REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Conception et étude de la structure d'un bloc en béton armé contreventé par des voiles

---

Présenté par

Bouchenafa Abdelhak

Henni Youcef

Dirigé par

Dr Settari Chafika

Promotion juin 2024

Dedicace

À la mémoire de nos très chers pères, Que dieu les garde dans ses vastes paradis, À nos mères, pour sa tendresse, ses sacrifices et pour ses précieux conseils. Pour son soutien dans les moments difficiles. Sache que tu es extraordinaire et que, grâce à toi, Avec ma profonde affection. À nos frères, À nos sœurs : Pour vos encouragements. Nous vous exprimons ici, toute notre affection et notre souhait de succès. Tous les membres des familles Bouchenafa et Henni, Que Dieu leur préserve bonne santé et longue vie. À tous les amis intimes, A Tous mes collègues de la première et deuxième année master génie civil et toutes les filières. À ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment. A notre promotrice Madame Settari Chaffika et bien sûr à monsieur Abdellah Hadj Aberrahmen ingénieur du génie Civil pour ces aides

Remerciment

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme. Settari Chaffika pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail. Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation. Puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités. Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés. Encore des remerciements aux ingénieure Abdellah Hadj Abderrahmen . Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la

Sommaire

Remerciements ……....
Résumé …….
Sommaire ……..
Liste des tableaux ……...…….
Liste des figures ……..…….
Notations ……...……..
Introduction générale ……..……

Chapitre I

I. Introduction 01
I.1. Présentation de l'ouvrage.....01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 01
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....02
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....02
I.2.3. Système de contreventement 02
I.2.4. Planchers.....02
I.2.5. Maçonnerie.....02
I.2.6. Revêtements.....03
I.2.7. L'acrotère 03
I.2.8. Les escaliers.....03
I.2.9. Infrastructure.....03
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....03
I.3.1. Béton..... 03
I.3.2. Les aciers 05
I.4. Taux de travail du sol 07

Chapitre II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges… 08
II.1. Introduction 08
II.2. Les planchers 08
II.2.a. Plancher à corps creux 08
II.2.b. Les dalles pleines..... 09
II.3. Évaluation des charges et des surcharges 10
II.3.1. Maçonnerie 10
II.3.2. Plancher terrasse..... 11
II.3.3. Plancher courant..... 12
II.3.4. Dalle pleine..... 13
II.4. Prédimensionnement des poutres.....15
II.5. Prédimensionnement des poteaux.....17
5.1. Étapes de Pré dimensionnement..... 17
5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f.....18
5.3. Calcul de l'effort Nu 19
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....22

Chapitre III

III. 1. L'acrotère..... 23
III.1.1. Introduction 23
III.1.2. Principe de calcul..... 23

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges 23
III.1.4. Détermination des efforts 24
III.1.5. Calcul de ferraillage 24
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 28
III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 28
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme 28
III.2. Plancher corps creux 30
III.2.1. La dalle de compression 30
III.2.2. Les poutrelles 31
III.3. Les escaliers… 49
III.3.1. Terminologie 49
III.3.2. Dimensionnement 50
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges 52
III.6. Ferraillage des escaliers 54
III.7. Calcul de la poutre palière 55
III.7.1. Pré dimensionnement 55
III.7.2. Charges revenantes à la poutre 55
III.7.3. Calcul des efforts 55
III.7.4. Ferraillage de la poutre palière 56
III.7.5. Vérifications 56
III.4. Les dalles pleines 59
III.4.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture 59
III.4.2. Calcul des actions 60
III.4.8. Calcul du ferraillage 61

Chapitre IV

IV.1. Introduction 69
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 69
IV.2.1. Centre de masse 69
IV.2.2. Centre de torsion 72
IV.2.3. Excentricité 73
IV.2.3.A. Excentricité statique 73
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle 73
IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle 74
IV.3. Choix de la méthode de calcul 75
IV.3.1. Introduction 75
IV.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 75
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale 76
IV.3.3.1. Principe 76
IV.3.3.2. Modélisation 76
IV.3.3.3. Le spectre de réponse de calcul 76
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 79
IV.4.1. Vérification de comportement des trois premiers modes 80
IV.4.2. Vérification de participation massique 81
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 82
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement 83
IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 84

