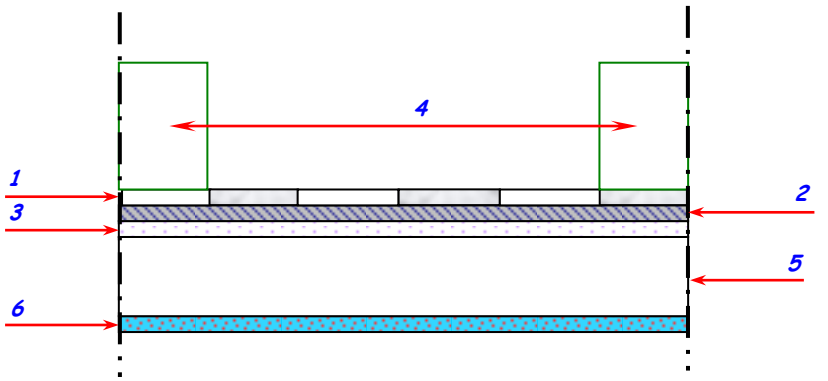


Figure.II.2 : Constituants d'un plancher étage courant

Tableau II-2 : Charges permanentes à corps creux du plancher étage courant

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*ρ (Kg/m³)*	*P (Kg/m²)*
-1-	Carrelage	0,02	2200	44
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	40
-3-	Lit de sable	0,02	1700	34
-4-	Simple cloisons	-------	-------	100
-5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm	0,20	1375	275
-6-	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
			G=513Kg/m²	

b) Surcharge D'exploitation

Usage habitation **Q=150Kg/m².**

Usage commerce **Q=400Kg/m².**

II.1.5 Escaliers

a) Charges Permanentes

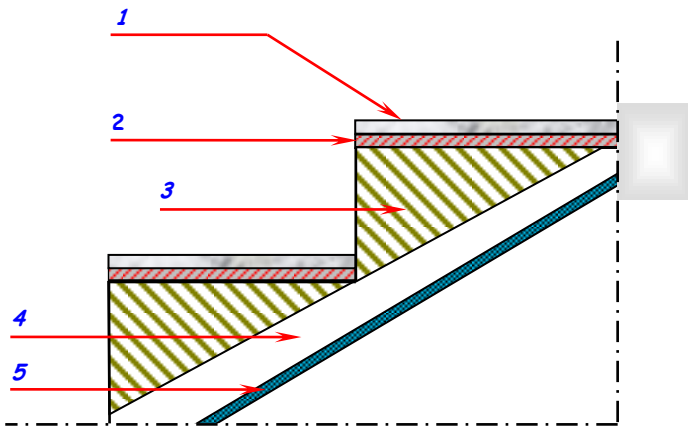


Figure. II.3 : Constituants d'une paillasse

Palier

Tableau II-3 : Charges permanentes des paliers

Numéro	Désignation	Ep (m)	ρ (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	44
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	40
-3-	Lit de sable	0,02	1700	36
-4-	Dalle en béton armé	0,10	2500	250
-5-	Enduit en ciment	0,02	2000	40
			G=410Kg/m²	

Paillasse

Tableau II-4 : Charges permanentes des palliasses

Numéro	Désignation	Ep (m)	ρ (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	44
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	40
-3-	Marches	0,17/2	2200	187
-4-	Paillasse	0,15	2500	375
-5-	Enduit en ciment	0,02	2000	40
			G=627Kg/m²	

b) Surcharge D'exploitation

Ouvrage d'habitation **Q=250Kg/m².**

Usage commerce **Q=400Kg/m².**

II.1.6 Murs extérieurs en maçonnerie

a) Charges Permanentes

La maçonnerie utilisée est en brique (double cloison) :

Tableau II-5 : Charges permanentes des maçonneries

Numéro	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m^3)	P (Kg/m^2)
-1-	Enduit extérieur	0,02	2000	40
-2-	Briques creuses	0,20	1400	280
-3-	Enduit intérieur	0,015	1200	18
-4-	En considérant les 30 % d'ouvertures		338×0,7=**236.6 kg/m²**	
			G= 237	

II.2 prédimensionnement

Le prédimensionnement a pour but le calcul des sections des différents éléments constituant la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93 et des RPA99/Version 2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût du projet.

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

La facilité de réalisation.

Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances, l'épaisseur du plancher sera déduite à partir des conditions suivantes :

a) Résistance au feu

e =7 cm Pour une heure de coupe de feu.

e =11 cm Pour deux heures de coupe de feu.

e =17,5 cm Pour quatre heures un coupe de feu.

} ➔ **e = 16 cm.**

b) Résistance a la flexion

Dalles reposant sur deux appuis : $\frac{L_X}{35} < e < \frac{L_X}{30}$

Dalles reposant sur deux ou trois appuis : $\frac{L_X}{50} < e < \frac{L_X}{40}$

L_X :C'est la petite portée de panneau le plus sollicité

Dans notre cas, la dalle reposant sur trois appuis a une portée égale a : Lx =4,5m

➔ **e = 10 cm**

c) Condition de flèche

La condition à vérifier est la suivante : $f_{MAX} \leq \frac{L_X}{500}$

f_{MAX} : La flèche maximale calculée pour une poutre encastrée a ses deux extrémités.

Le calcul RDM nous donne $f_{MAX} = \frac{qL^4}{384EI}$ ➔ $\frac{qL^4}{384EI} \leq \frac{L_X}{500}$

➔ **e = 9 cm**

d) Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 »l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➔ **e =16 cm**

e) Formule empirique

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{22,5}$

L :Plus grand portée dans le sens considéré ➔ $L = 4.50m$

➔ **e =20 cm**

Conclusion :

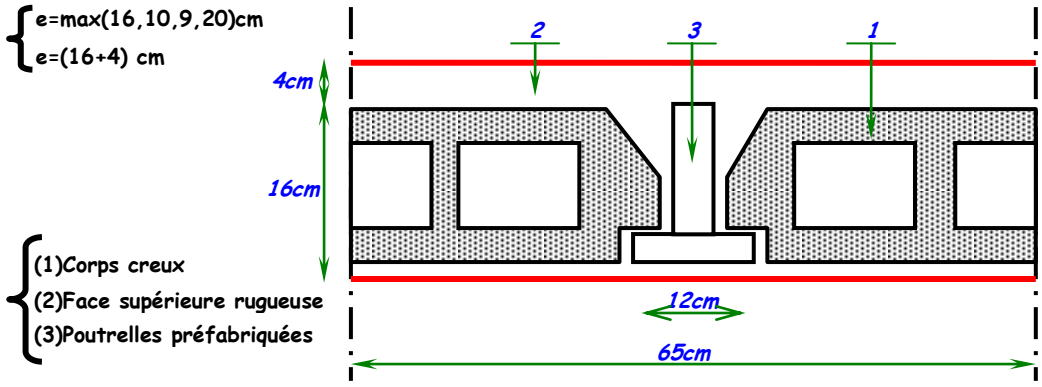


Figure.II.4 : Schéma du plancher à corps creux

Remarque

Concernant le prédimensionnement des dalles des balcons, on adopte une épaisseur de **10 cm**

II.2.2 Prédimensionnement des escaliers

Pour notre bâtiment, on a un seul type d'escalier. Les dimensions de la marche et la contre marche doivent satisfaire la condition de ***BLONDEL,*** afin d'assurer le confort pendant l'utilisation : $59 \leq g + 2h \leq 66$

Avec : ***g :*** marche, varie de 22 à 33cm on choisit ***g = 30 cm.***

h : contre marche, varie de 14 à 20cm on choisit ***h = 17 cm.***

Vérification de la condition de BLONDEL :

La hauteur libre : $H = 102cm$

La largeur d'une marche : $g = 30cm$

La hauteur d'une marche : $h = 17cm$

Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = 6$

Nombre de marche : $n' = n - 1 = 5$

La longueur de la ligne de foulée : $L = n' \times g = 150cm$

L'épaisseur de la paillasse e_p et la longueur totale L_t $\frac{L_t}{30} \le e_p \le \frac{L_t}{20}$

Doivent vérifier la condition $15 \le e_p \le 22.5$ ➔ **e = 15 cm**

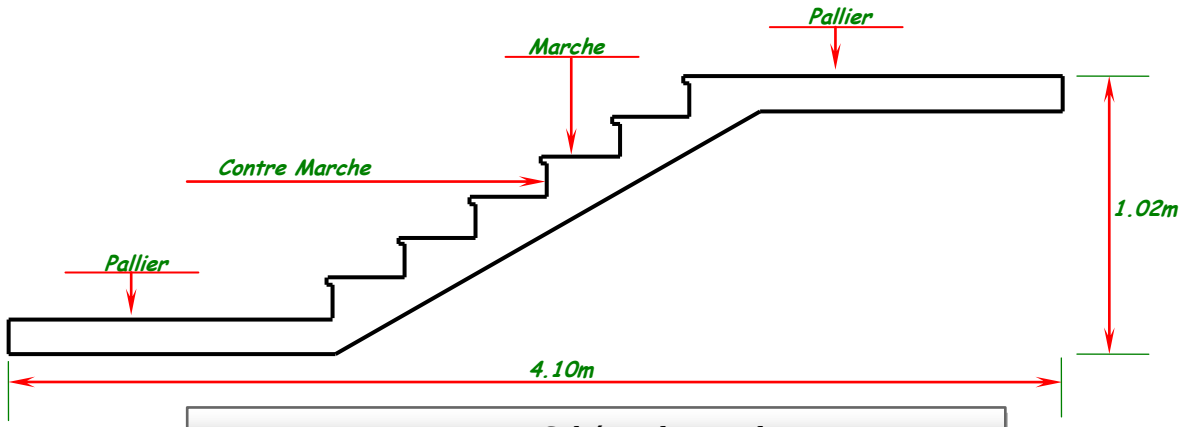


Figure.II.5 : Schéma des escaliers

II.2.3 Prédimensionnement des voiles

Le prédimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce prédimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, les éléments considérés comme des voiles sont ceux satisfaisant la condition suivante :

$L \ge 4e$ Avec : { L : longueur du voile ; e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale des voiles est de **15 cm**. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

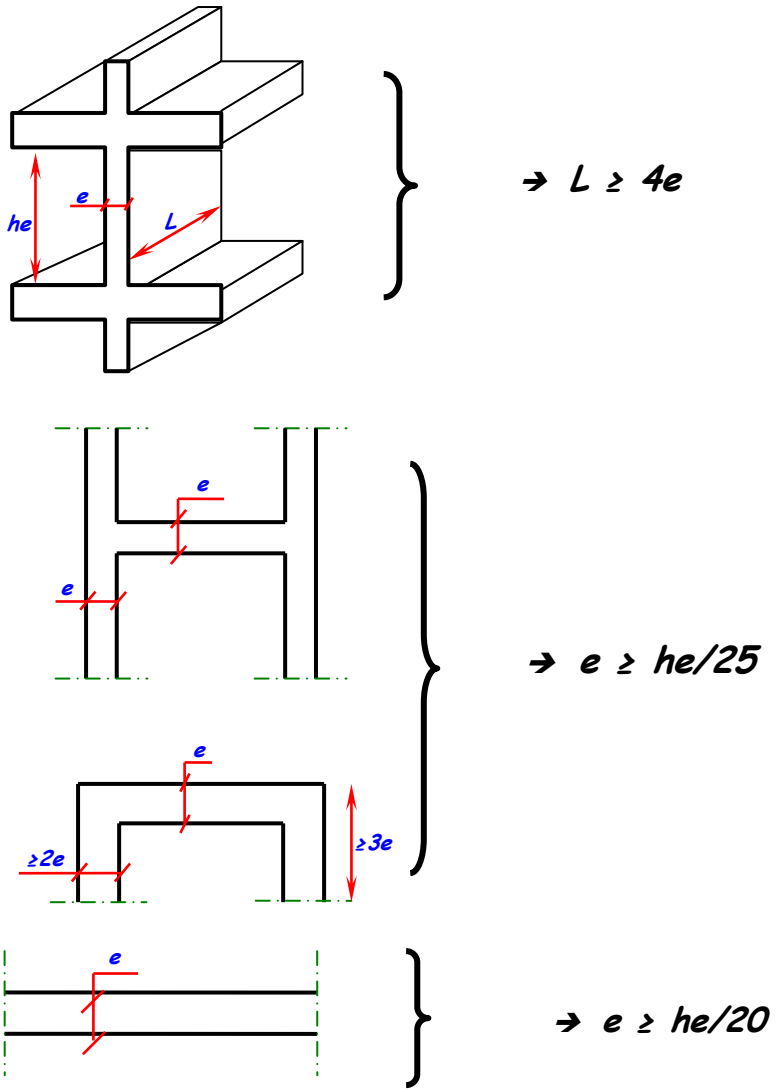


Figure. II.6 : calcul épaisseur de voile

Tableau II-6 : prédimensionnement des voiles

niveau	*S sol*	*RDC*	*Etage courant*
Hauteur (m)	*5.58*	*3.91*	*3.06*
Epaisseur (cm)	*25*	*20*	*15*

II.2.4 Pré dimensionnement des poutres

Le prédimensionnement a été établi en tenant compte de la condition de flèche, selon la règle du ***CBA93***.

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$

$$0.3h \le b \le 0.6h$$

Avec : **L:**Longueur maximale de la poutre entre une de poteau

h:La hauteur de la poutre.

b:Largeur de la poutre.

a) Poutres principales *(L=5.55 m)*

$\frac{5.55}{15} \le h \le \frac{5.55}{10}$ ➔ $0.39 \le h \le 0.58$

On choisit : ➔ **h=45 cm**

$0.3\times 50 \le b \le 0.6\times 50$ ➔ $25 \le b \le 30$

On choisit : ➔ **b=30 cm**

b) Poutres secondaires *(L=4.50 m)*

$\frac{4.50}{15} \le h \le \frac{4.50}{10}$ ➔ $0.30 \le h \le 0.45$

On choisit : ➔ **h=40 cm**

$0.3\times 40 \le b \le 0.6\times 40$ ➔ $25 \le b \le 30$

On choisit : ➔ **b=30 cm**

Vérification

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 des RPA 99/Version2003

$b \ge 20$ *cm* …… ***CV***

$h \ge 30$ *cm* ……***CV***

h/b ≤ 4.0…… ***CV***

Conclusion

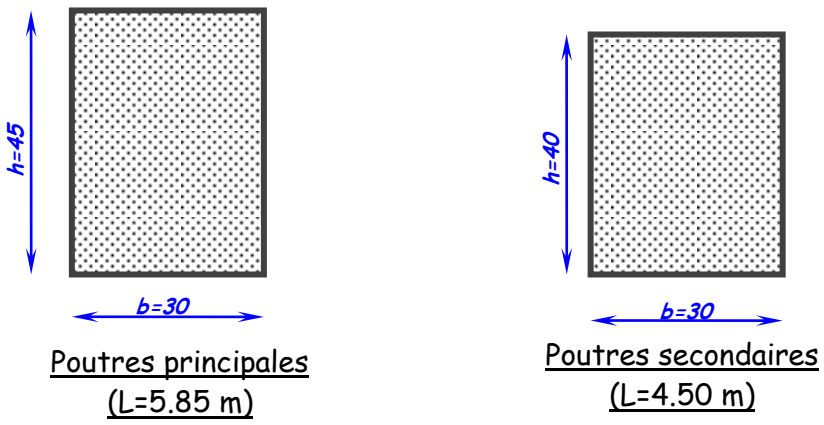


Figure.II.7 : Schéma des poutres

II.2.5 Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement de la section du béton sera fait en compression simple. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de **1cm** de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **Nu** agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \le \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

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

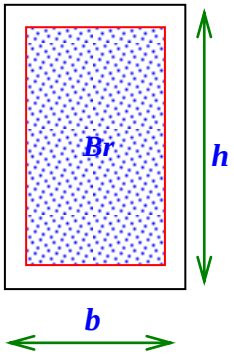


Figure. II.8 : Surface réduite au poteau

Tels que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \dfrac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton ➔ $f_{c28} = 25MPa$

$$f_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 14.2MPa$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ➔ $f_e = 400MPa$

$\gamma_b = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\alpha = 0.7$

D'après RPA99 : $0{,}8\,\% \le \dfrac{A}{B_r} \le 4\,\%$

On prend $\dfrac{A}{B_r} = 0{,}8\,\%$ ➔ $B_r(cm) \ge 3.85N_u(t)$

Pour une section carrée $B_r = (a-2)^2$ ➔ $a = \sqrt{B_r} + 2$.

Avec;

$N_u = (1{,}5N_Q + 1{,}35N_G).\delta$

$\delta = 1{,}1$: Pour les poteaux intermédiaires voisin de poteau de rive.

$\delta = 1{,}15$: Pour les poteaux centraux.

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du poteau de 20%

Avec : N**G**= (N**Gt** + n.N**GEC**)

n : c'est le nombre d'étages.

a) Charges et surcharges revenants au poteau

Poteau central

Le poteau le plus sollicite est (c-2) .

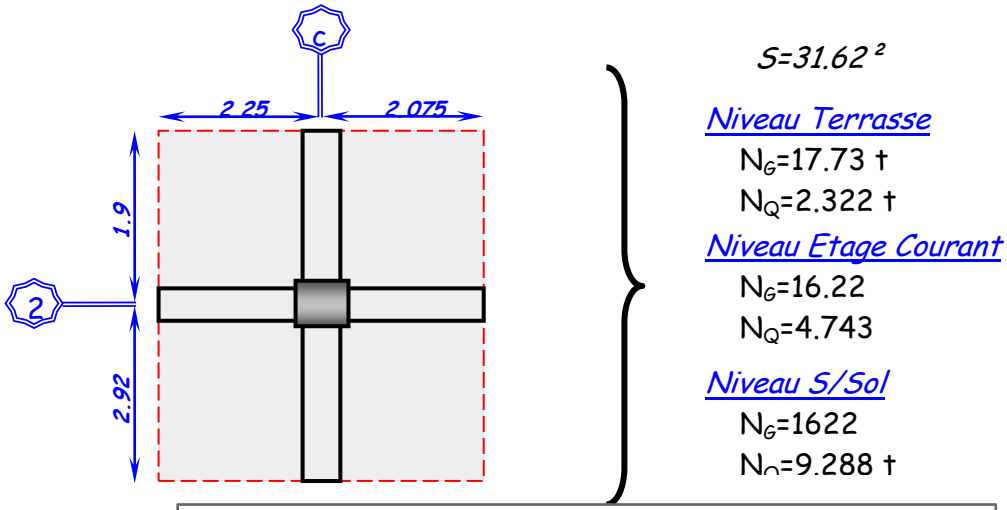


Figure. II.9 : représentation du poteau le plus

b)Dégressions des charges d'exploitations

Tableau II-7 : détermination des charges exploitation

Niveaux	Poteau central
$N_{QT} = Q_T$	3.162
$N_{QEC/4} = N_{QT} + 0.9Q_{EC}$	7.430
$N_{QEC/3} = N_{QEC/4} + 0.8Q_{EC}$	11.22
$N_{QEC/2} = N_{QEC/3} + 0.7Q_{EC}$	14.54
$N_{QEC/1} = N_{QEC/2} + 0.6Q_{EC}$	17.38
$N_{QRDC} = N_{QEC/1} + 0.5Q_{EC}$	19.75
$N_{QS/Sol} = N_{QRDC} + Q_{s/sol}$	24.49

Tableau II-8 : section du béton des poteaux adoptés

-poteau central-						
NIV	***Ng (t)***	***NQ (t)***	***Nu (t)***	***Br (cm)²***	***axa (cm)***	***S. adoptée (cm)²***
-5-	17.73	3.162	28.665	110.36	10.50	35*35
-4-	33.95	7.430	56.977	219.36	14.81	40*40
-3-	50.17	11.22	84.559	225.55	15.01	40*40
-2-	66.38	14.54	111.423	428.97	20.71	45*45
-1-	82.6	17.38	137.58	529.68	23.01	45*45
RDC	98.82	19.75	163.03	628.70	25.07	50*50
S/Sol	115.04	24.49	192.03	739.31	27.19	50*50

c) Vérification

Dimensions

L'article **7.4.1 des RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone IIa):

Min (h, b) ≥ 25cm……**……*CV.***

Min (h, b) ≥ h_e/20 ➔ 540/20=27…. ……..……... ***CV.***

1/4 < b/h < 4 ➔ 1/4 < 1 < 4…… ***CV.***

Les conditions de RPA sont vérifiées.

L'effort normal réduit

Et d'autre par **ART 7.4.3.1 des RPA 99/V2003** outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_r \cdot f_{c_{28}}} \leq 0{,}3 \quad \text{Avec} \quad N_d = N_Q + N_G + N_E$$

En négligeant N_E on aura pour les prédimensionnement.