IV.4.4.2. Moment de renversement 86
IV.4.4.3. Moment stabilisant 87
IV.4.5. Vérification des déplacements 87
IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 89
IV.4.7. Vérification des sollicitations normales 90

Chapitre V

V.1. Introduction 91
V.2. Ferraillage des poutres 91
V.2.1. Introduction 91
V.2.2. Recommandation du RPA99 91
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 93
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 93
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 95
V.2.6. Calcul des armatures transversales 96
V.2.7. Vérification de la flèche 97
V.3. Ferraillage des poteaux 98
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales 98
V.3.2. Détermination des armatures transversales 100
V.3. Ferraillage des voiles 105
V.3.1. Introduction 105
A. Combinaison 105
B. Calcul du ferraillage vertical 106
C. Armatures transversales 110
D. Ferraillage horizontal 111

Chapitre VI

Introduction 116
VI.2. Calcul des semelles filantes 118
VI.2.1. Semelles filantes sous voile 118
VI.2.3. Semelles filantes sous poteaux 119
VI.4. Les longrines 125
VI.4.1. Pré dimensionnement 125
VI.4.2. Sollicitations 125
VI.4.3. Ferraillage 125
VI.5.. Pré dimensionnement du radier partielle 127

Bibliographie .....

Liste des figures

Figure I-1: Vue en plan des du bloc 01
Figure I-2: Vue en plan des du bloc 01
Figure I-3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU 04
Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformations 06
Figure II-1 : Coupe du plancher à corps creux du Bloc 08
Figure II-2 : Dimensions du corps creux pour le bloc 09
Figure II-3 : Coupe de mur en maçonnerie pour le bloc 10
Figure II-4 : Composants d'un plancher terrasse 11
Figure II-5 : Composants d'un plancher courant 12
Figure II-6 : Composants d'un balcon de la terrasse 13
Figure II-7 : Composants d'un balcon de l'étage 14
Figure II-8 : Dimensionnement de la poutre 15
Figure II-9 : Section réduite du poteau 18
Figure II-10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) 22
Figure III-1 : L'acrotère du bloc 23
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU 25
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère 29
Figure III-4 : Schématisation de la poutrelle avant coulage du Bloc 31
Figure III-5 : Choix de disposition des étaiements 32
Figure III-6 : Travée avec un seul étai au milieu 32
Figure III-7 : Travée avec deux étais espacés de 1.34 m 33
Figure III-8 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages 34
Figure III-9 : Disposition constructive des armatures 36
Figure III-10 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite) 38
Figure III-11 : Représentation d'un escalier 49
Figure III-12 : Dimensions de l'escalier du bloc 50
Figure III-13 : Dimensions de la dalle machine 63
Figure III-14 : Différentes charges agissantes sur la dalle 64
Figure IV-1: disposition des voiles en 2D 70
Figure IV-2: Disposition des voiles en 3D 71
Figure IV-3 : Vue en plan 71
Figure IV-4 : Position du centre de masse 74
Figure IV-5 : Spectre de réponse 79
Figure IV-6 : Le comportement des trois premiers modes… 80
Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 84
Figure IV-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 85
Figure IV-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 86
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres 94
Figure V-2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de la terrasse 94
Figure V-3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages… 94
Figure V-4 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse 95
Figure V-5 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages… 95
Figure V-6 : Définition de la zone nodale dans les poteaux 98

Figure V-7 : Disposition des armatures pour les poteaux.....103
Figure V-8 : Ferraillage des poteaux des poteaux section (30x30) 103
Figure V-9 : Ferraillage des poteaux section (40x40) 103
Figure V-10: Ferraillage des poteaux section (45x45) 104
Figure V-11 : Ferraillage des poteaux section (50x50) 104
Figure V-12 : Disposition des voiles.....106
Figure V-13 : Les voiles pleines et les voiles avec ouvertures..... 107
Figure V-14 : Section entièrement tendue 108
Figure V-15 : Section entièrement comprimée 108
Figure V-16 : Section partiellement comprimée.....108
Figure V-17 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V_2, V_4, d'épaisseur15 cm.....113
Figure VI-1: représentation finales des semelles 117
Figure VI-2: schéma d'une semelle filante sous poteaux…..... 118
Figure VI-3 : schéma d'une semelle filante sous voile..... 118
Figure VI-4 : schémas d'une Semelle filante sous poteaux… 119
Figure VI-5 : disposition du ferraillage de la poutre de libage..... 123
Figure VI-6 : Ferraillage des longrines..... 127

Listes des tableaux

Tableau I-1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 05
Tableau II-1 : Charge permanente des murs intérieurs 10
Tableau II-2 : Charge permanente des murs extérieurs 10
Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse 11
Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant 12
Tableau II-5 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse 13
Tableau II-6 : Charge permanente due aux balcons d'étage 14
Tableau II-7 : Pré dimensionnement des poutres 16
Tableau II-8 : Calcul de $\bar{N}_u$ 19
Tableau II-9 : Détermination des charges d'exploitations 20
Tableau II-10 : Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$) 20
Tableau II-11 : vérifications de coffrage des poteaux 21
Tableau II-12 : Vérification aux zones nodales 21
Tableau II-13 : Pré dimensionnement des voiles 22
Tableau III-1 : Évaluation des charges et surcharges 23
Tableau III-2 : Les efforts du bloc 24
Tableau III-3 : Les données du 24
Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant coulage 31
Tableau III-5 : Calcul des moments 31
Tableau III-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 34
Tableau III-7 : Récapitulations des efforts internes 34
Tableau III-8 : calcul et vérification des armatures 35
Tableau III-9 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles 35
Tableau III-10 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 37
Tableau III-11 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier 52
Tableau III-12 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier 52
Tableau III-13 : Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier 53
Tableau III-14 : Les données 53
Tableau III-15 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 53
Tableau III-16 : Les armatures de répartition 53
Tableau III-17 : Vérification de l'espacement des armatures 53
Tableau III-18 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S 54
Tableau III-19 : Ferraillage de la poutre palière 56
Tableau III-20 : Vérification à l'ELS de la poutre palière 56
Tableau III-21 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière 56
Tableau III-22 : les actions sur la dalle 60
Tableau III-23 : les valeurs du travail externe 60
Tableau III-24 : Les valeurs du travail interne 61
Tableau III-25 : les données 61
Tableau III-26 : Calcul du ferraillage des dalles pleines 61
Tableau III -27 : Vérification à l'E.L.S 62
Tableau III-28 **:** Vérification au cisaillement 62

Tableau III-29 **:** Vérification de flèche de la dalle 62

Tableau III-30 **:** Charges permanentes 64

Tableau III-31 **:** Les charges concentrées 64

Tableau III-32 **:** Détermination des chargements de la dalle 65

Tableau III-33 **:** Les données 66

Tableau III-34 **:** Calcul des sections d'acier de la dalle 66

Tableau III-35 **:** Calcul de Mser 67

Tableau III-36 **:** Vérification à l'ELS 67

Tableau IV-1 : Calcul de centre de masse 72
Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion 73
Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité statique 73
Tableau IV-4 : Calcule d'excentricité accidentelle 74
Tableau IV-5 : Calcul de l'excentricité totale 75
Tableau IV-6 : Calcul de l'excentricité totale 78
Tableau IV-7 : détermination du facteur de qualité Q 78
Tableau IV-8 : Le comportement des trois premiers modes 81
Tableau IV-9 : Coefficient de participation massique 81
Tableau IV-10 : Calcul de la force sismique 83
Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 83
Tableau IV-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X 84
Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 85
Tableau IV-14 : calcul du moment de renversement 86
Tableau IV-15 : calcul du moment stabilisant 87
Tableau IV-16 : Vérification de stabilisation 87
Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étage sens X 88
Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y 88
Tableau IV-19 : Vérification l'effet P-Δ sens X 89
Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 89
Tableau IV-21 : vérifications des sollicitations normales 90
Tableau V-1 : Les données de calcul 91
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 92
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 92
Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 93
Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 93
Tableau V-6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA 93
Tableau V-7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA 93
Tableau V-10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$ 95
Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 96
Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 96
Tableau V-13 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 96
Tableau V-14 : Vérification de la flèche des poutres 97
Tableau V-15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU 99