Tableau II-9 Vérification de V

NIV	***S***	***Nu***	***Br***	***fc***	***V***	***Obs***
-5-	35x35	28.665	0,1225	25000	0,009	< 0.3
-4-	40x40	56.977	0,1600	25000	0.014	< 0.3
-3-	40x40	84.559	0,1600	25000	0.021	< 0.3
-2-	45x45	111.423	0,2025	25000	0.022	< 0.3
-1-	45x45	137.58	0,2025	25000	0.027	< 0.3
RDC	50x50	163.03	0,2500	25000	0.026	< 0.3
S/Sol	50x50	192.03	0,2500	25000	0.030	< 0.3

II.3 POIDS DE LA STRUCTURE W

Le modèle du bâtiment à utiliser est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés. En outre, et d'après le RPA99 (Art : 4.2.3) ; la masse (Wi) calculée au niveau (i) Vaut :

$$Wi = Wgi + \beta Wqi.$$

Wgi: Masse du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structures.

Wqi : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération. (Bâtiment d'habitation $\beta = 0{,}2$).

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé.

Seul le mode fondamental de vibration de structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

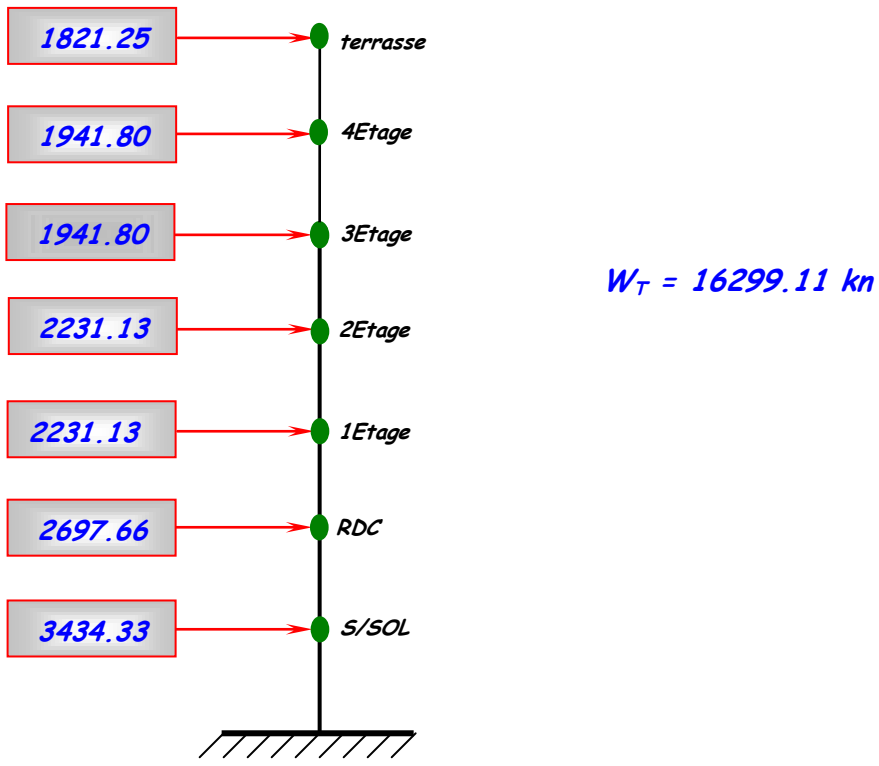


Figure. II.10 : Les poids centrés dans chaque étage



Calcul des éléments secondaires

III.1 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

L'acrotère est considéré comme une console encastrée au plancher soumise à l'action de son poids propre et une poussée de 1KN/ml, due à la main courante. Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml. La fissuration est considérée préjudiciable.

Poids de l'acrotère ➔ ***G=2.4kN/ml***

L'acrotère sera calculé et ferraillé en flexion composée.

III.1.1 Calcul de la force sismique

$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$……***RPA 99***

Avec:

A = 0.15 coefficient d'accélération de ***Zone IIa ; Groupe 2***

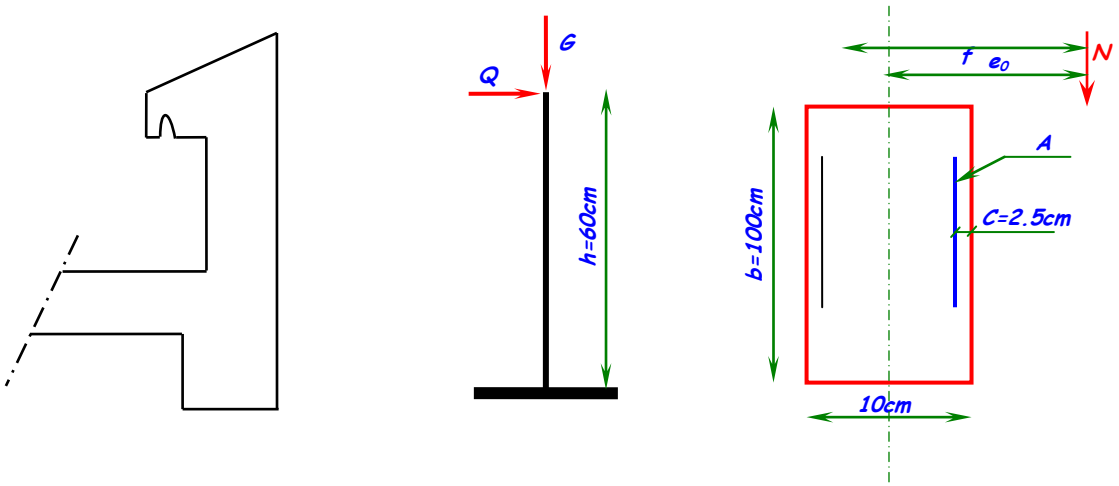
Cp = 0.8 farce horizontale

Wp =2.4kN/ml poids propre de l'acrotère

➔ **Fp = 1.152kN/ml**

La charge d'exploitation est donnée par: $Q = \max\{F.Fp\}$ ➔ ***Q =1.15kN/ml***

III.1.2 Détermination des efforts



Donnée :

- ***Béton*** *: fc_{28}25MPA, ft_{28} =2.1MPA, σ_{bc}=14.2MPA.*
- ***Acier*** *: FeE400, σ_s =348MPA.*

Figure.III.1 : schéma statique pour l'acrotère

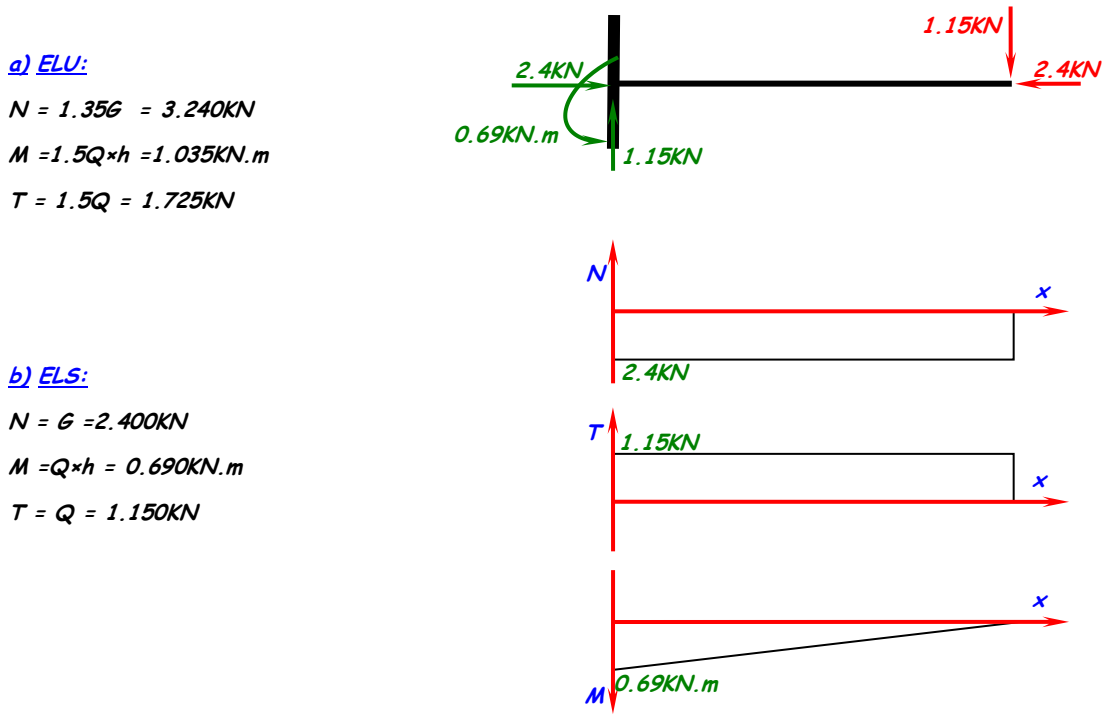


Figure.III.2 : Diagramme de moment efforts tranchent à l'ELU

III.1.3 Calcul des armatures longitudinales

L'acrotère sera calculé et ferraillé en flexion composée :

a) ELU

$A = (0.337 \times h - 0.810 \times d') \times b \times h \times f_{bc}$ ➔ $A = 0.024$

$B = N \times (d - d') - M$ ➔ $B = -0.0028$

A>B donc le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple $e_u = \frac{M_U}{N_U}$ ➔ $e_u = 31{,}94cm$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée.

Calcul en flexion simple :

Calcul du Moment fictif : $M_f = M_U + N_U \times e_s$ ➔ $M_f = 2{,}00KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times F_{bu}} \quad \rightarrow \quad \mu_{bu} = 0.022$$

$(\mu_{bu} = 0.022) < (\mu_L = 0.392)$ Pas d'armatures comprimées $A'_s = 0$

$\alpha = 1.25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)$ ➔ $\alpha = 0.028$

$Z = (1-0.4\mu)d$ ➔ $Z = 0.0792$

$(\mu = 0.0155) > (\mu_{AB} = 0.186)$ Pivot ➔ $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\,‰ \\ \sigma_s = \dfrac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa \end{cases}$

$A_1 = \dfrac{M_F}{Z.\sigma_S}$ ➔ $A_1 = 0.725cm^2/mL$ On adopte la section $A_{sf} = 2.012cm^2$

$As = A_{sf} - \dfrac{N_U}{\sigma_s}$ ➔ $A_S = 1{,}92cm^2$ On adopte la section $As = 2.012cm^2 ; 4\phi 8$

b) ELS

$e_{ser} = \dfrac{M_{ser}}{N_{ser}}$ ➔ $e_{ser} = 28{,}75cm$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du moment fictif:

$M_{fsr} = M_{ser} + N_{ser} \times e_s$ ➔ $M_f = 1{,}41KN.m$

Calcul du moment statique de la section réduite homogène :

$$S_t = \frac{b \times y^2}{2} + n \times A' \times (y - d') - n \times A \times (d - y) = \frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 2.010 \times (8 - y)$$

Calcul du moment d'inertie de la section réduite homogène :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A' \times (y - d') + n \times A \times (d - y)^2$$

Avec :

$y = \dfrac{h}{2} + e_1 - e$ ➔ $I = \dfrac{100 \times y^3}{3} + 15 \times 2.012 \times (8 - y)^2$

$$e_1 = \frac{I_1}{S_1} = \frac{\dfrac{100 \times y^3}{3} + 15 \times 2.012 \times (8 - y)^2}{\dfrac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 2.012 \times (8 - y)} \quad \rightarrow \quad e_1 = 2.8cm$$

III.1.4 Calcul des contraintes

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times fc_{28} = 15MPa$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}Fe\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right\} = 202MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}\left(\frac{h}{2} + e_1 - e\right)}{S_t} = 0.173MPa \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{\textit{Condition vérifiée.}}$$

$$\sigma_s{}' = n\frac{N_{ser}\left(\frac{h}{2} + e_1 - e - d'\right)}{S_t} = 1.520MPa \quad \Rightarrow \quad \sigma_s{}' = \overline{\sigma_s} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{\textit{Condition vérifiée.}}$$

$$\sigma_s = n\frac{N_{ser}\left(d - \frac{h}{2} - e_1 + e\right)}{S_t} = 1.730MPa \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \overline{\sigma_s} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{\textit{Condition vérifiée.}}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_{u\max} = \frac{Tu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{2.680 \times 10^3}{1 \times 0.075} = 0.035MPa$$

Fissuration préjudiciable : $\tau_{u_{\max}} = \min\left\{0.15\frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}\ ,\ 4MPa\right\} = 2.5MPa$

$(\tau_{u\max} = 0.035MPa) < (\tau_{u\lim} = 2.5MPa)$ **……*Condition vérifiée.***

III.1.5 Calcul des armatures de répartition

$$Ar = \frac{A_S}{4} = \frac{2.012}{4} \quad \Rightarrow \quad Ar = 0.502cm^2$$

Soit $A = 4\phi 6 = 1.132cm^2$

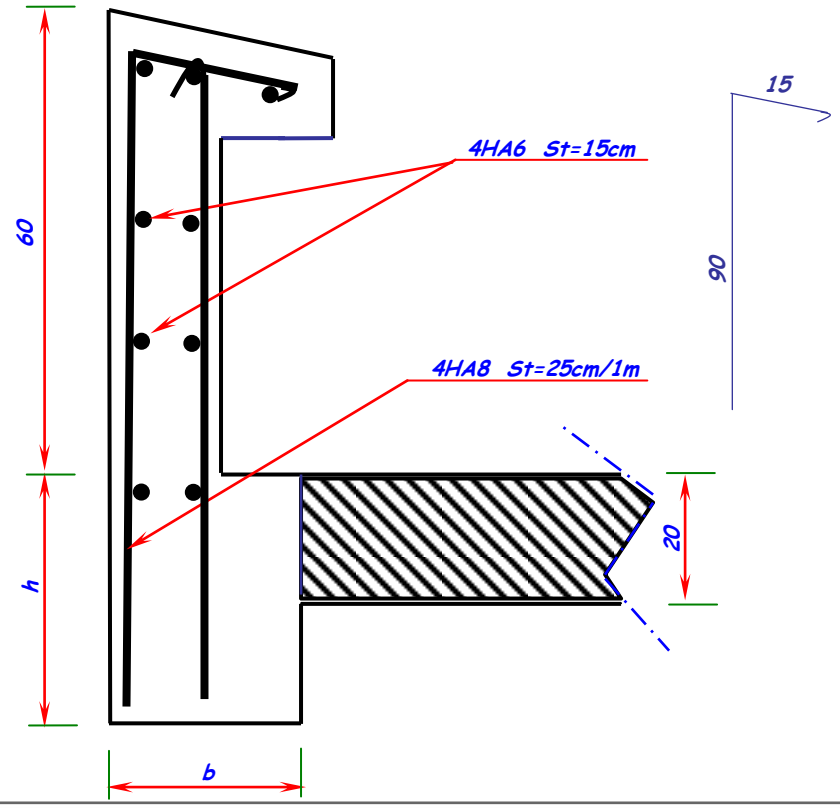


Figure.III.3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère

III.2 Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux plans permettant la séparation entre deux niveaux successifs, et la détermination de différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre étude on choisir des planchers à corps creux : constitués des poutrelles, corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur 4cm, les corps creux out disposés sur des poutrelles dans sens des petites portées.

Méthode de calcul

Les calculs s'effectuent suivant la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

1- La charge d'exploitation ne doit pas dépasser la valeur **2G** et **5kN/m²**

Dans notre cas - **Q=1kN/m²**pour le plancher terrasse…….OK.

- **Q=4kN/m²** pour le plancher terrasse……OK.

-**Q=1.5kN/m²** pour le planche d'étage courant…….OK.

2- Les moments d'inertie des sections transversales doivent être les mêmes dans les différentes travées en continu……...OK.

3- La fissuration ne comprend pas la tenue du béton armé ne celle de ses reversements, elle est donc de type préjudiciable…….OK.

4- Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ……OK.

Principe de la méthode de forfaitaire

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments maximums en travées Mt et des moments appuis Me (pour l'appui droite) et Mw (pour l'appui gauche) a des fonctions fixées forfaitairement de même partie libre que la travée considérée et au même les valeurs de Mt, Mw et Me doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$Mt + \frac{Mw + Me}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) \qquad Mt + \frac{Mw + Me}{2} \geq 1.05 M_0$$

Le moment maximal en travée Mt ne doit pas être inférieur à :

$\left(\frac{1.03\alpha}{2} . M_0 \right)$ Dans le cas d'une travée intermédiaire.

$\left(\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 \right)$ Dans le cas d'une travée dérive.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ Désigne le rapport des surcharges d'exploitation les valeurs des efforts tranchants pour l'appui de gauche Tw et pour l'appui de droites Te.

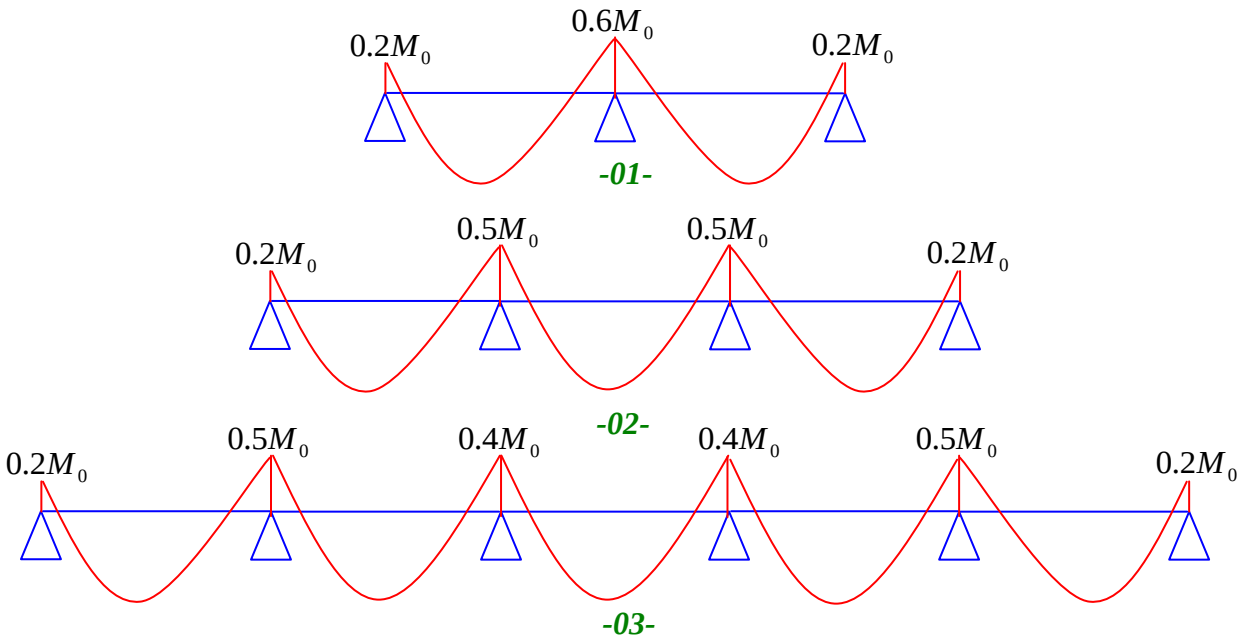
$$Tw = T_0 + \frac{Mw + Me}{L} \qquad Te = -T_0 + \frac{Mw + Me}{L}$$

Avec : $T_0 = \frac{q.L}{2}$ Désigne l'effort tranchant isostatique

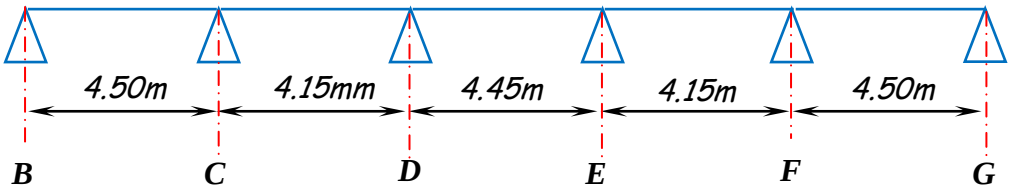
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire ne doit pas être inférieur à :

- **$0.6M_0$** : dans le cas d'une poutre a deux travées.
- **$0.5M_0$** : dans le cas des appuis voisins, des appuis dérive d'une poutre de plus de deux travées.
- **$0.4M_0$** : dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les moments sur appuis doivent être comme indiqué ci-après sur des schémas isostatiques :



- Dans notre cas nous avons une poutrelle de 05 travées.



Le ferraillage des poutrelles se fera en deux étapes :

1ère étape

Avant le coulage de la table de compression.

2eme étape

Après le coulage de la dalle de compression.

III.2.1 1ère étape (avant le coulage)

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnelles sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

* Poids propre de poutrelle : 0.12×0.04×25 = 0. 12 kN/ml.

* Poids propre du corps creux : 0.65× 0. 95 = 0. 57 kN/ml.

G = 0. 69 kN/ml.

Surcharge d'exploitation du chantier : 0.1×O.65 = 0. 65 kN/ml.

Q = 0. 65 kN/ml.

Poids propre de poutrelle :
0.12×0.04×25 = 0. 12 kn/ml.
Poids propre du corps creux :
0.65× 0. 95 = 0. 57kn/ml.

G = 0. 69 kn/ml.

Surcharge d'exploitation du chantier :
0.65× 1 = 0. 6 t/ml.

Q = 0.06 t/ml.

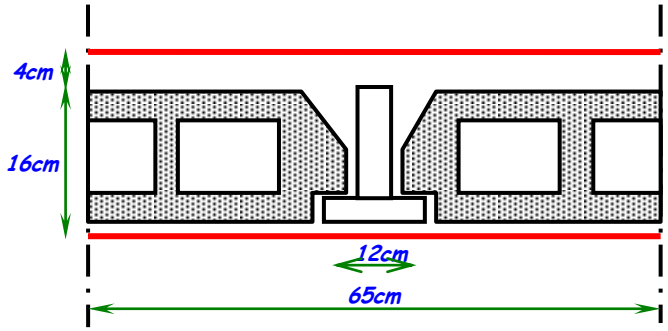


Figure.III.4 : Schéma statique pour les poutrelles et les corps creux

a) Combinaisons

ELU :

$P_u = 1.35G + 1.5Q$ ➔ $P_u = 0.183t/ml$

ELS :

$P_{ser} = G + Q$ ➔ $P_{ser} = 0.129t/ml$

Le moment maximum est donné par : $M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$

L'effort tranchant maximum est donné par : $T_{\max} = \frac{PL}{2}$

Dans notre cas $L = 4.70m$

ELU :

$M_u = \frac{P_u L^2}{8}$ ➔ $M_u = 0.505t.m$

$T_u = \frac{P_u L}{2}$ ➔ $T_u = 0.430t$

ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{ser} = 0.356 t.m$$

$$T_{ser} = \frac{P_{ser} L}{2} \quad \rightarrow \quad T_{ser} = 0.303 t$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

b) Ferraillage

Ces éléments de construction travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

Béton : fc_{28} =25MPa, b =12cm, F_{bc}=14.2MPa, d=2cm.

Acier : FeE400, σ_s =348MPa.

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.F_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.740$$

$\mu = 0.740 > \mu_L = 0.391$ D'ou les armatures comprimées sont nécessaire afin d'équilibrer le moment, mais on est limitée par la section du béton (12×4 cm²). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

Les étaiements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_L \quad \rightarrow \quad \frac{M_u}{b.d^2.F_{bc}} < \mu_L \quad \text{Et} \quad M_u = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$\rightarrow \quad L < \sqrt{\frac{8\left(b.d^2.F_{bc}.\mu_L\right)}{P_u}}$$

-Donc on prévoit des étais espaces de 1.m

III.2.2 2ème étape (après le coulage)

a) Détermination des efforts

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

Niveaux	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	P_u (kn/ml)	P_{ser} (kn/ml)
Planche terrasse inaccessible	6.32x0.65=**4.10**	1.00x0.65=**0.65**	6.51	4.75
Planche étage courante	5.13x0.65=**3.33**	1.50x0.65=**0.975**	5.96	4.305
Planche RDC	5.13x0.65=**3.33**	4.00x0.65=**2.6**	**8.40**	**5.93**

Tableau III-1 : les charges supportant à poutrelle

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

P_u=8.40kN/ml

P_{ser}=5.93kN/ml

***1*- Détermination des efforts**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.438$$

× Calcul des moments sur appuis :

$$M_0 = \frac{q.L^2}{8} \Rightarrow M_A = 0.2M_{0AB}\ ,\ M_B = 0.5M_{0BC}\ ,\ M_C = 0.4M_{0CD}\ ,\ M_D = 0.4M_{0DE}$$

$$M_E = 0.5M_{0EF}\ ,\ M_F = 0.2M_{0FG}\ ,$$

Tableau III-2 : Valeur des différents moments a l'ELU et l'ELS

	M en kn,m	ELU	ELS
M_0	M_{0BC}	21.26	15.01
	M_{0CD}	18.08	12.76
	M_{0DE}	20.79	14.67
	M_{0EF}	18.08	12.76
	M_{0FG}	21.16	15.01
sur appuis	M_B	4.25	3.00
	M_C	9.04	6.38
	M_D	8.31	5.86
	M_E	8.31	5.86
	M_F	**9.04**	**6.38**
	M_G	4.25	3.00
sur travées	M_{BC}	15.61	12.29
	M_{CD}	11.78	8.31
	M_{DE}	15.21	10.73
	M_{EF}	11.78	8.31
	M_{FG}	**15.61**	**12.29**

$$T_u = \frac{P_u L}{2} \quad , \quad T_{ser} = \frac{P_{ser} L}{2}$$

T effort tranchant d'étage RDC

Tableau III-3 : Effort tranchant d'étage RDC

	T en kn	*ELU*	*ELS*
T	$T_{BC\ G}$	19.96	-14.09
	$T_{BC\ D}$	17.83	+12.59
	$T_{CD\ G}$	17.25	-12.17
	$T_{CD\ D}$	17.60	+12.43
	$T_{DE\ G}$	18.69	13.19
	$T_{DE\ D}$	18.69	13.19
	$T_{EF\ G}$	17.60	12.43
	$T_{EF\ D}$	17.25	12.17
	$T_{FG\ G}$	17.83	12.59
	$T_{FG\ D}$	19.96	14.09

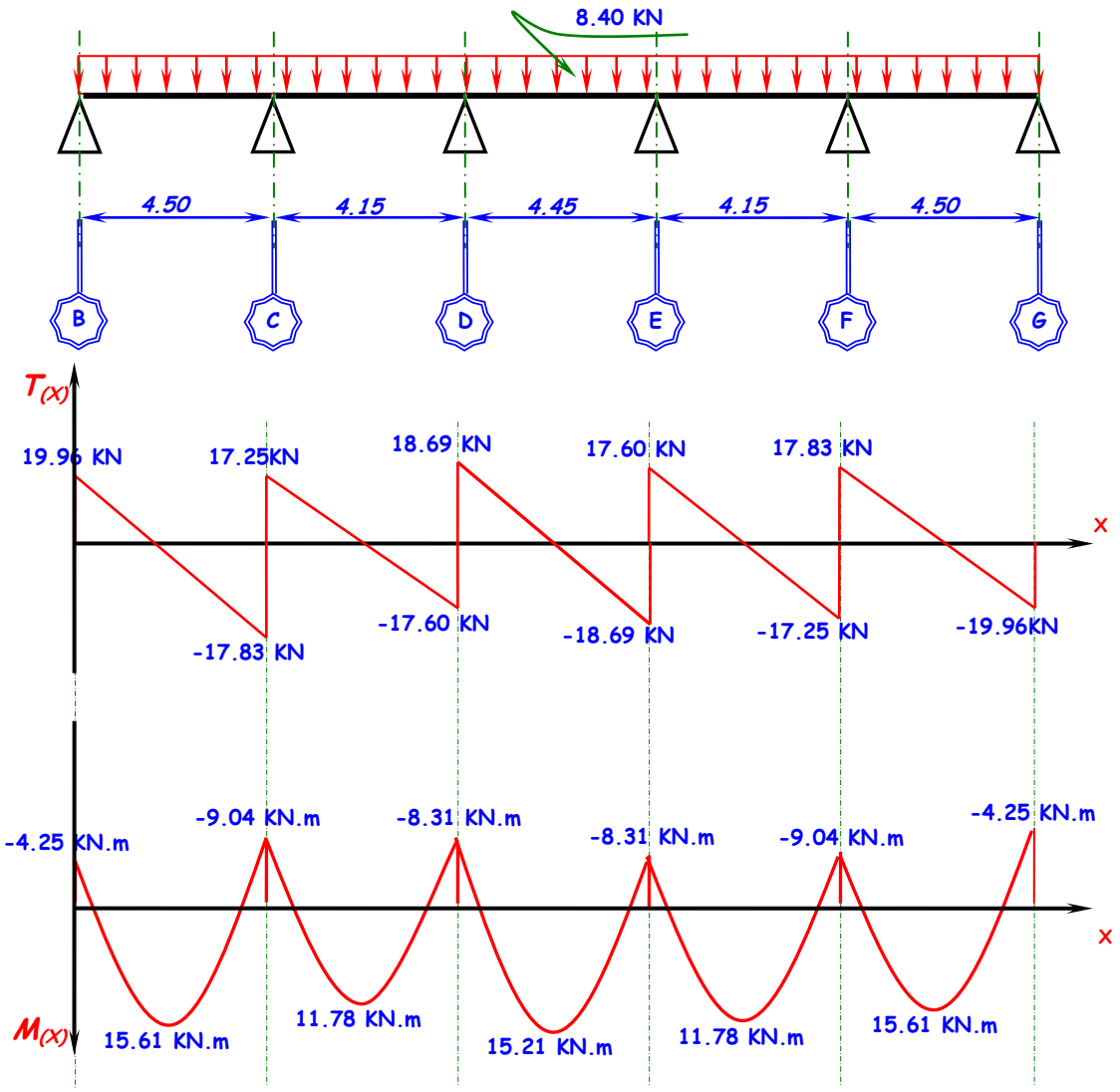


Figure.III.5 : Diagramme de moment efforts tranchent à ELU

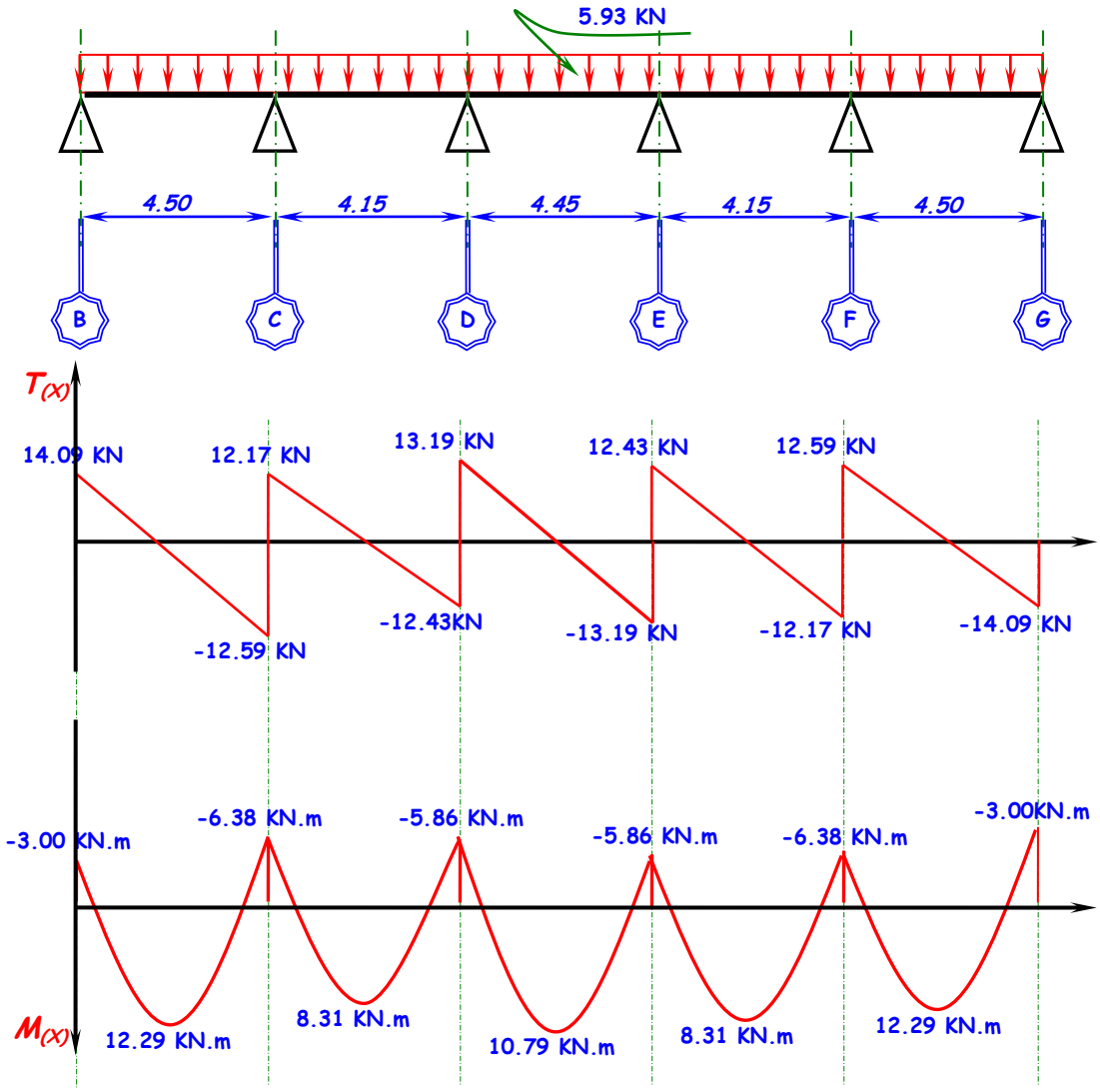


Figure.III.6 : Diagramme de moment efforts tranchent à ELS

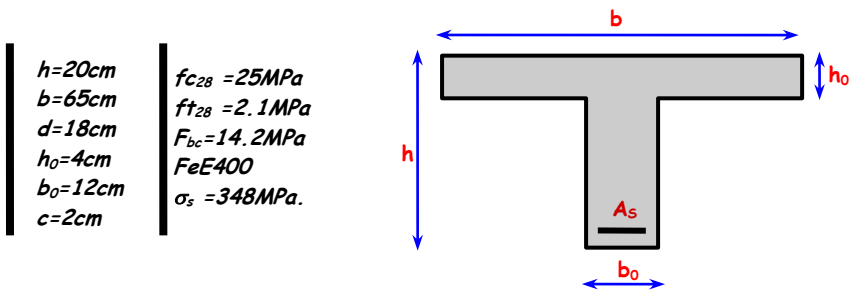
b) Ferraillage:

Comme les efforts des différents types de disposition des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

$$M_t^{max} = 15.61KN.m \ , \ M_{app}^{max} = 9.04KN.m \ , \ T^{max} = 19.96KN$$

En travée

On a une section en **Té.**



III. 2.3 Calcul du ferraillage

III.2.3.1 Armatures longitudinales

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; h_0 =4 cm ; b_0 = 12 cm.

Acier: FeE500 ; Fe= 500 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Position de l'axe neutre [2]

$M_{tu} = 15.072\text{kNm}$

$$M_0 = b.h_0.\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.072\ \text{kNm}$$

$M_0 = 59.072\ \text{kNm} > M_{tu} = 15.61\text{kNm}$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III-4 : Détermination des sections d'acier des poutrelles (1er type)

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	15.61	0.282	0.4246	0.83	2.7	0	2.7
En appuis	8.31	038	0.0381	0.985	1.92	0	2.35

Condition de non fragilité [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 2.35\ \text{cm}^2$$

En travée: on adopte: A = 2 T 10+ 1 T 12 =2.7 cm²

Aux appuis: on adopte: A = 1 T 10 +1 T 12 = 2.35 cm²

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{19.96\times10^3}{120\times180} = 0.92\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.52\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

Vérification au voisinage de l'appui [1]

Appui de rive: $M_u = 4.25\,kNm > 0.9\,V_u.d$

$$M_u = 4.25\,kNm > 0.9\times11.36\times0.18 = 1.84kNm$$

Aucun prolongement à faire.

Vérification de compression dans la bielle de béton [2]

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

$$a = Min[b-c-2;0.9d] = Min[65\text{-}2\text{-}2;0.9\times18] = 16.2\,cm$$

$$\Rightarrow V_u = 19.96kN \le 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times120\times162 = 129.6\,kN \quad (c.v)$$

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2\times19.96\times10^3}{300\times162} = 0.379\,MPa < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,MPa \quad (c.v)$$

$$A = 2.7\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times19.96\times10^3}{400} = 0.57\,cm^2$$

III. 3.3.2 Armatures transversales

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.57\,cm; 1\,cm; \frac{b_0}{10} = 1.2cm\right] = 0.57\,cm$$

On prend $\phi_t = 6\,mm$ **;** on choisit $A_t = 2\,\varphi\,6 = 0.56\,cm^2$

$S_t \le min[0.9\,d, 40\,cm] = 16.2\,cm$ **[1]**

$A_{t\,min} \le 0.003 S_t.b$ **[3]**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\,cm$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1]

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

$\frac{056 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.52 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -3.5.10^{-4}$ (c.v)

2- $A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2$ (c.v)

III- 2-3-1-3 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

En travée

$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$

$S_{xx'} = 12433\,cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 2.7 cm² ; M_{ser} = 12.29 kN.m ; y = 3.39 cm ; I = 9559.70 cm^4.

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{12.29 \times 10^6}{9559.70 \times 10^4} \times 33.9 = 4.34\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

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

Aux appuis

$S_{xx'} = 12644\,cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 6.38kN.m ; y = 3.38 cm ; I = 8371.13 cm^4.

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{6.38 \times 10^6}{9559.7 \times 10^4} \times 33.9 = 2.26\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

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

Vérification de la flèche [1]

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.2}{4.5} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c. n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.044 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.02$ $(c.v)^2$

3- $\frac{A}{b_0.d} = 0.01 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$ (c.n.v)

La deuxième et la troisième condition ne sont pas satisfaites, ce qui nous mène à un calcul détaillé de la flèche.

Calcul de la flèche [1]

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 7 KNm ; y = 3.38 cm ; I = 8371.13cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 189.49\,MPa$$

$$L = 4.5\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 9\,mm$$

Tableau III-5 : Calcul de la flèche des poutrelles (1er type)

	M (kN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
A (cm²)	12.29	0.01	189.49	0.6	3.38	8371.13
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
1522.44	2585.42	5.14	3.03	2.1	9	c.v

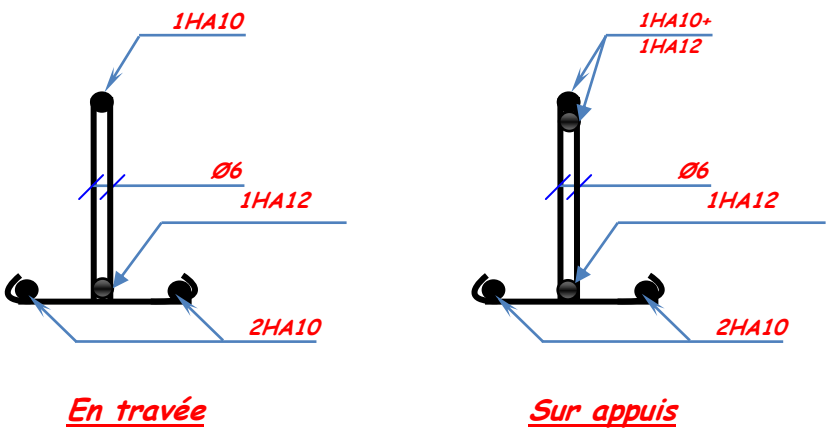


Figure.III.7 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

III.2.4 Ferraillage de la dalle de compression

Les ferraillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

33cm dans les sons perpendiculaires aux poutrelles.

L'espacement entre nervures est compris entre 50 et 8cm.

La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire la condition suivante :

$$A > \frac{40L}{Fe}(BAEL91)$$

Treillis soudés **TLE520 :** $\phi = 6mm$ La maille choisie de 15×15cm.

III.3 Ferraillage des escaliers

D'après le prédimensionnement

h = 17 cm

g = 30 cm

- **L'angle d'inclinaison**

tgα = H/L = 102/150 = 0.68

α = cotg (0,637) = **$34,21^0$**

III.3.1 Evaluation des charges

On à un escalier à double palier

A) Combinaison d'actions

a. Le palier

G =	**4.10**	**(KN/m²)**
Q =	**2.5**	**(KN/m²)**

b. La volée (paillasse)

G =	**5.18**	**(KN/m²)**
Q =	**2.5**	**(KN/m²)**

ELU:

Q_{uv} =1.35G +1.5Q ➔ Q_{uv}=10.74 kN/m²

Q_{up}=1.35G +1.5Q ➔ Q_{up}=9.28 kN/m²

ELS:

Q_{serv}=G + Q ➔ Q_{serv} =7.68 kN/m²

Q_{serp}=G + Q ➔ Q_{serp}=6.6 kN/m²

Charge équivalente

$$q_{eq}=\frac{q_1.L_1+q_2.L_2+q_3.L_3}{L_1+L_2+L_3}$$

on a : L_1= 1.3 m

L_2= 1.5 m

L_3= 1.3 m

Alors : **q_{eq}=9.81 KN/ml**

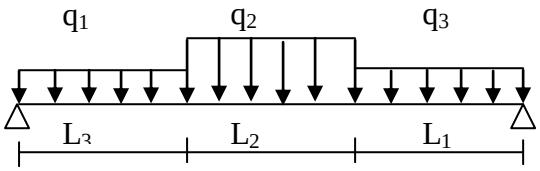


Figure.III.8 : schéma statique des charges escalier à l'ELU

B) Calcul des moments L=4.10 m

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **20.74 kN.m**

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0$= **17.52 kN.m**

.moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0$= **6.32 kN .m**

.effort tranchant : T_{max}= **20.11 kN**

III.3.2 Calcul des armatures longitudinales

$\sigma_{bu}=f_{bc}=(0.85.f_{c28})/\gamma_b$ …….. $\gamma_b=1.5$

$\sigma_{bu}=\frac{0.85x25}{1.5}$ = 14.2 MPa

$\sigma_{s=}f_e/\gamma_s = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

On utilise les formules suivantes

$\mu=M_u/b.d^2.f_{bc}$

$\alpha=1.25\ (1-\sqrt{1-2\mu}\ )$

$Z= d(1-0.4\alpha)$

$A_s=M_u/Z\sigma_s$

$A_{min}=(0.23.b.d.f_{t28})/f_e$

$A_{min} = \frac{0.23\times100\times13.5\times2.1}{400}$ $\Rightarrow$ **A_{min}= 1.63 cm²**

d=0.9e=13.5cm $\Rightarrow$ **d= 13.5 cm**

Tableau III-6 : armatures longitudinales des escaliers

section	b(cm)	d(cm)	M_u(kN.m)	μ	α	Z(m)	$A_s$min	A_s($cm^{2)}$	A_{adopte}
Travée	**100**	**13.5**	**18.48**	**0.07**	**0.09**	**0.13**	**1.63**	**4.08**	**4HA12=4.52**
Appuis	**100**	**13.5**	**6.52**	**0.02**	**0.02**	**0.13**	**1.63**	**1.44**	**4HA8=2.01**

Espacement maximal

$S_t \leq$ min (3h; 33cm) = min (3×15; 33) cm = **33cm**

-En travée**:** S_t= 100/4= 25cm ≤ 33cm……..….. **CV**

-Sur appui **:** S_t= 100/4= 25 cm ≤ 33cm……**CV**

Armature de répartition

-En travée **:** $A_{rep}=A_{ado}/4$= 4.52/4=1.13 cm^2 ; on adopte : **3 HA10=2.36cm²**

-Sur appui **:** $A_{rep}= A_{ado}/4$=2.10/4=0.502 cm^2 ; on adopte : **3 HA8=1.52cm²**

III.3.3 Vérification

a)Condition de non fragilité

$A_{min}=0.23.b.d^2.f_{t28}/f_e=0.23\times100\times13.5\times2.1/400=$ **1.63 cm²**

Vérification à ELU

Contrainte tangentielle du béton

- **Fissuration non préjudiciable**

$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5MPA)$

$=\min(0.2\times25/1.5 ; 5)MPA = $ **3.33 MPA**

$V_u = \frac{q_{eq}.L}{2} = \frac{9.81x4.10}{2} = 21.21 \Rightarrow$ **Vu= 20.11 kN**

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.157MPA \Rightarrow \tau_u = 0.157MPA$

$\tau_u = 0.157MPA \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPA$ ……..**C.V**

- **Fissuration très préjudiciable**

$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.167MPA$

$\tau_u = 0.157\ MPA \leq \bar{\tau}_u = 1.167MPA$ ……..**C.V**

b) calcul à E.L.S

On a la combinaison à L .E.L.S :

q_{ser}= g +q……pour (1ml)

Palier **:** $q_1=q_3=$ 4.10 + 2.5= **6.6 kN/ml**

Paillasse **:** $q_2=$ 5.18 + 2.5= **7.68kN/ml**

Charge équivalente

$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

on a : L_1=1.30 m

L_2= 1.50 m

L_3= 1.30 m

Alors : **q_{eq}= 7.09 kN/ml**

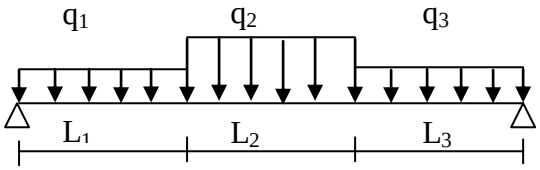


Figure.III.9 : schéma statique des charges escalier à l'ELS

Vérification à l'E.L.S

Calcul des moments : l=4.10 m

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = **14.94 kN.m**

.moment en travée : M_t= 0.85.M_0= **12.69 kN.m**

.moment sur appui : M_a= 0.30.M_0= **4.66 kN .m**

. effort tranchant : T_{max} = **14.53 kN**

Vérification des contraintes maximales du béton

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$

.En travée : $\alpha = 0.15$ …..(Tableau) ; $\gamma=\frac{M_u}{M_{ser}}=1.399$; $f_{c28}=25$ MPa

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.449$

$\alpha=0.15 \leq 0.449$ …… **C.V**

.Sur appui : $\alpha=0.05$; $\gamma=\frac{M_u}{M_{ser}}=1.399$

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.449$

$\alpha=0.05 \leq 0.449$ …… **C.V**

⟹ Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

c)Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{410}=0.036 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.036 \leq 0.0425 \rightarrow c.n.v \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100\times13.5}=0.003 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{cases}$$

On a deux conditions non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par **« la méthode exposée »** dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91.**

d) Calcul de la flèche

Dans le calcul des poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, on a:

-pour les flèches aux charges instantanées:

$$F_i=\frac{M_t.L^2}{10E_iI_{fi}} \quad \text{Avec} \quad E_i=11000\left(f_{c28}\right)^{1/3}$$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \quad \text{Avec} \quad \lambda_i=\frac{0.05\,f_{c28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\begin{cases} \mu=1-\frac{1.75\,f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s+f_{c28}} & \text{si} \quad \mu \geq 0 \\ \mu=0 & \text{si} \quad \mu \leq 0 \end{cases}$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$F_v = \frac{M_t.L^2}{10E_v.I_{fv}} \quad \text{avec} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+0.4\lambda_i.\mu}$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment statique de la section totale homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y)$ [2]

ρ: le pourcentage d'armature égal à: $\frac{A}{b_0.d}$

M: moment de service maximal dans la travée " M_{ser} ".

- pour les consoles, les flèches aux extrémités seront:

$$F_{i\,ou\,v} = \frac{M_t.L^2}{4E_{i\,ou\,v}.I_{fi\,ou\,fv}}$$

- pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{F} = \frac{L}{500} & \text{si} \quad L \le 5m \\ \overline{F} = 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5m \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

- pour les éléments supports en console:

$$\overline{F} = \frac{L}{250} \quad \text{si} \quad L \le 2m \quad \textbf{[1]}$$

Détermination de l'axe neutre

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.02\,cm$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3 + 15A(y-d)^2\right] = 9.63.10^4\ cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0033$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 132.64\,MPa$$

Ainsi que: $\mu = 1 - \frac{1.75\,f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.051$

$$L = 4.1m < 5m \Rightarrow \overline{F} = \frac{4100}{500} = 8.2mm \quad \textbf{[1]}$$

Tableau III-7 : Vérification de la flèche des escaliers

A (cm²)	**M (KNm)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I (cm^4)**
4.52	14.94	0.0033	132.64	0.051	8.02	$9.63.10^4$
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
25270.97	29642.33	3.21	8.14	4.93	8.2	c.v

III.3.4 Calcul de la poutre brisée

La poutre brisée est considérée comme une poutre encastrée sur les deux poteaux, Elle est de section **(b×h)**.

a) Prédimensionnement

La poutre brisée a une longueur **L=4.1m**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow \quad 27cm < h < 41cm$$

On prend : **h=30cm et b=30cm**

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

$b \geq 20cm$ ➔ On : $b = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$h \geq 30cm$ ➔ On : $h = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4$ ➔ On : $\frac{30}{30} = 1$ ……**Condition vérifiée**

b) Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $30 \times 30 \times 2500 = 225Kg/mL$

Réactions d'escalier : $R = 21{,}22KN/m$

ELU :

$P_U = 1.35(G_P + R_P)$ ➔ $P_U = 31.68KN/mL$

$M_{0u} = \frac{P_u.L^2}{24} = 31.74KN/m$ ➔ $Mt_u = 0.85M_{0u} = 26.98KN/m$

➔ $Ma_u = 0.6M_{0u} = 6.35KN/m$

ELS :

$P_{ser} = G_P + R_P$ ➔ $P_{ser} = 27.36KN/mL$

$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{24} = 30.67KN/m$ ➔ $Mt_{ser} = 0.85M_{0u} = 26.07KN/m$

➔ $Ma_{ser} = 0.6M_{0ser} = 6.13KN/m$

c) Ferraillage

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_{bc} = 14.2MPA$.

Acier : $Fe = 400MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $\sigma_S = 348MPA$.

En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} \text{ ➔ } \mu = 0.087$$

$\mu = 0.087 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée $A'_S = 0$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right)$ ➔ $\alpha = 0.114$

$Z = (1-0.4\alpha)d$ ➔ $Z = 0.258$

$\mu = 0.087 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ➔ $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\,‰ \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa \end{cases}$

$A_S = \frac{Mt}{Z + \sigma_S}$ ➔ $A_S = 3.005cm^2$

D'après **BAEL91** le pourcentage minimal des armatures dans la poutre doit être égal à **0.5%** de la section donc : $A_{\min} = 0.005 \times 0.3 \times 0.3 = 4.5cm^2$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} \text{ ➔ } \mu = 0.020$$

$(\mu = 0.020) < (\mu_L = 0.391)$ Pas d'armature comprimée $A'_S = 0$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right)$ ➔ $\alpha = 0.025$

$Z = (1-0.4\alpha)d$ ➔ $Z = 0.267$

$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ➔ $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\,‰ \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa \end{cases}$

$A_S = \frac{Ma}{Z + \sigma_S}$ ➔ $A_S = 0.683cm^2$

d) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{ft_{28}}{Fe} \text{ ➔ } A_{\min} = 0.978cm$$

En travée :

$A_S = 4.5cm^2 > A_{\min} = 0.978cm^2$ ……**Condition vérifiée.**

Sur appuis :

$A_S = 3.39cm^2 > A_{min} = 0.978cm^2$ ……**Condition vérifiée.**

e) Choix d'armatures

En travée :

$A_S = 3.39cm^2$ ➔ $3T12$

Sur appuis :

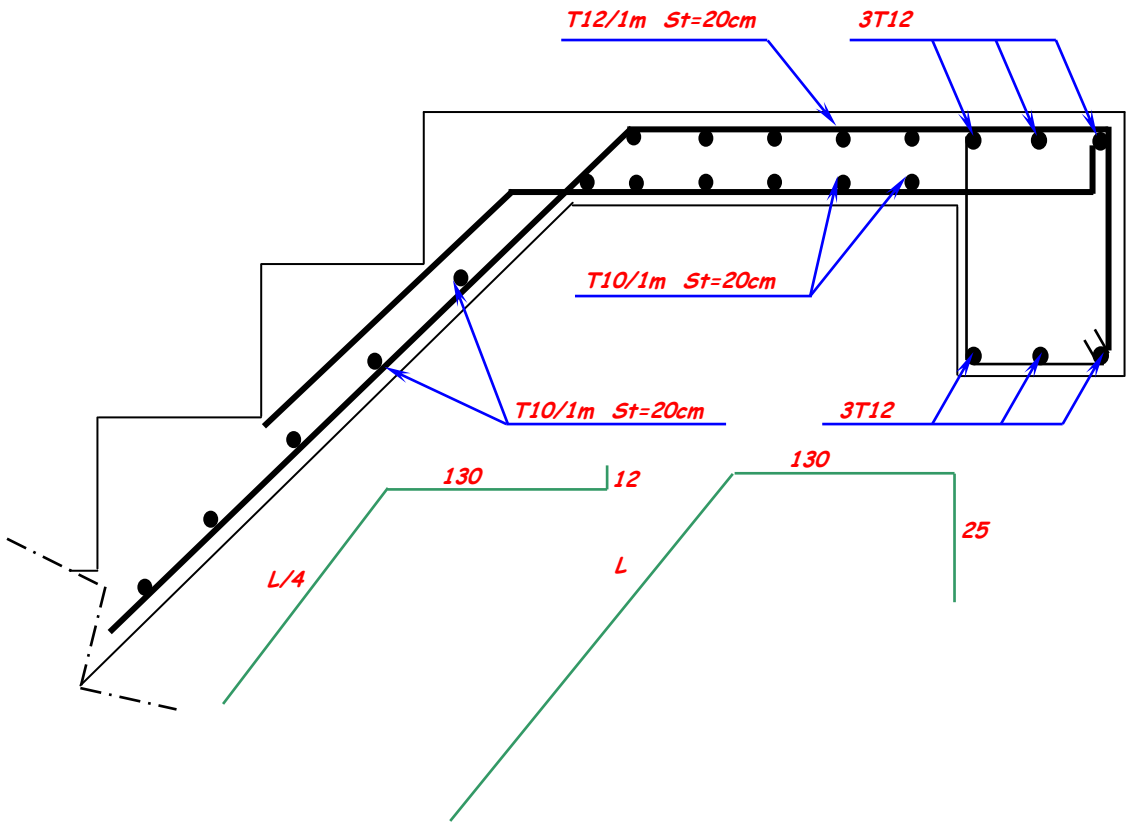
$A_S = 3.39cm^2$ ➔ $3T12$

f) Armatures transversales

$$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}\right\} \rightarrow \phi \le \min\{8.5,12,10\} \text{ Soit } \phi = 8mm$$

Espacement st :

- $st = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ➔ $st = 10cm$ Zone nodale
- $st = \min\{,10\phi, 15cm\}$ ➔ $st = 15cm$ Zone couront



III.4 FERRAILLAGE DES DALLES PLEINES

III.4.1 Méthode de calcul

Une dalle est un élément, généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) est faible vis-à-vis des deux autres (dimension en plan).

***a)* Travail externe**

$$T_{ext}^{1} = 2q.y.\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}^{2} = q.y.\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}^{3} = q(2.1-y)\,f$$

➔ $T_{ext} = T_{ext}^{1} + 2T_{ext}^{2} + 2T_{est}^{3}$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{2y}{3}+\frac{2y}{3}+4.2-2y\right) \quad \rightarrow$$

$$T_{ext} = \left(\frac{2y}{3}+4.2\right).q.f$$

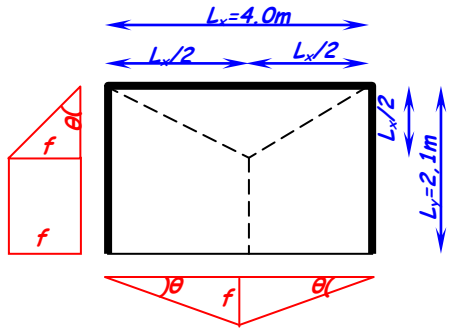


Figure.III.11 : Panneau de dalle

***b)* Travail Interne**

$$T_{\text{int}}^{1} = M_x.Q_x.L_x \quad \rightarrow \quad T_{\text{int}}^{1} = \left(M\frac{4f}{y}\right)$$

$$T_{\text{int}}^{2} = M_x.Q_x.L_x \quad \rightarrow \quad T_{\text{int}}^{1} = \left(M\frac{2.1f}{2}\right)$$

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^{1} + 2T_{\text{int}}^{2} \quad \rightarrow \quad T_{\text{int}} = M.f\left(\frac{4}{y}+2.1\right)$$

$$T_{ext} - T_{\text{int}} = 0 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{-2y}{3}+4.2\right)q.f = M.f\left(\frac{4}{y}+2.1\right) \qquad q = \left(\frac{\frac{4}{y}+2.1}{\frac{-2y}{3}+4.2}\right)M$$

Donc q'(y)=0 avec $q = \left(\dfrac{\frac{4}{y}+2.1}{\frac{-2y}{3}+4.2}\right)M$

Pour la fonction q(y) m est une constante, et on pose aussi q(y)= $\dfrac{U(Y)}{V(Y)}$

D'où q'=0 ➔ $U'.V\text{-}U.V'=0$

Q'=0 ➔ $\left(\frac{-4}{y^2}.(\frac{-2y}{3}+4.2)\right)-\left((\frac{4}{y}+2.1).\frac{-6}{9}\right)=0$

$12.6y^2+48y-37.8=0$ ➔ y_1= 0.669 y_2= -4.47 y = 0.669

$$M=q\left(\frac{\frac{-2y}{3}+4.2}{\frac{4}{y}+2.1}\right) \quad \rightarrow \quad M=0.57q$$

III.4.2 Evaluation des charges

G = 5.33 kN/m² Q=3.5kN/m²

a) ELU

Q_u=1.35G+1.5Q ➔ Q_u=12.44 kN/m²

M_u =0.57Q_u ➔ M_u =7.09kN/m

b) ELS

Q_{ser}=G+Q ➔ Q_{ser}=8.83 kN/m²

M_{ser} =0.57Q_{ser} ➔ M_{ser} =5.03kN/m

III.4.3 Calcul d'armatures à ELU

Acier : $Fe=400MPA$, $\gamma_S=1.15$, $\sigma_S=348MPA$, $\eta=1.6$

Béton : $fc_{28}=25MPA$, $ft_{28}=2.1MPA$, $\sigma_b=1.5$, $\sigma_{bc}=14.2mpa$

b=100cm, h=15cm, d=0.9h=13.5cm

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\mu=\frac{M_u}{b.d^2.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad \mu=0.150$$

$(\mu=0.150)<(\mu_L=0.391)$ *Pas d'armature comprimé* $A'_S=0$

$$\alpha=1.25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) \quad \rightarrow \quad \alpha=0.20$$

$$Z=(1-0.4\alpha)d \quad \rightarrow \quad Z=0.124$$

$(\mu_U=0.150)<(\mu_{AB}=0.186)$ *Pivot A* ➔ $\begin{cases}\varepsilon_s=10\,‰\\ \sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s}=348MPa\end{cases}$

$$A_S=\frac{M_u}{Z+\sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S=2.03cm^2$$

Donc on adopte un ferraillage de $5T10/1m$ ➔ $A_r=3.92cm^2$

III.4.4 Vérification

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min}=0.23\times b\times d\frac{ft_{28}}{Fe} \quad \rightarrow \quad A_{\min}=1.63cm^2$$

$(A_S = 3.92cm^2) > (A_{min} = 1.63cm^2)$ ..... **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{V_u}{b_0.d}\right) \leq \left(\frac{0.07\, f_{c_{28}}}{\gamma_b}\right)$$

$$V_u = \frac{O_u.L_x}{2} \quad \rightarrow \quad V_u = 25kN \qquad \tau_u = 0.35MPa \qquad \overline{\tau_u} = 1.17MPa$$

$(\tau_u = 0.35MPa) < (\overline{\tau_u} = 1.17MPa)$ ..... **Condition vérifiée**

c) ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendu (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28}$ ➔ $\overline{\sigma_b} = 15MPA$ La vérification aux contraintes est satisfaite.

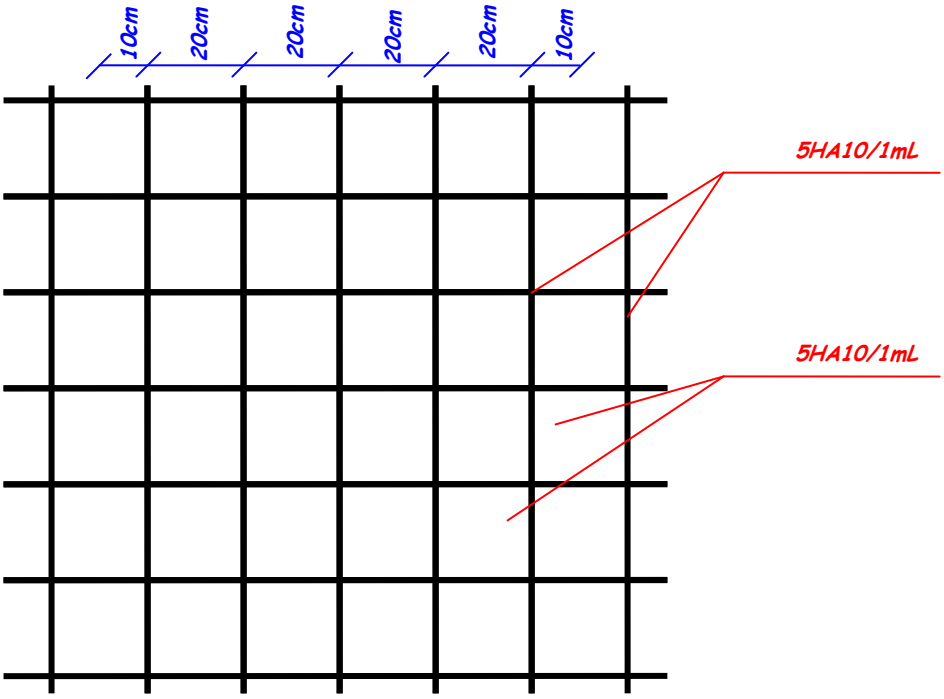


Figure.III.12 : Détail de ferraillage de dalle



Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$\mathbf{X_G} = \frac{\sum \boldsymbol{Wi} * \boldsymbol{Xi}}{\sum \boldsymbol{Wi}} \qquad \mathbf{YG} = \frac{\sum \boldsymbol{Wi} * \boldsymbol{Yi}}{\sum \boldsymbol{Wi}}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repere global.

Tableau. IV -1 : Evaluation du centre de masse de chaque niveau

Niveau(m)	**∑Wi (kN)**	**∑Wi*Xi**	**∑Wi*Yi**	**X_G(m)**	**Y_G(m)**
5.58	3434.33	46294.76	39185.70	13.48	11.41
9.49	2697.66	36526.31	30618.44	13.54	11.35
12.55	2231.13	30075.63	25591.06	13.48	11.47
15.61	2231.13	30053.32	25591.06	13.47	11.47
18.67	1941.80	26156.05	22408.37	13.47	11.54
21.73	1941.80	26156.05	22408.37	13.47	11.54
24.79	1821.25	24532.23	21090.07	13.47	11.58

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

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

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Tableau IV -2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	**X_T(m)**	**Y_T(m)**
5.85	13.48	13.92
9.49	13.48	13.92
12.55	13.48	13.92
15.61	13.48	13.92
18.67	13.48	13.97
21.73	13.48	13.97
24.79	13.48	13.99

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

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

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

Tableau IV -3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			**Direction Y**		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_T(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_T(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
5.58	13.48	13.48	0.00	11.41	13.92	2,51
9.49	13.54	13.48	0.06	11.35	13.92	2,57
12.55	13.48	13.48	0.00	11.47	13.92	2,45
15.61	13.47	13.48	0.01	11.47	13.92	2,45
18.67	13.47	13.48	0.01	11.54	13.97	2,43
21.73	13.47	13.48	0.01	11.54	13.97	2,43
24.79	13.47	13.48	0.01	11.58	13.99	2,41

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

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

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

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV -4 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X (cm)			Direction Y (cm)		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
5.58	0.00	1.35	1.35	2,51	1.2	3.71
9.49	0.06	1.35	1.41	2,57	1.2	3.77
12.55	0.00	1.35	1.35	2,45	1.2	3.65
15.61	0.01	1.35	1.36	2,45	1.2	3.65
18.67	0.01	1.35	1.36	2,43	1.2	3.63
21.73	0.01	1.35	1.36	2,43	1.2	3.63
24.79	0.01	1.35	1.36	2,41	1.2	3.61

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3.1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

- Dans notre bloc la régularité en plan et en élévation est n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 23 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT PROFISSIONEL 2010.

IV.3.1.1. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1.1.a. Principe

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV. 3.1.1.b. Modélisation

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

IV.3.1.1.c. Le spectre de réponse de calcul

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

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

a. Coefficient d'accélération A [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage. Pour notre ouvrage on a : (zone **II_a**, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15

. **b. facteur de correction d'amortissement η**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R [RPA : Tab.4.3]

. Le coefficient de comportement de la structure **: R = 5 (Tab 4-3)**

d. facteur de qualité Q [RPA : Tab.4.4.]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: détermination du facteur de qualité Q du bloc A

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$$

e. périodes caractéristiques [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3}$$

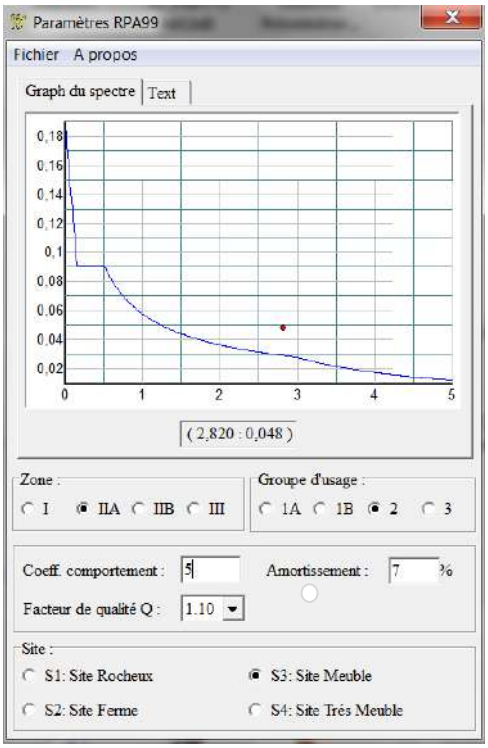


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.3.2. Résultats de l'analyse dynamique

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.3.2.1. Vérification de comportement

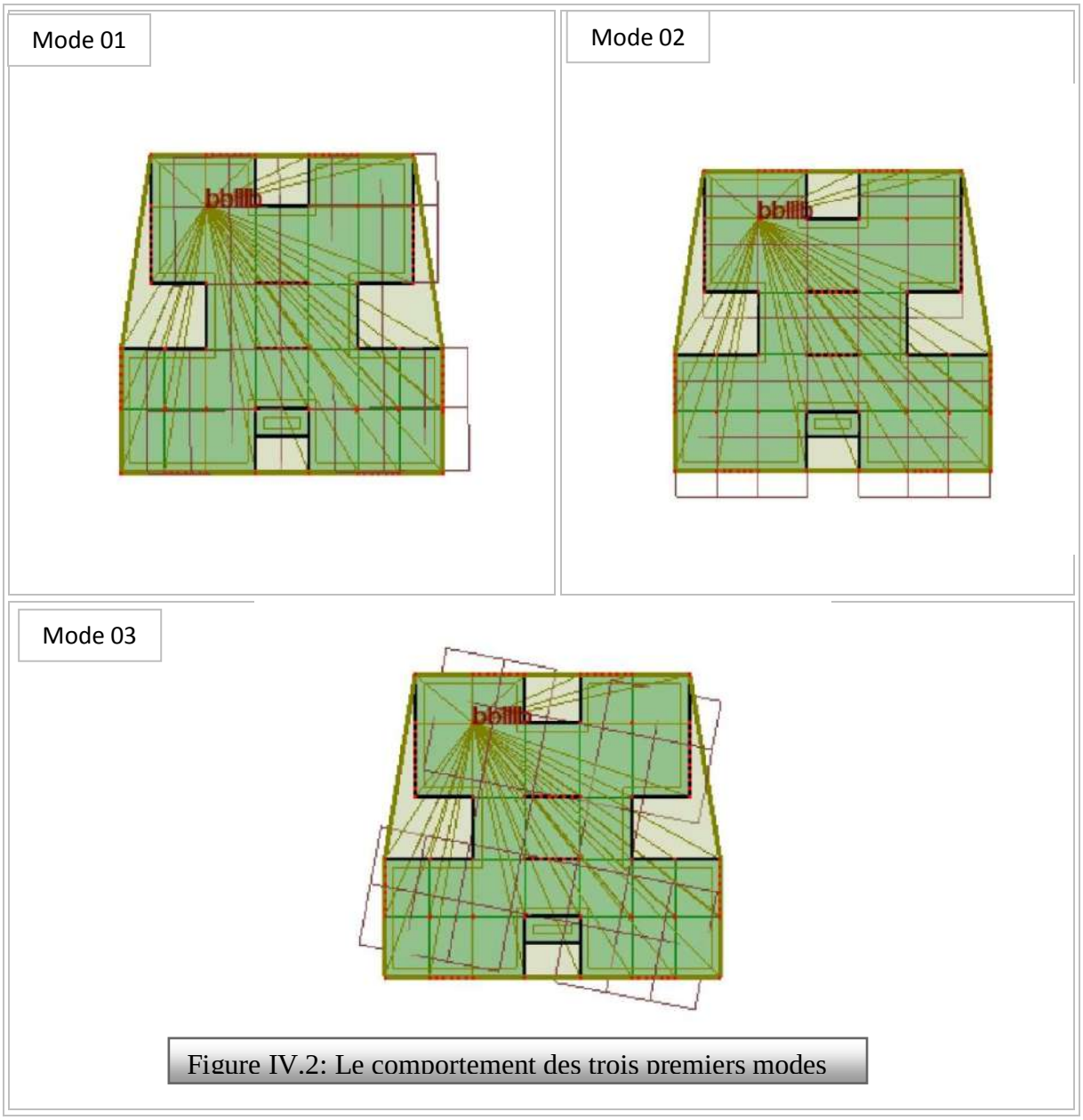


Figure IV.2: Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation pure suivant l'axe X	translation pure suivant l'axe Y	rotation pure autour de l'axe z

IV. 3.2.2. Vérification de participation massique

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins 90% de la masse totale de la structure d'après le RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.7: Coefficient de participation

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,62	70,26	0,00	0,00
2	0,60	70,26	70,96	0,00
3	0,46	70,50	70,96	0,00
4	0,15	88,91	70,97	0,00
5	0,15	88,92	89,83	0,00
6	0,11	89,16	89,83	0,00
7	0,08	90,50	89,83	0,00
8	0,08	90,50	89,83	0,00
9	0,08	90,50	89,92	0,00
10	0,08	90,66	90.02	0,00

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure un peu rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne le 90% qu'après le $10^{ème}$ mode

IV. 3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0.25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

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

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 1.76

Dy= 1.76

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R =5

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.10$

- **W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ **tableau 4.5**

W= 16299.11kN

Tableau IV.8: Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	1.76	1.76	5	1.10	1.10	16299.11	3259.82	3259.82

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	3259.82	2863,37	2607.85	OUI
Y	3259.82	2953,50	2607.85	OUI

IV. 3.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = Y_G.Wi$, $MtY = X_G.Wi$

Avec :

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

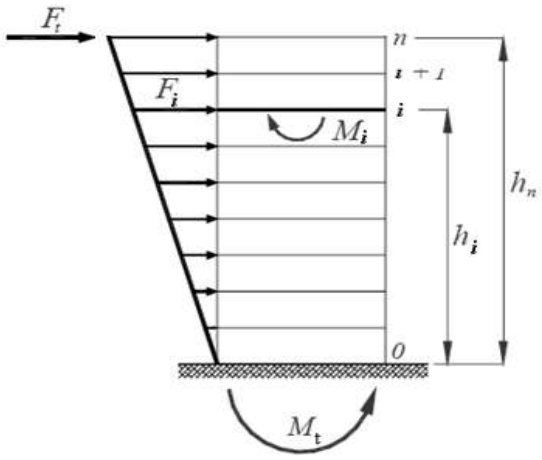


Figure IV.3: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 3.2.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5]

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,42 s → Ft = 0
- TY = 0,44s → Ft = 0

Donc:

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

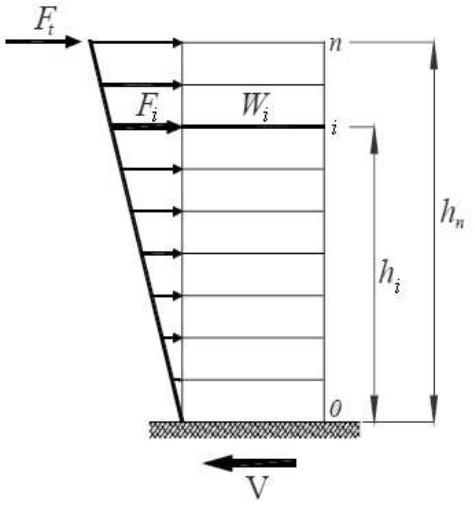


Figure IV.4: Distribution des forces sismiques

V_X = 2863,37kN

Tableau IV.10: Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	**W_i (kN)**	**W_ih_i**	**α_x**	**F_{ix} (kN)**
5.58	3434.33	19163.56	0.828	237.08
9.49	2697.66	25600.79	0.1107	316.97
12.55	2231.13	28000.68	0.1210	346.46
15.61	2231.13	34827.93	0.1506	431.22
18.67	1941.80	36253.40	0.1567	488.69
21.73	1941.80	42195.31	0.1824	522.27
24.79	1821.25	45184.78	0.1954	559.50
SOMME		231226.45	1	2884.19

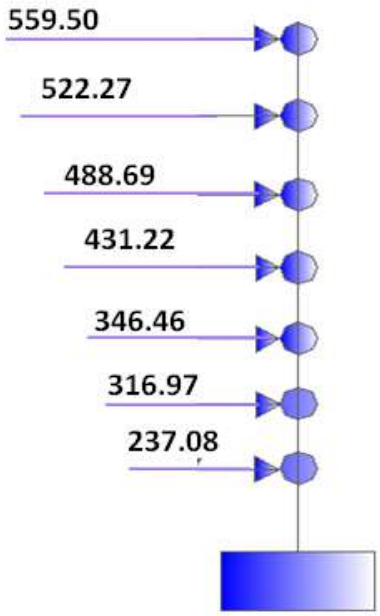


Figure IV.5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 2953,50kN

Tableau IV.11: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	**W_i (kN)**	**$W_i h_i$**	**α_y**	**F_{iy} (kN)**
5.58	3434.33	19163.56	0.0828	244.54
9.49	2697.66	25600.79	0.1107	326.95
12.55	2231.13	28000.68	0.1210	357.37
15.61	2231.13	34827.93	0.1506	444.79
18.67	1941.80	36253.40	0.1567	462.81
21.73	1941.80	42195.31	0.1824	538.71
24.79	1821.25	45184.78	0.1954	577.11
SOMME		231226.45	1	2916.28

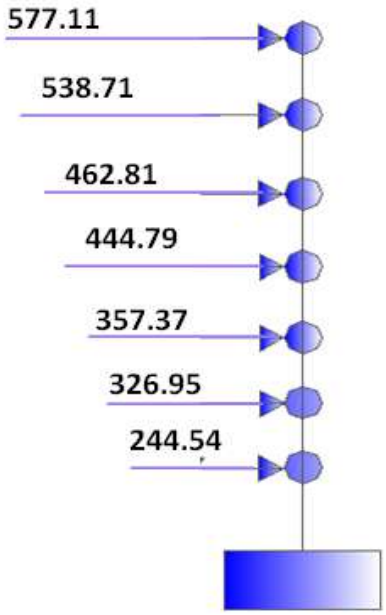


Figure IV.6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 3.2.4.2. Moment de renversement

Tableau IV.12: calcul du moment de renversement

hi (m)	**F_{ix} (KN)**	**F_{iy} (KN)**	**M_{oxi} (KN.m)**	**M_{oyi} (KN.m)**
5.58	237.08	244.54	1322.9	1364.53
9.49	316.97	326.95	3008.04	3102.75
12.55	346.46	357.37	4348.07	4484.99
15.61	431.22	444.79	6731.34	6943.17
18.67	488.69	462.81	9123.84	8640.66
21.73	522.27	538.71	11348.92	11706.16
24.79	559.50	577.11	13870.00	14306.55
∑Mo			49789.11	50548.82

IV. 3.2.4.3. Moment stabilisant

Tableau IV.13: calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	**W_i (KN)**	**X_G(m)**	**Y_G(m)**	**M_{Tx} (KN.m)**	**M_{Ty}(KN.m)**
5.58	3434.33	13.47	11.41	39185.70	46260.42
9.49	2697.66	13.47	11.35	30618.44	36337.48
12.55	2231.13	13.47	11.47	25591.06	30053.32
15.61	2231.13	13.47	11.47	25591.06	30053.32
18.67	1941.80	13.48	11.54	22408.37	26175.46
21.73	1941.80	13.54	11.54	22408.37	26291.97
24.79	1821.25	13.48	11.58	21090.07	24550.45
$\sum$Mt				151693	219722.42

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.14: Vérification de stabilité du batiment

M_{tx} (kN.m)	**M_{ty} (kN.m)**	**M_{ox} (kN.m)**	**M_{oy} (kN.m)**	**M_{tx}/M_{ox}**	**M_{ty}/M_{oy}**	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
151693	219722.42	49789.11	50548.82	3.046	4.346	OUI

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 3.2.5. 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_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
+24.79	1.0	5			
			1.00	3.06	OUI
+22.73	0.8	4			
			0.50	3.06	OUI
+19.67	0.7	3.5			
			1.00	3.06	OUI
+16.61	0.5	2.5			
			0.50	3.06	OUI
+13.55	0.4	2			
			1.00	4.91	OUI
+9.64	0.2	1			
			0.5	5.58	OUI
+5.58	0.1	0.5			

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
+24.79	1.0	5.0			
+21.73	0.9	4.5	0.50	3.06	OUI
+18.67	0.7	3.5	1.00	3.06	OUI
+15.61	0.5	2.5	1.00	3.06	OUI
+12.55	0.4	2.0	0.50	3.06	OUI
+9.49	0.2	1.0	1.00	4.91	OUI
+5.58	0.1	0.5	0.50	5.58	OUI

IV. 3.2.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

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

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta = 0.10$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.17 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
5.58	3434.33	237.08	237.08	1.0	0.0259	OUI
9.49	2697.66	316.97	554.05	0.5	0.0025	OUI
12.55	2231.13	346.46	900.51	1.0	0.0010	OUI
15.61	2231.13	431.22	1331.73	0.5	0.0005	OUI
18.67	1941.80	488.69	1820.42	1.0	0.0005	OUI
21.73	1941.80	522.27	2342.69	0.5	0.0001	OUI
24.79	1821.25	559.50	2902.19	0.5	0.00005	OUI

Tableau IV.18: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
5.58	3434.33	244.54	244.54	0.5	0.0125	OUI
9.49	2697.66	326.95	571.49	1.0	0.0049	OUI
12.55	2231.13	357.37	928.86	1.0	0.0019	OUI
15.61	2231.13	444.79	1373.83	0.5	0.00052	OUI
18.67	1941.80	462.81	1836.64	1.0	0.00056	OUI
21.73	1941.80	538.71	2375.35	0.5	0.00018	OUI
24.79	1821.25	577.11	2952.46	0.5	0.00012	OUI

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée Vis- à- vis de l'effet P-Δ



Ferraillage des éléments resistants

V.1. Introduction

Ce chapitre comporte le calcul des éléments résistants qui sont les portiques (poteau, poutre) et les voiles constituants la structure.

Ces éléments en béton armé ont pour rôle d'assurer d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Les actions agissantes sur la structure sont combinées à l'aide du logiciel de calcul ***ROBOT*** pour donner les différentes sollicitations dans les éléments résistants.

Le maximum de ces effort (*M, N, T*) dans chaque élément va être pris pour son ferraillage tout en respectent les différentes règles techniques imposées par le C***BA 93*** et ***RPA 99V2003***V.**2.**

V.2. Objectif

L'objectif visé dans ce chapitre est d'assurer pour la structure :

L'équilibre statique (pas de renversement).

La résistance des matériaux constitutifs (pas de rupture).

La stabilité de forme (justification de la flèche).

V.3. Combinaisons de calcul

Le calcul du ferraillage des éléments résistants doit se faire sous l'action des Sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

V. 3.1. États limites de service (E.L.S)

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La

combinaison de charges est donnée par la relation:

- $G + Q$

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

T : Effet de la température.

V.3.2. Etats limites ultimes (E.L.U)

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- $1{,}35G + 1{,}5\ Q$
- $G + Q \pm E.$

V.3.3. Etats limites accidentels (E.L.A)

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par (portique/voiles) sont :

- $G + Q \pm E$
- $0{,}8G \pm E$

E : est l'action accidentelle (sismique).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres de notre projet ont une forme rectangulaire, elles sont soumises à la flexion simple ainsi qu'à la flexion composée pour les poutres de l'axe X (poutres secondaires) pour tenir compte de l'effet de la température car nous n'avons pas prévu de joint de dilatation.

❖ **Les sections**

- Poutres principales **(bxh)** = (30x45) cm^2

- Poutres secondaires **(bxh)** = (30x40) cm^2

❖ **Situation durable**

- **Béton:** σ_{bc} = 14.2 MPa, f_{c28} = 25 MPa, γ_b = 1.5.

- **Acier:** FeE 400, σ_s = 348 MPa, FeE 400, γs = 1.15.

❖ **Situation accidentelle**

- **Béton:** σ_{bc} = 18.48 MPa, f_{c28} = 25 MPa, γ_b = 1.15.

- **Acier:** FeE 400, σ_s = 400 MPa, γs = 1.

V.4.1. Recommandation des règlements

➧ **Selon le RPA99 (Art7.5.2)**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

➧ $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\%$ en zone courante.

➧ $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\%$ en zone nodale.

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

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_b. Le pourcentage des aciers transversaux est tel que:

➧ La quantité des armatures transversales est donnée par:

$A_t = 0.003.S_t.b$

➧ L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est:

$S_t \le \min[\frac{h}{4}; 12\phi_t]$ (Zone nodale).

$S_t \le \frac{h}{2}$ (Zone courante).

➧ **Selon le CBA93 (A.7.1.2)**

La section des armatures longitudinales est : $A \ge A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales est tel que :

↳ $S_t \leq \min [0.9d; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

V.4.2.Calcul des armatures longitudinales

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	position	M_u (kN.m)	Situation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
Terrasse	Travée	78.11	DUR	5.6	0	1.35	6.75	6.03	OUI	3HA16
	appui	131.68	ACC	9.87	0	1.35		10.65	OUI	3HA16 +3HA14
Etages	Travée	72.60	DUR	5.2	0	1.35	6.75	6.03	OUI	3 HA16
	appui	128.46	ACC	9.61	0	1.35		10.65	OUI	3 HA16 +3HA14
RDC	Travée	92.47	DUR	6.7	0	1.35	6.75	7.57	OUI	3 HA16 +1HA14
	appui	133.76	ACC	10.00	0	1.35		10.65	OUI	3HA16 +3HA14

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Niveau	position	M_u (kN.m)	Situation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
terrasse	appui	56.00	G+Q+Ey	4.5	0	1.2	6	4.62	OUI	3 HA14
Etages	appui	88.63	G+Q-Ex	7.4	0	1.2	6	7.70	OUI	5 HA14
RDC	appui	66.68	G+Q-Ex	5.4	0	1.2	6	6.16	OUI	4 HA14

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.3 : Vérification des contraintes { 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)**	**$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$**
Terrasse	Travée	56.96	6.03	7.5	15	199.8	202	oui
	Appui	101.80	10.65	11.1		201.6		
Etages	Travée	52.59	6.03	6.9	15	184.5	202	oui
	Appui	100.54	10.65	10.9		201.6		
RDC	Travée	65.54	7.57	8	15	201.6	202	oui
	Appui	125.95	10.65	13.7		201.6		

Tableau V.4 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire

Niveau	**position**	**M_{ser} (KN.m)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma_s}$ (MPa)**	**$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$**
Terrasse	Appui	29.76	4.62	4.3	15	167.2	202	oui
Etages	Appui	51.52	7.70	7.7	15	201.6	202	oui
RDC	Appui	34.66	6.16	5.6	15	168.7	202	oui

V.4.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V.5 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

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	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.6 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	97.68	G+Q+Ex	0.76	3.26	OUI
Etage	95.37	G+Q+Ex	0.74	3.26	OUI
RDC	127.90	G+Q+Ex	1.00	3.26	OUI

Tableau V.7 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire

Niveau	V_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	46.62	G+Q-Ex	0.36	3.26	OUI
Etage	63.39	G+Q-EX	0.49	3.26	OUI
RDC	40.27	G+Q-EX	0.31	3.26	OUI

V.4.6.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 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4}, 12\varphi) & \text{(Zone nodale)} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

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 (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	A_t choisie (cm^2)
30×45	1.14	38.25	1.14	9.6	22.5	0.86	5	15	**2.01=4Φ8**
30×40	0.88	33.75	1.01	9.6	20	0.86	5	15	**2.01=4Φ8**

V.4.7.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$.

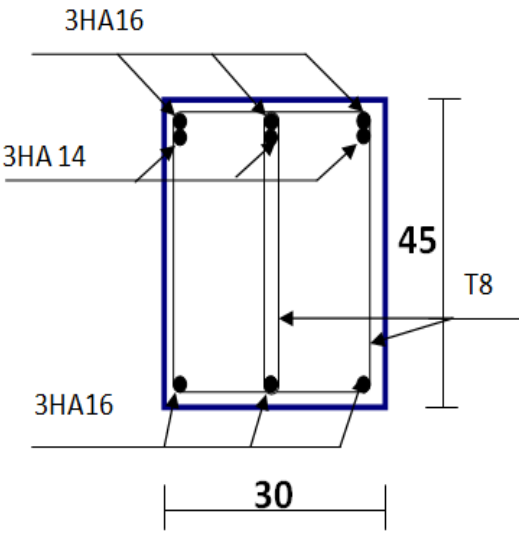
✓ Pour les poutres principales (30x45): L_{max}=5.85m

- $\frac{h}{L} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **(C.V)**
- $\frac{h}{L} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.091$ **(C.V)**
- $\frac{A}{b.d} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **(C.V)**

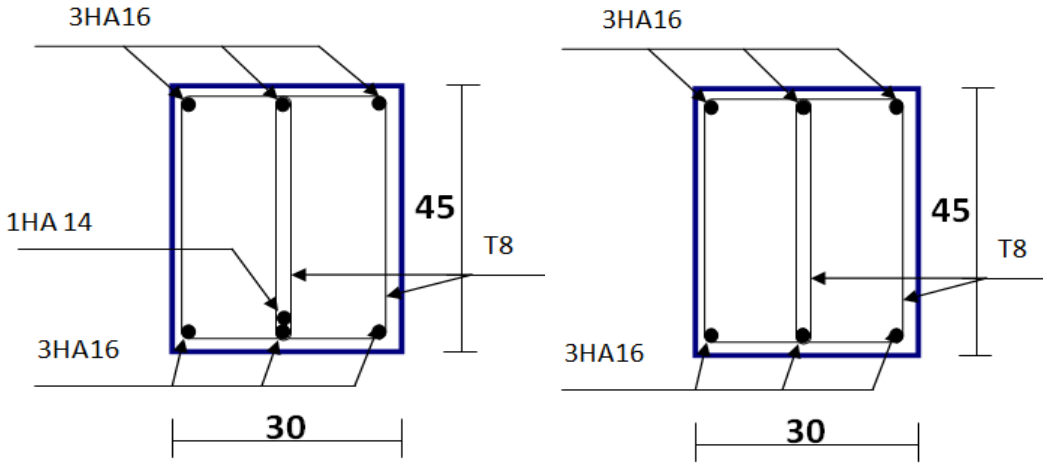
✓ Pour les poutres secondaires (30x40): L_{max}=4.50m

- $\frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **(C.V)**
- $\frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$ **(C.V)**
- $\frac{A}{b.d} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **(C.V)**

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

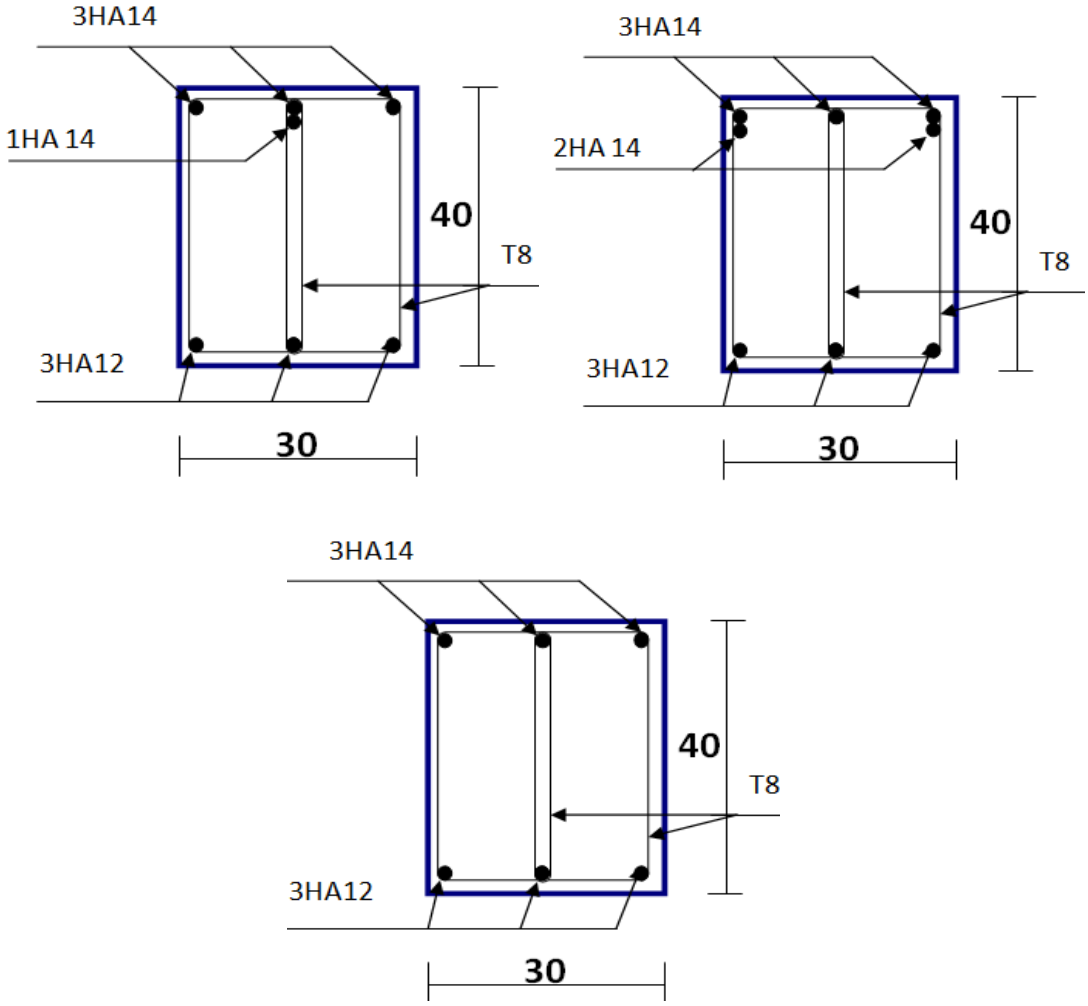


Appui(Terasse,Etage,RDC)



Travée

Figure V.1 : La disposition des armatures dans les poutres principales



Appui

Figure V.2 : La disposition des armatures dans les poutres secondaires

V.5. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal de compression et un moment de flexion.

Une section soumise à la flexion compose peut être l'une des trois sections suivantes :

- Section entièrement tendue.
- Section partiellement tendue.
- Section entièrement comprimée.

V.5.1. Recommandation des règlements

¤ **Selon le RPA99 (Art 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone II_a est limité par :

  * $0.8\ \% \leq A / b.h \leq 4\ \%$ (en zone courante).

  * $0.8\ \% \leq A / b.h \leq 6\ \%$ (en zone de recouvrement).

- Leur diamètre minimal et de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a.

¤ **Selon le CBA 93**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de longueur du parement.} \\ 0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \% \end{cases}$$

V.5.2. Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U

V.5.2.1.Etat limite de résistance

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{corr.}$ **(**Cas I**).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{corr.}$ (Cas II).
- $M_{max} \longrightarrow N_{corr.}$ (Cas III).

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

➲ **Situation durable**

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 348 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➲ **Situation accidentelle**

Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa

V.5.2.2. Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article (A.4.3.5) du CBA93.

On adopte une excentricité totale de calcul telle que :

$e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \ e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \varphi = 2$$

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts de second ordre lies à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement du poteau.

L : longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

φ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes au moment total

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux

Etage	Section (cm^2)	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Sit	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Nombres de barres
5^{eme}	35×35	I	278.16	19.85	DUR	5.6	9.8	10.68	4HA12 + 4HA14
		II	23.83	15.71	ACC	7.4	9.8		
		III	203.14	60.00	ACC	5.6	9.8		
4^{eme} + 3^{eme}	40×40	I	713.89	17.00	DUR	6.4	12.8	14.20	4HA16 + 4HA14
		II	23.70	12.08	ACC	7.6	12.8		
		III	520.14	68.90	ACC	6.4	12.8		
2^{eme} + 1^{er}	45×45	I	1173.58	65.36	DUR	7.2	16	16.08	8HA16
		II	23.27	64.25	ACC	8.0	16		
		III	856.37	89.66	ACC	7.2	16		
RDC	50×50	I	1416.74	69.28	DUR	8.0	20	20.61	4HA20 + 4HA16
		II	37.61	53.17	ACC	8.0	20		
		III	1034.78	77.74	DUR	8.0	20		
S sol	50×50	I	1757.86	39.30	DUR	8.0	20	20.61	4HA20 + 4HA16
		II	60.33	30.35	ACC	8.0	20		
		III	1291.94	42.78	ACC	8.0	20		

V.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

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 Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du éton et d'acier avec les contraintes admissi le :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

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

- **Béton :** $\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa}$.
- **Acier:** $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2 f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \longrightarrow \overline{\sigma_s} = 202\,\text{MPa}$.

Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans les poteaux à l'E.L.S

Etage	Section (cm^2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$
5eme	35×35	192.45	40.04	10.68	SEC	7.1	106.3	OUI	OUI
4eme + 3eme	40×40	508.37	37.62	14.20	SEC	5.5	77	OUI	OUI
2eme + 1er	45×45	841.77	37.17	16.08	SEC	5.6	81.2	OUI	OUI
RDC	50×50	1018.96	49.28	20.61	SEC	89.1	6.2	OUI	OUI
S sol	50×50	1262.86	27.78	20.61	SEC	90.6	6.2	OUI	OUI

V.5.3. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

V.5.3.1. Contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est fonction des dimensions géométriques ainsi que de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Cette contrainte est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **RPA 99 (Art 7.4.3.2)**

La contrainte admissible est :

$$\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de gyration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

- **CBA 93 (A.5.1.2.1)**
  - Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

  - Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

Etage	Section (cm^2)	$T_{u.max}$ (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Situation	$\tau_{b\ adm}$ (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	Observation
5^{eme}	**35×35**	31.30	0.275	21.20	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4^{eme} + 3^{eme}	**40×40**	36.25	0.241	18.55	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
2^{eme} + 1^{er}	**45×45**	44.16	0.230	16.48	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
RDC	**50×50**	31.49	0.132	18.96	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
S sol	**50×50**	12.30	0.05	27.06	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

Résultat : les poteaux ont des sections suffisantes pour reprendre l'effort de cisaillement.

V.5.3.2.Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$A_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, A_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\, f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$
➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:
➢ avec (a) est la dimention de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  ➢ Dans la zone nodale: $St \leq$ Min ($10\phi_l$,15 cm) en zone II.
  ➢ Dans la zone courante: $St \leq 15\phi_l$ en zone II.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations.

Tableau V.12 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (kN)	λg	ρ	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	$At_{min\ RPA}$	At	Choix
35×35	31.30	6.12	2.5	cour	18	29.25	15	1.57	2.01	4Ø8
				nod	12	29.25	10	1.05	2.01	4Ø8
40×40	36.25	5.35	2.5	cour	21	33.75	15	1.8	2.01	4Ø8
				nod	14	33.75	10	1.2	2.01	4Ø8
45×45	44.16	4.76	3.75	cour	24	38.25	15	2.02	2.51	5Ø8
				nod	15	38.25	10	1.35	2.01	4Ø8
50×50	31.49	5.47	2.5	cour	24	42.75	15	2.25	2.51	5Ø8
				nod	15	42.75	10	1.5	2.01	4Ø8
50×50	12.30	7.81	2.5	cour	20	42.75	15	2.25	2.51	5Ø8
				nod	15	42.75	10	1.5	2.01	4Ø8

5.3.2. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau V.13 :Vérification de la quantité d'armatures

Poteau	Zone		
34x35	courante	0.38	**C.V**
	nodale	0.57	**C.V**
40×40	courante	0.34	**C.V**
	nodale	0.50	**C.V**
45×45	courante	0.37	**C.V**
	nodale	0.45	**C.V**
50×50	courante	0.33	**C.V**
	nodale	0.40	**C.V**

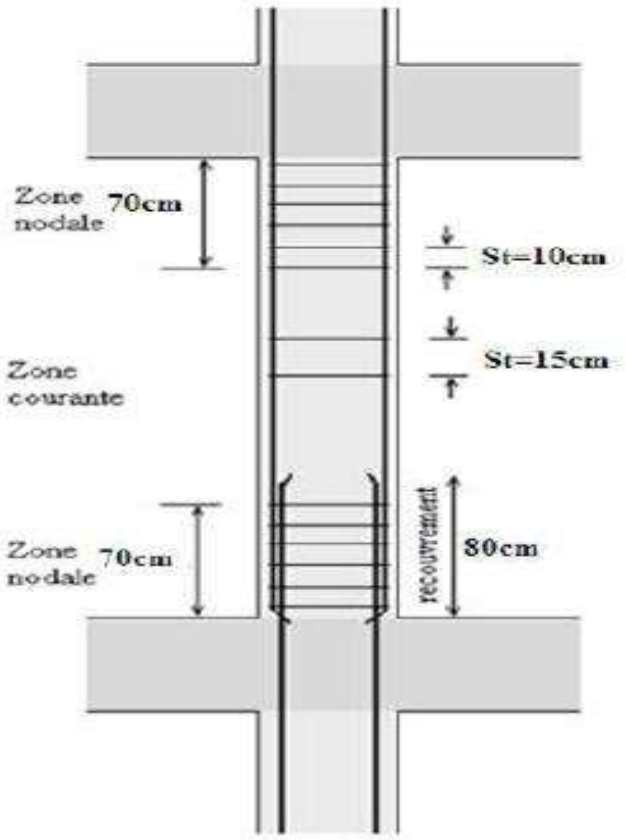


Figure V.3 : Disposition des armatures dans les poteaux

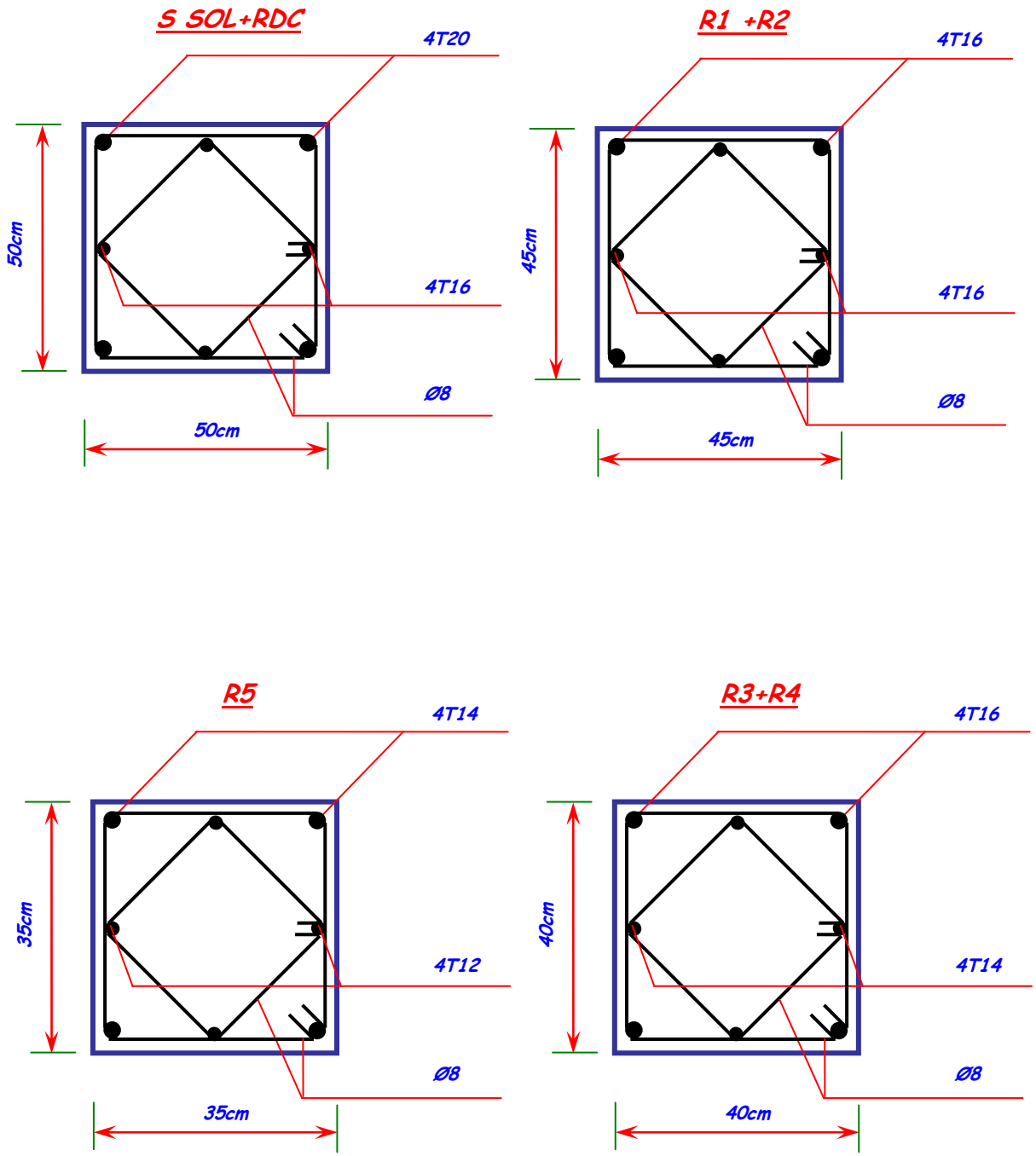


Figure V.4 : Ferraillage des poteaux

V.6.Ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

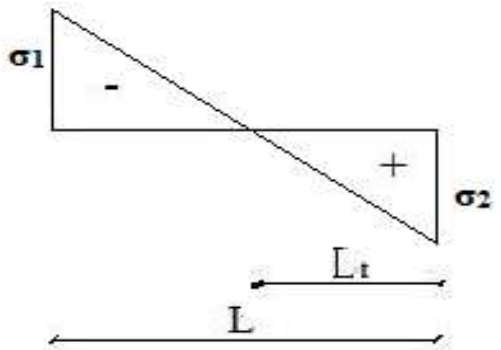


Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SPC)

a. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

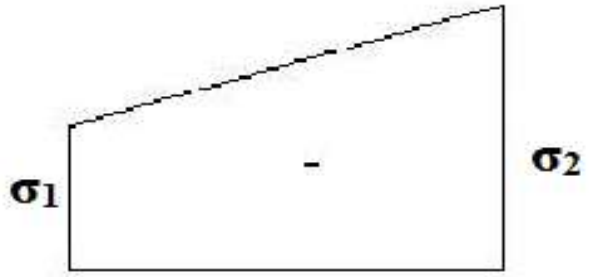


Figure V.6 : Diagramme des contraintes (SET)

b. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

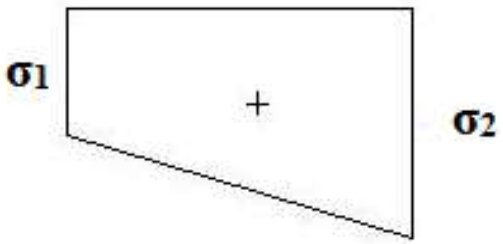


Figure V.7 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.6.2. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 9**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

V.6.3. 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.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;\,30cm\right]$$

V.6.4. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.5. Recommandations pour les voiles

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$\begin{cases} S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30cm\right] \\ S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

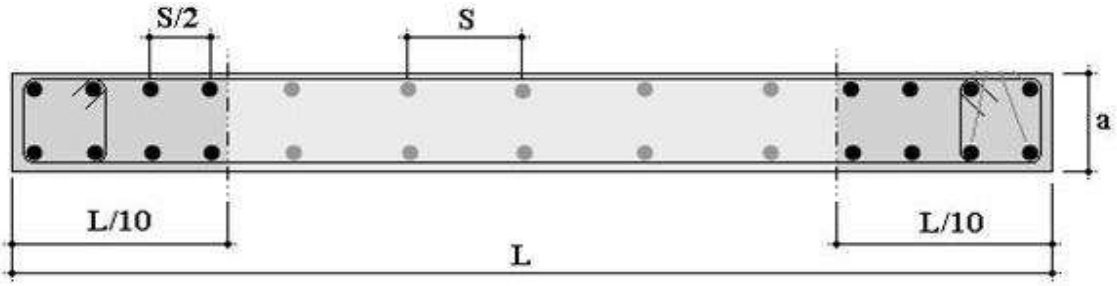


Figure V.8: disposition des armatures verticales dans les voiles

V.6.5.Voiles avec files d'ouvertures:

a- Les linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

Recommandations réglementaires:

Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99:

- ✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec $\overline{T} = 1.4 T_{calculée}$

$$\tau_b = \frac{133{,}67 * 10000 * 1.4}{900 * 135} = 1.54 MPa \leq \overline{\tau}_b = 0.2 * 25 = 5\,\text{MPa}$$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

T_u: effort tranchant ultime.

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

A- Premiers cas: $\tau \leq 0.06\, f_{c28} \rightarrow \tau \leq 0.06 * 25 = 1.5 MPa$

α-1- Aciers longitudinaux: Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d': distance d'enrobage.

α-2- Aciers transversaux: On distingue deux cas:

1. **linteau long**: $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$

   On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

   S_t: espacement entre les armatures transversales.

   A_t: section d'armatures transversales.

   L: portée du linteau.

   Z = h – 2 d'

2. **linteau court:** $\lambda_g \leq 1$

   On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2T_u$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

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

B- Deuxième cas: $\tau > 0.06 f_{c28}$

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:

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{Avec:} \quad tg\,\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$T = T_u$ (sans majoration)

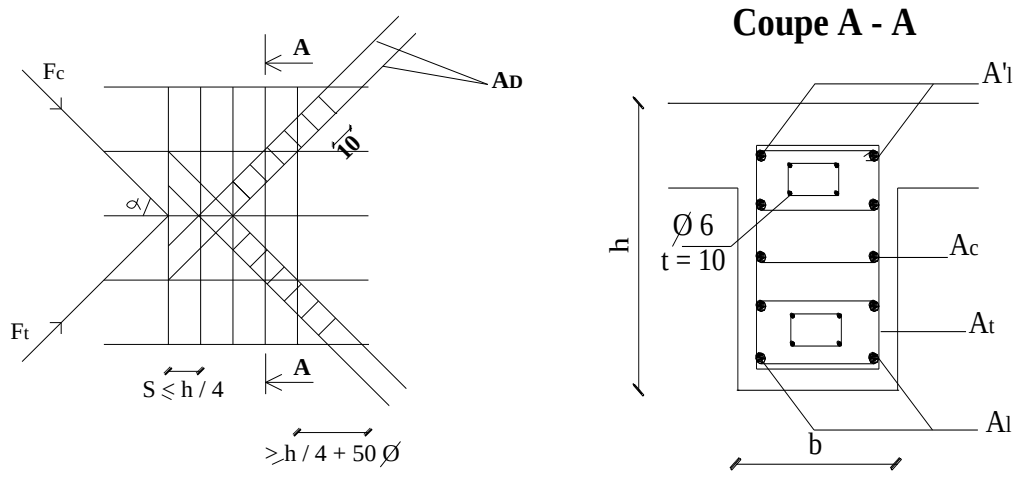


Figure V.9: Armatures du linteau selon le RPA 99

Ferraillage minimal

Selon le RPA 9, on à:

$$A_l \geq 0.15\,\%\, b.h$$

$$A_c \geq 0.2\%\, b.h$$

$$A_D = 0 \qquad \text{si} \qquad \tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$$

$$A_D = 0.15\,\%\, b.h \qquad \text{si} \qquad \tau_b > 0.06\, f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.15\,\%\, b.s \qquad \text{si} \qquad \tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\,\%\, b.s \qquad \text{si} \qquad \tau_b > 0.025\, f_{c28}$$

V-6-7-1- Calcul du ferraillage

Caractéristiques du linteau: b = 0.15 m ; h = 0.93 m ; d = 0.88 m ; L = 0.9 m.

Les calculs du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

1) Armatures longitudinales

On à: $0.06\, f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5\,\text{MPa}$

$A_l \geq 0.0015 \times b \times h$

$A_l \geq 0.0015 \times 0.15 \times 0.90 = 2.02\ cm^2$

Donc on adopte: A_l = 4 T 10 = 3.14 cm² avec un espacement de

S_t = 20 cm

2) Armatures de peau

Selon le RPA 99, on à:

$A_c \geq 0.002\ b.h = 0.002 \times 0.15 \times 0.93 = 2.79\ cm^2$

Donc on adopte: A_C = 4 T 10 = 3.14 cm² avec un espacement de

S_t = 20 cm

3) Armatures transversales

$0.025\ f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625\ MPa$

$A_t \geq 0.0025 \times b \times s$ avec s = h/4

$A_t \geq 0.0025 \times 0.15 \times 0.23 = 0.87\ cm^2$

Donc on adopte: A_t = 4 T 8 = 2.01 cm² avec un espacement de

S_t = 20 cm

b- Recommandations pour les linteaux

- ✓ Les armatures longitudinales et de peaux doivent être ancrées dans les trumeaux de 35 Φ (ancrage droit).

  Ancrage :

  - 35 cm pour les barres de T 10.
  - 45 cm pour les barres de T 12.

- ✓ Les armatures transversales doivent être munies d'un crochet à 135° de 8 cm de longueur.

Les Armatures verticales

Tableau V.14 : Les données de calcul

situation accidentelle	
Béton	**Acier**
γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats de calcul sont déterminés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Les armatures verticales des voiles pour S SOL

Epaisseur	**25 (cm)**				
Voile	**V_1**	**V_2**	**V_3**	**V_4**	**V_5**
L (m)	3	4	5.35	4.65	3.95
σ_1 (MPa)	-4.64	-4.85	-5.66	-4.5	-5.67
σ_2 (MPa)	2.31	3.05	3.76	2.48	2.07
Nature	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
L_t(m)	1	1.54	2.14	1.9	1.06
A_{cal} (cm^2)	7.2	14.72	25.09	14.73	6.83
A_{min} CBA (cm^2)	4.5	6.0	8.02	6.97	5.92
A_{min} RPA (cm^2)	11.25	15	20.06	20.06	14.81
S_t D'about (cm)	10	10	10	10	10
S_t Courante (cm)	20	20	20	20	20
(2) Armatures adopte (cm^2)	**18HA10 =14.14**	**24HA10 =18.85**	**30HA10 =23.56**	**27HA10 =21.21**	**24HA10 =18.85**

Tableau V.16 : Les armatures verticales des voiles pour RDC

Epaisseur	**20 (cm)**				
Voile	**V_1**	**V_2**	**V_3**	**V_4**	**V_5**
L (m)	3	4	5.35	4.65	3.95
σ_1 (MPa)	-2.88	-3.16	-3.81	-3	-3.97
σ_2 (MPa)	0.93	1.7	2.28	1.32	0.87
Nature	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
L_t(m)	0.73	1.40	2.00	1.42	0.71
A_{cal} (cm^2)	1.70	5.95	11.42	4.69	1.54
A_{min} CBA (cm^2)	4.5	6.0	8.02	6.97	5.92
A_{min} RPA (cm^2)	9.00	12.00	16.05	13.95	11.85
S_t D'about (cm)	10	10	10	10	10
S_t Courante(cm)	20	20	20	20	20
(2) Armatures adopte (cm^2)	**18HA10 =14.14**	**24HA10 =18.85**	**30HA10 =23.56**	**27HA10 =21.21**	**24HA10 =18.85**

Tableau V.17 : Les armatures verticales des voiles pour l'étage courant

Epaisseur	**15 (cm)**				
Voile	**V_1**	**V_2**	**V_3**	**V_4**	**V_5**
L (m)	1.22	4	5.35	4.65	3.95
σ_1 (MPa)	-0.65	-2.14	-2.31	-2.03	-2.83
σ_2 (MPa)	-0.08	0.96	1.12	0.69	0.24
Nature	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
L_t(m)	1.22	1.24	1.75	1.18	0.31
A_{cal} (cm^2)	2.76	2.23	3.67	1.53	0.14
A_{min} CBA (cm^2)	4.5	6.0	8.02	6.97	5.92
A_{min} RPA (cm^2)	6.75	9.00	12.04	10.46	8.89
S_t D'about (cm)	10	10	10	10	10
S_t Courante(cm)	20	20	20	20	20
(2) Armatures adopte (cm^2)	**15HA10 =11.78**	**24HA10 =15.71**	**25HA10 =19.63**	**25HA10 =19.63**	**24HA10 =15.71**

- **Les armatures transversales**

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Q_t \leq Q_v$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4\ T_{Cal}/b_0\ d$ **… Art 7.7.2(RPA 93 VERSION2003)**

avec ; T : l'effort tranchant à la base du voile. b_o : l'épaisseur du voile.

d : la hauteur utile d= 0.9 h.

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0.2\ f_{c\,28}$ donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}$

Les résultats de calcul et de vérifications sont déterminés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles **S sol**

Voile	**Epaisseur (cm)**	**T (KN)**	τ_u **(MPa)**	$\overline{\tau}$ **(MPa)**	**vérification**
$\mathbf{V_1}$	25	308.29	0.34	5	**C.V**
$\mathbf{V_2}$	25	443.83	0.49	5	**C.V**
$\mathbf{V_3}$	25	718.69	0.80	5	**C.V**
$\mathbf{V_4}$	25	331.96	0.37	5	**C.V**
$\mathbf{V_5}$	25	403.38	0.44	5	**C.V**

Tableau V.19 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles **RDC**

Voile	Epaisseur (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	vérification
V_1	20	278.37	0.55	5	C.V
V_2	20	423.84	0.84	5	C.V
V_3	20	767.81	1.52	5	C.V
V_4	20	336.82	0.66	5	C.V
V_5	20	410.88	0.81	5	C.V

7

Tableau V.20 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles **étage courant**

Voile	Epaisseur (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	vérification
V_1	15	47.73	0.23	5	C.V
V_2	15	342.15	0.52	5	C.V
V_3	15	592.05	0.68	5	C.V
V_4	15	254.63	0.42	5	C.V
V_5	15	338.26	0.52	5	C.V

- **Les armatures horizontales**

Les armatures horizontales selon le CBA 93 seront calculés et disposés dans les voiles afin d'équilibrer l'effort tranchant.

c. Le diamètre des armatures horizontales

$\varphi_h \leq a/10$ **►►Art 7.7.4.3◄◄ RPA 93 VERSION2003**

Et comme A_t est connue, alors : $A_t=2.a_t=2.\pi\ \varphi_t^2/4=1.00cm^2$, $\varphi_t=8mm$.

- L'espacement des armatures horizontales S_t est donné par :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/f_{cj})$, en flexion composée avec compression .
- $K=1-10(\sigma_{tm}/f_{cj})$, en flexion composée avec traction.
- $\sigma_m=N_c/B$, $\sigma_m=N_t/B$, avec (N_c :effort normale de compression ,N_t :effort normale de traction , B=Lxa :section de béton, et f_{cj} : la contrainte de traction de béton) .

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \min[0.9d, 40\ cm]\ \textbf{[2]} \\ S_t \leq \min[1.5a, 30\ cm]\ \textbf{[1] Art [7.7.4.3]} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont détermines dans les tableaux suivants:

Tableau V.21 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=5.58 m.

voile	**L'épaisseur (cm)**	**H (m)**	**S_t (cm) CBA 93**	**S_t (cm) RPA 99**	**S_t choisis (cm)**	**A_{min} =0.15%B**	**A_h choisis**	**$A_h \geq A_{min}$**
V_1	25	**5.58**	40	30	20	**12.55**	**2(25Φ8) =25.13**	**OUI**
V_2	25	5.58	40	30	20	**12.55**	**2(25Φ8) =25.13**	**OUI**
V_3	25	5.58	40	30	20	**12.55**	**2(25Φ8) =25.13**	**OUI**
V_4	25	5.58	40	30	20	**12.55**	**2(25Φ8) =25.13**	**OUI**
V_5	25	5.58	40	30	20	**12.55**	**2(25Φ8) =25.13**	**OUI**

Tableau V.22 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.91 m.

voile	**L'épaisseur (cm)**	**H (m)**	**S_t (cm) CBA 93**	**S_t (cm) RPA 99**	**S_t choisis (cm)**	**A_{min} =0.15%B**	**A_h choisis**	**$A_h \geq A_{min}$**
V_1	20	**3.91**	40	30	20	**8.79**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_2	20	3.91	40	30	20	**8.79**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_3	20	3.91	40	30	20	**8.79**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_4	20	3.91	40	30	20	**8.79**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_5	20	3.91	40	30	20	**8.79**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**

Tableau V.23 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.91 m.

voile	**L'épaisseur (cm)**	**H (m)**	**S_t (cm) CBA 93**	**S_t (cm) RPA 99**	**S_t choisis (cm)**	**A_{min} =0.15%B**	**A_h choisis**	**$A_h \geq A_{min}$**
V_1	15	**3.06**	40	22.5	20	**6.89**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_2	15	3.06	40	22.5	20	**6.89**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_3	15	3.06	40	22.5	20	**6.89**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_4	15	3.06	40	22.5	20	**6.89**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**
V_5	15	3.06	40	22.5	20	**6.89**	**2(15Φ8) =15.08**	**OUI**

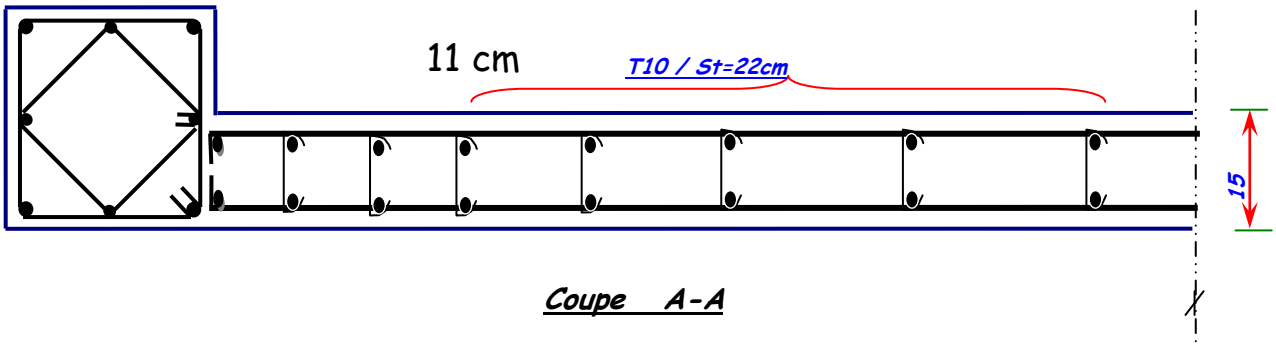


Figure V.10 : La disposition des armatures dans les voiles



étude de l'infrastructure

VI-1-Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-2-Choix de type de fondations

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à la vérification suivante :

La surface des semelles doit être inférieur a 50% de la surface totale du bâtiment

(Ss/S_b<50%).

La surface de la semelle est donnée par :

$S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_S}}$

Avec : $N = N_G + N_Q$ ($\overline{\sigma_{sol}}$ = 1.50 bars = 150 kN /m^2).

VI-2-a-Calcul des surfaces revenant aux semelles

On a : N = 41762.00 kN (ELS)

D'où la surface des semelles filantes Ss≥41762.00/150

Ss ≥278.41 m^2

Surface totale des semelles = 278.41 m² : (Ss).

Surface totale du bâtiment = 549.36 m² (S_b).

- **Verification**

0,5 Sb = 0,5. 579.36= 274.68 m^2

Ss / S_b=51.25% > 50%

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager **un radier nervuré générale** comme fondation pour notre structure.

VI.3. Dimensionnement du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode forfaitaire par le CBA 93.
La fissuration est considérée préjudiciable.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{4.00}{5.35} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{panneau travaillant suivant les deux directions}$$

Il y a deux étapes a suivre pour le dimensionnement d'un radier se sont :

- **-dimensionnement de la dalle**
- **-dimensionnement de nervure**

a. Dalle

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{585 - 50}{20} = \frac{535}{20} = 26.75cm$$

On adopte : **h=30 cm**.

- **condition de poinçonnement**

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ (art A.5.2.4) CBA93.

Avec:

- N_u: Effort normal du poteau le plus sollicité.
- μ_C : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_C = 2[(a+b)+2h]$)
- Dimensions du poteau de sous-sol $(50\times50)cm^2$

On a

N_u = 1590.16 kN

$0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ =1890 kN

DONC **$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ ..... CV**

VI.4.Ferraillage du radier

VI.4.a .Panneau du radier

VI.4.a.1. Evaluation des charges

Nser=41762.00 kn

N=PP+$P_{remblai}$=25*0.3 *549.36+ 18*(2-0.0.3)*549.36 = 20930.61kN

$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{62692.61}{549.36}$ = 114. 11 kN/m^2 < $\overline{\sigma_s}$ = 150 kN/m² → C.V

à l'ELU: q_u=1.35 . qrad =154.06kN/m².

à l'ELS: q_{ser}=114.11kN/m².

VI.4.a.2. Calcul des moments de la dalle

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

- **Détermination des moments à l'ELU**

$Mx = \mu x.qu.lx^2 = 0.0608x154.06x\ (4)^2 = 150.39$ kN.m.

$My = \mu y.\ Mx = 0.5274x150.39 = 79.31$ kN.m.

En travée:

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x150.39 = 127.83$ kN.m.

$Mty = 0.85My = 0.85x79.31 = 67.41$ kN.m.

Aux appuis:

$Max = -0.3\ Mx = -0.3\ x25.41 = -45.11$ kN.m.

$May = -0.3\ Mx = -0.3\ x25.41 = -45.11$ kN.m.

- **Détermination des moments à l'ELS**

$Mx = \mu x.q_{ser}.lx^2 = 0{,}0672\ x114.11x\ (4)^2 = 122.69$ kN.m.

$My = \mu y.\ Mx = 0.658\ x122.69 = 80.73$ kN.m.

En travée:

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x122.69 = 104.28$ kN.m.

$Mty = 0.85My = 0.85x80.73 = 68.62$ kN.m.

Aux appuis:

$Max = -0.3\ Mx = -0.3x104.28 = -36.80$ kN.m.

$May = -0.3\ Mx = -0.3x104.28 = -36.80$ kN.m.

- **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance**

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A_{Cal} (cm²)	A_{Min} (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	127.83	25	15.99	15	8HA16 =16.08
	Y	67.41	25	8.08	15	8HA16 =16.08
Appui	X	-45.11	25	4.85	15	8H16 =16.08
	Y	-45.11	25	4.85	15	8HA16 =16.08

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	16.08	104.28	200.6	10.7	Oui	Oui
	Y	16.08	68.62	193.3	7	Oui	Oui
Appui	X	16.08	-36.8	103.6	3.8	Oui	Oui
	Y	16.08	-36.8	103.6	3.8	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiées.

c) espacement des armatures :

L'espacement maximum S_t entre les armatures est:

$\begin{cases} \overline{S_t} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ . Selon le RPA99 (Art7.5.2):} \\ \overline{S_t} \leq \text{Min [0.9d; 40cm] =22.5 cm. Selon le CBA93 (Art.7.1.2)} \end{cases}$

S_t=100/8 = 12.5 cm, on adopts S_t= 12 cm.

Donc $S_t < \overline{S_t}$ (C.V).

VI.4.a.3.Vérification de la contrainte de cisaillement

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = \frac{154.06 \cdot 4.00 \cdot 5.35}{2 \cdot 5.35 + 4.00} = 224.27 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = \frac{154.06 \cdot 4.00 \cdot 5.35}{3 \cdot 5.35} = 205.41 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{224.27 \cdot 10^3}{1000 \cdot 250} = 0.89 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \,.\, fc28}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.4.b. Nervure

VI.4 .b.1. Dimensionnement

Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier général doit saisfaire :

$$h_r \geq \frac{L}{10}$$

avec :L : distance entre deux poteaux

h_r:épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 535/10 = 53.5$ cm ; alors $\mathbf{h_r \geq 53.5\ cm}$ **.**

condition de la longueur élastique :

$$Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux portique parallèles :

L_e: longueur élastique.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^2}}$$

L_{max} = 5.35 m , E = 32164.19 MPa , K=0.04 N/mm^3 (sol moyen)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 0.04 \times 5350^4}{32164.19 \times \pi^4}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 79.47\ cm}$$

Donc : on choisit h= 80 cm et b=40 cm

Alors : on a des nervures de 40x80 cm.

VI.4.b.2.Evaluation des charges

- **À l'ELU**

$$q_u = \frac{N}{S} + 1.35\ PP + P_{remblai} = 153.77\ kN/m^2$$

- **À l'ELS**

$$q_{ser} = \frac{N}{S} + PP + P_{remblai} = 134.11 kN/m^2$$

VI.4.b.2.Calcul des moments

VI.4.b.2.1 Aux appuis

- **À l'ELU**

$$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = -\frac{153.77 x 5.35^2}{12} = \text{-366.77 kN.m}$$

❖ **À l'ELS**

$$M_a = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{12} = -\frac{134.11 x 5.35^2}{12} = \text{-319.88 kN. m}$$

VI.4.b.2. 2En travées

❖ **À l'ELU**

$$M_t = \frac{q_u x \ell^2}{24} = \frac{153.77 x 5.35^2}{24} = 183.38 \text{ kN. m}$$

❖ **À l'ELS**

$$M_t = \frac{q_{ser} x \ell^2}{24} = \frac{134.11 \ x5.35^2}{24} = 159.94 \text{ kN. m}$$

VI.4.b.3. Calcul du ferraillage

VI.4.b.3.1. armatures longitudinales

❖ **Calcul à l'ELU de résistance**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h = 72cm$ et $c = c' = h - d = 8$ cm

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b11.b.d^2} \ ; \quad Si \ \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \ et \ A = \frac{Mu}{\beta . d . \sigma s}$$

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	d (cm)	Amin (RPA)	A (cm²)	Choix
Travée	183.38	72	16	7.57	8HA16=16.08
Appui	-366.77	72	16	15.73	8HA20=25.13

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI-4 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Travée	16.08	159.94	5.2	155.5	Oui	Oui
Appui	25.13	-319.88	9	200.8	Oui	Oui

VI.4.b.3.2. Armatures transversales

- **Calcul de l'effort tranchant Tu**

Tu=qu.ℓ/2=153.77x5.35/2=411.33kN.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{411.33 * 10^3}{400 . 720} = 1.42 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

En appliquant les mêmes formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

- **Zone nodale**
  - L_{nod} = 2h = 1.6 m
  - $A_t = 16T10$.
  - $S_t = 10cm$.

- **Zone courante**
  - $A_t = 18T10$.
  - $S_t = 20cm$.

Remarque

On prévoit des chinages intermédiaires de dimensions (40 x20) cm² pour éviter d'avoir des poteaux élances au niveau de sous sol.

VI-5-Etude de mur de soutènement

VI-5-1- **Prédimensionnement et calcul du mur de soutènement**

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

1) Murs poids.

2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient un mur de soutènement du 2^{eme} type (Mur en Béton armé), les armatures sont disposées dans les zones tendues, ils sont caractérisées par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

On adoptera un système de drainage pour l'évacuation des eaux; d'après le rapport du sol, l'ongle de frottement interne du remblai est φ= 25° ; son poids volumique γ et de 18 KN /m^3.

$\delta = (\frac{2}{3})G$

Les matériaux constituants les mus ont les caractéristiques suivantes :

Béton : Fc28 = 25 Mpa : σ_{bc} = 14,20 : Ft_{28} = 2,1 Mpa .

acier : fe = 400: γ=1.15 , σ_s = 348 Mpa .

La fissuration et préjudiciable.

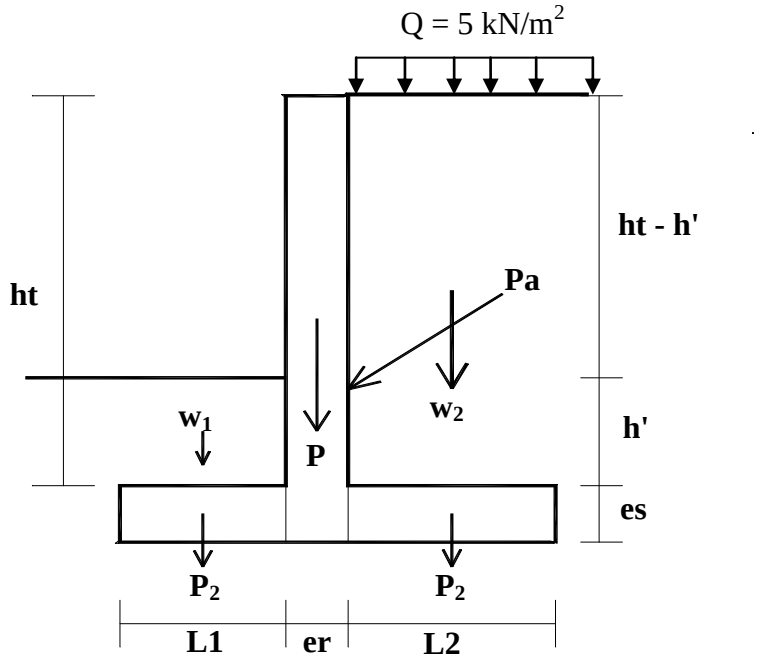


Figure VI.1. Schéma explicative des différents démentions de mur de soudainement

h_t: Hauteur totale du rideau = **5.58m**

h': Hauteur de l'ancrage = **2m**

L_1: Longueur avant de la semelle en (m) ≈ **h_t/8 à h_t/5** on adopte **L_1= 1 m**

L_2: Longueur de la semelle arrière, on adopte **L_2 =1.7 m**

γ_1: Poids volumique des terres avant le rideau = 18 kN/m^3

γ_b : POIDS volumique du béton en = 25 kN/m^3

φ : ANGLE de frottement interne= 25°

C : Cohésion des terres = 0.2 bar

es: Epaisseur de la semelle =h_t/12= 0.46 m

er: Epaisseur du rideau = h_t/12= 0.46 m

VI.5.2 : Calcul du Mur à l'état limite ultime

Le calcul se fait pour une tranche de 1m.

***VI-5-3*: Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids)**

On néglige le poids de la bêche .hy

- **poids du rideau**

P = Poids du rideau en (kn)=**h_t** x **er** x **γ_b=64.17** kN.

- **poids de la semelle**

P_2= (**L_1 +L_2+er) x es x γ_b** =**36.34**kN.

- **poids des Terres**

W_1 = Poids des terres avant le rideau =**L_1 x h' x γ_1= 36 kN**.

W_2= Poids des terres derrière le rideau =**L_2 x h_t x γ_2= 170.74 kN.**

Poids totale : **W_{total}= 306.51 kN.**

***VI-5-4*- Détermination des efforts de renversement (calcul des poussées)**

- **La poussée des terres**

La méthode de Coulomb propose un calcul de la poussé des terres sur le mur de soutènement, elle prend en considération l'angle de frottement entre le mur et le sol.

$$\mathbf{P_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2}$$

Pa= la force active de Coulomb

k_a = le coefficient des pression des terres passives de Coulomb.

.

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta - \alpha)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Avec :

β: d'inclinaison de l'écran sur la verticale. **β=90°**

φ: angle de frottement interne du sol, φ=25°

δ : angle de frottement sol structure $\varphi/2 \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$ d'où $\delta = 2/3\varphi$, δ=16.67°(raison de paroi interne de rideau rugueux due au coffrage en bois)

α : l'angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai, α=25°

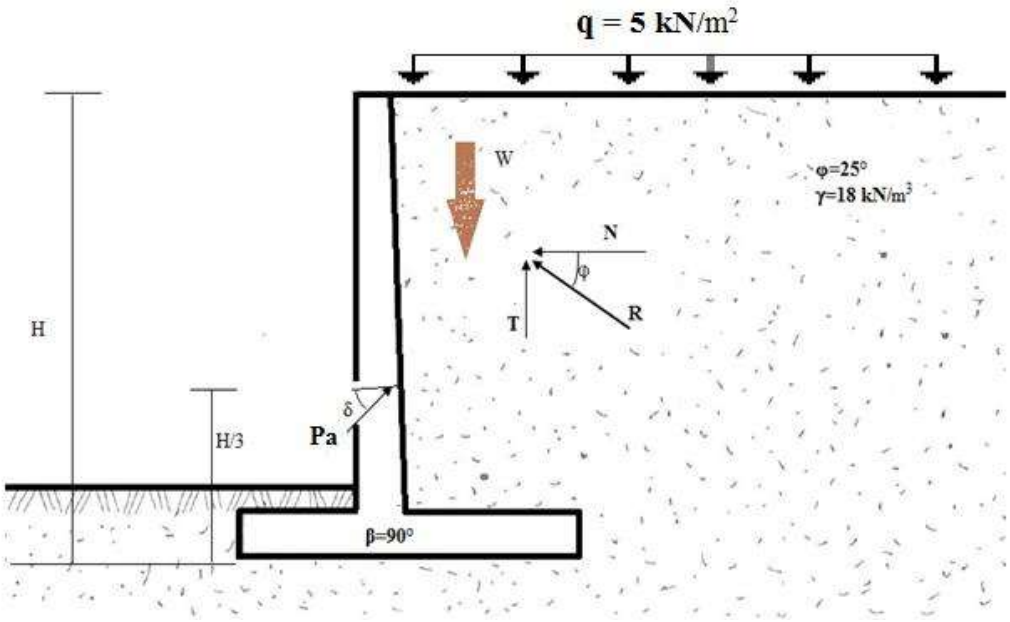


Figure VI.2. La disposition des charges agissant sur le mur de soutènement

k_a =0.44

$P_a = \frac{1}{2}$. 0.44.18. (5.35)² = **113.34** kN.

Projection

$P_{ax}=P_1 Cos\delta$=108.57 kN

$P_{ay}=P_1 Sin\ \delta$ =32.51 kN

Calcul de la force due a la surcharge

$F_s=k_a .q.H$ d'où **F_s= 11.77kN**

Projection α=0°

$F_{sx}= F_s \cos \alpha = 11.77$ kN

$F_{sy}= F_s \sin \alpha = 0$ Kn

La résultante horizontale

$R_x= P_{ax}+ F_{sx} = 120.34$ Kn

La Resultant vertical

$R_y= P_{ay}+ F_{sy+}W_{MUR} =13.42+79=133.02$ kN

VI-5-5- Vérification de la stabilité

VI-5-5- a) stabilité au glissement

Pour que le mur ne se déplace pas dans le plan de sa fondation .Il faut vérifier la condition suivante :

$T \leq a.B + N.Tg\delta$

a partir de cette dernière, le coefficient de sécurité au glissement Fg devient :

$Fg = (a.B+ N \tan\delta) / T \geq 1,5$

N: composante Normale de la résultante R.

T: composante horizontale de la résultante R.

a,**δ** : caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de fondation et du mur.

B: largeur de la semelle.

Dans ce cas on néglige la butée (a= 0)⇒ $Fg= N.tang\delta/T \geq 1,5$.

On a

$Fg = 1,60 \geq 1,5$.

Donc le mur est stable vis à vis au glissement.

*VI-5-5-*b) Stabilité au renversement

On vérifie la stabilité au renversement par le coefficient de stabilité renversant qui doit être supérieur à 1,5.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_{/0}}{Rz}$$

$$\bar{x} = \frac{P \cdot x_1 + w_2 \cdot x_2 - q \cdot \frac{X^2}{2} - P_a \cdot \frac{H}{3}}{Rz}$$

$$\bar{x} = \frac{49.00 \cdot 1.1 + 113.40 \cdot 1 - (5 \cdot 0.98) - 51.86 \cdot \frac{4.9}{3}}{\mathbf{235.22}}$$

$\bar{x} = 1.33$

Sachant que $B/3 < \bar{x} < 2B/3$

Calcul de l'excentricité (e)

On calcul (**e**) par la formule:

$\mathbf{e} = \left|\frac{B}{2} - \bar{X}\right| = \left|\frac{3}{2} - \mathbf{1.33}\right| = 0.17\text{m} < B/6$

Donc le mur est stable vis-à-vis au renversement

***VI-5-5-* c) Stabilité vis-à-vis a la capacité portante (poinçonnement)**

Un mur de souténnement régide doit avoir une marge de securité suffisante contre la repture par poinçonnement .

La pression maximal imposé au sol par le mur de soutennement ne doit pas dépassé la capacité portante amissible :

$\boldsymbol{\sigma_{max} \leq q_{adm}}$

Calcul des contraintes

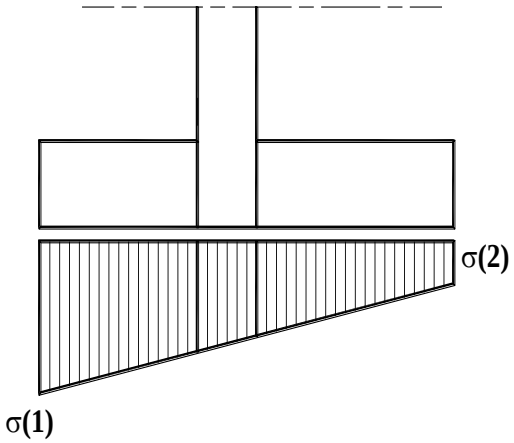


Figure VI.3: Schéma explicative de l'action des contraintes sur la base de la semelle de mur

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_y}{B \times L}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$\sigma_{1,2}$: Sont les contraintes Max et Min respectivement

L : Longueur totale de la semelle

e : Est l'excentricité de la résultante par rapport au centre de gravité de la semelle

$\sigma_1 = 41.28$ (kn/m²)

$\sigma_2 = 20.33$ (kn/m²)

On a $q_{adm} = \sigma_{sol}$ =1bar = 100 Kn/m^2

σ_{max}=41.28 ≤ q_{adm}=100 condition verifier le mur est stable vis a vis au poinçonement

VI-5.6 Ferraillage

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

Tableau VI.7 : Les données de calcul

Rideau

Ferraillage à ELU

1/ Au milieu du voile

$M_U(2.25)=1.35(\frac{1}{3}.P_a.H+\frac{1}{2}.P_q.H)=61.83$ kN.m

Pour b =100 cm, h= 30 cm, c1= c2=3 cm, on obtient Au= 5,68 cm^2

2/ Base du voile :

$M_U(4.5)=1,35(\frac{1}{3}.P_a.H+\frac{1}{2}.P_q.H)=122.88$ kN.m

Pour b =100 cm, h=40 cm , c1= c2=3 cm ,on obtient Au= 9.88 cm^2

Ferraillage sous action dynamique (accidentelle)

$M_r(4.5) = P_a.H/2 + P_q.H/2=129.92$ kN.m

Pour b =100 cm, h=40 cm, c1= c2=3 cm, on obtient A= 9,02 cm^2

on prend :

A_{cal}= 9.88 cm^2<A_{min} RPA=20 cm^2 donc le ferraillage choisie est le A_{min} RPA

$A_{choisis}$= **8HA20**=25.13 cm^2 (St=12cm)

A_{REP}=6.28 cm^2 = **20HA10**= 15.70 cm^2 (St =25 cm)

Semelle

Ferraillage à ELU

Le moment agissant au centre de gravitée de la semelle

$M_{GU}= M_{rU}-1.35\ P_v.\ e_0=93.77$ kN.m

$$e_u=\frac{MGu}{NGu}=\frac{93.77}{1,35\ .\mathbf{235.22}}=0.29\ m$$

$$\sigma_1=\frac{NG}{B}.\ (1+\frac{6.e}{B})=123.88\ kN/m^2$$

$$\sigma_2=\frac{NG}{B}.\ (1-\frac{6.e}{B})=32.93 kN/m^2$$

Après superposition des sollicitations, on obtient les efforts de la semelle :

1/ Semelle avant : (coté de l'encrage)

$M_{U\,MAX}=16.02\ .(\ 0.9)^2/2+1/2.\ 32.04\ .(0.9)^2/3=10.81$ kN.m

Pour b =100 cm, h=40cm, c1= c2=3 cm, on obtient Au= 0.84 cm^2<A_{min} RPA=20 cm^2

A_{cal}= 20 cm^2

$A_{choisis}$= **10HA16**=20.10 cm^2 (St =10 cm)

A_{REP}=5.02 cm^2 le chois **7HA12**=7.92 cm^2 (St =20 cm)

2/ Semelle arrière (coté de remblai)

$M_{U\,MAX}$=1/2 .qu. l^2= (1/2). **221.80**. 1.25^2=173.28 kN.m

A_{cal}= 14.15cm^2<A_{min} RPA=20 cm^2

$A_{choisis}$= **10HA16**=20.10 cm^2 (St =10 cm)

$A_{rép}$=5.02 cm^2 on choisie **9HA12**=10.18 cm^2 (St =20 cm)

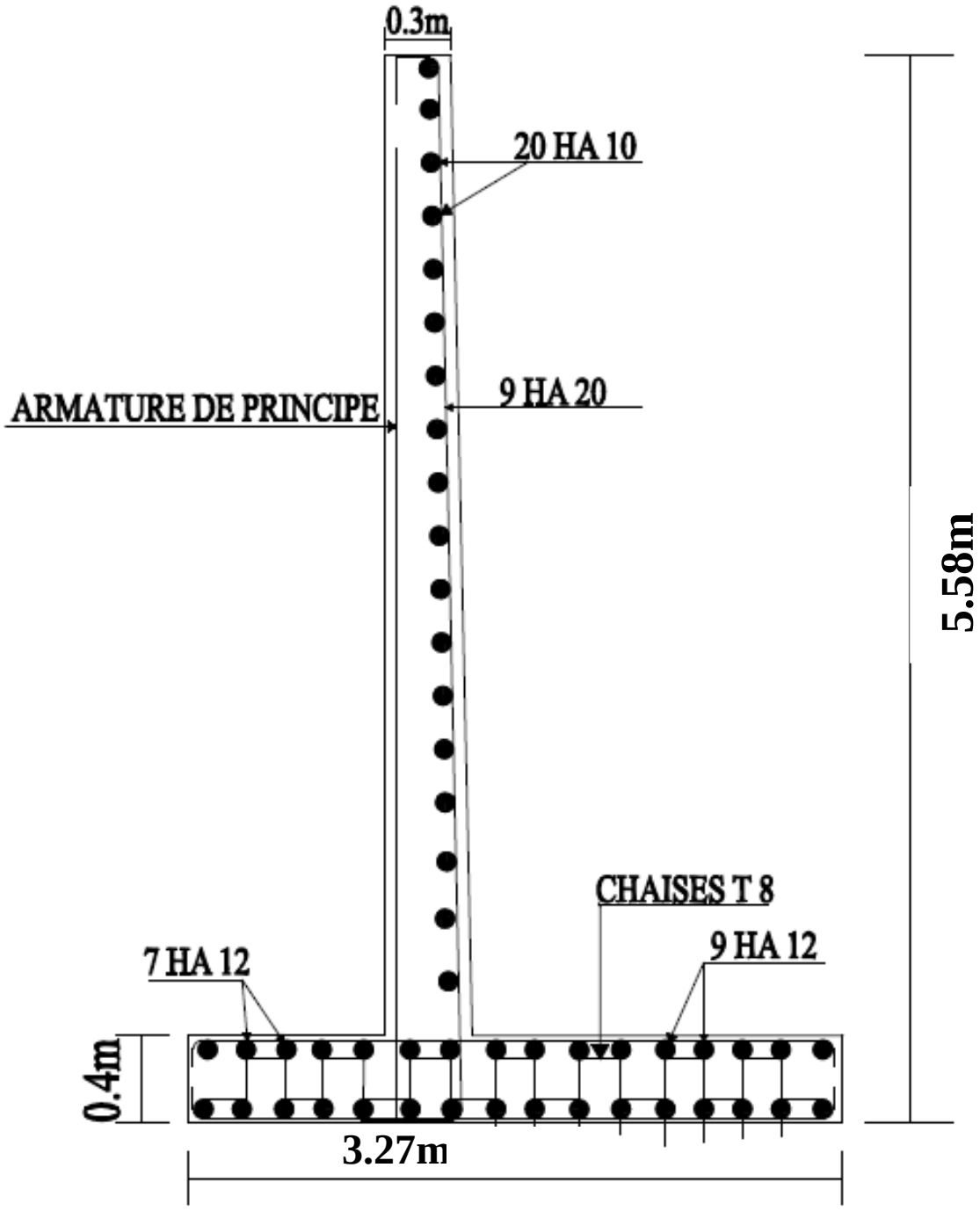


Figure VI.4 : Ferraillage de mur de soutènement

conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques mixtes.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de Master, ainsi que les logiciels « Robot professionnel 2010 et autoCAD ».

BILBIOGRAPHIE

LES OUVRAGES:

JEAN PIERRE MOUGIN Cours de béton Armé B.A.E.L.91 [Edition EYROLLES 1992].

Règles parasismiques algériennes (RPA).

VICTOR DAVIDOVIC : Formulaire du béton armé [Edition le moniteur].

Jean Perchat et Jean Roux : pratique de B.A.E.L 91.

Charge permanentes et surcharges d'exploitation, Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.2

LOGICIELS:

Robot professional 2010.

AutoCAD 2010.

-Word 2007.

-Power-point.

Socotec.