Tableau V-16 : Détermination des armatures à l'ELU de résistance 100

Tableau V-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 102
Tableau V-18 : Les armatures transversales et leurs espacements 102
Tableau V-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales 103
Tableau V-20 : Les armatures verticales des voiles (V_1, V_2, V_3, V_4,) d'épaisseur 15 cm.....109
Tableau V-21 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1, V_2, V_3, V_4,) 110
Tableau V-22 : Détermination des armatures horizontales 111
Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles filantes SFx, SFy à l'ELS 120
Tableau VI-2 : Vérification des semelles filantes SF8, SF9 à l'ELU 120
Tableau VI-3 : Ferraillage des semelles filantes SFx, SFy à l'ELU.....120
Tableau VI-4 : Ferraillage des semelles filantes SFx, SFy à l'ELS 121
Tableau VI-5 : Le ferraillage final des filantes SFx, SFy 121
Tableau VI-6 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF8, SF9..... 121
Tableau VI-7 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes Sx, SFy.....121
Tableau VI-8 : Ferraillage la poutre de libage à l'ELU 122
Tableau VI-9 : Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS 122
Tableau VI-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....123
Tableau VI-11 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage 124
Tableau VI-12: Valeurs de α..... 125
Tableau VI-13 : Calcul du ferraillage 129
Tableau VI-14 : Calcul du ferraillage des poutres renversée 131
Tableau VI-15 : Calcul des armatures transversales 131

Notation

- Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} ,A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: Armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot}: Longueur total.
L_f: Longueur de flambement.
L_t: Largeur de la section tendue.
L_t: Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{vi}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
K: Rigidité.
Z: bras de levier.
M : Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser}:Moment fléchissant à l'E.LS
N :Effort normal.

N_{ser}: Effort normal à l'E.L.S.
N_u: Effort normal ultime.
T_u ,V_u : Effort tranchant ultime.
T_{Ser} ,V_{Ser}: Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
R_a : Réaction à gauche.
R_b: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E, V : Charge sismique.

- Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.f : Flèche.
ep : épaisseur.
e_0 : Excentricité.
a : épaisseur du voile.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours. f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.f_e: Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours. f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.i : Rayon de giration.
I_f: Longueur de flambement.
S_t, t : Espacement d'armature transversale.
$S_{rép}$: Espacement de répartition.
S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.
S_{ZC} : Espacement dans la courant.ml : Mètre linéaire.

- Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

uc : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.
σ m: Contrainte normale.

τ : Contrainte
tangentielle.
δ: Déplacement
d'un niveau
.ξ: Amortissement.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية مكونة من)طابق أرضي +ثمان طوابق(ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها في إطار إنشاء 94 مسكن بالبرواقية والية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2أ .

مقاومة البناية لكل الحموالت العمودية و أألفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و أألعمدة + الجدران المسلحة.

قياس أألبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

*** القواعد الجزائرية المضادة للزالزل .**
*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج ROBOT « version 2020 » لحساب الهياكل .

وفي أألخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب أألساسات.

كلمات مفتاحية: هيكلة. الحموالت العمودية. الخرسانة . أساس البناء

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bloc contient (RDC+8 étages à usage d'habitation) dans le cadre de la construction de 94 logements à BERROUAGHIA Wilaya de MEDEA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_a.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA99 version 2003)** et le document technique **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 2020 »**.

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

Mots clé : srécture. Charge vertical. Buton. fondations

Abstract:

This Project is a conception and study of a block contain (ground+8 stories for Dwelling) as part creation of 94 homes in Berrouaghia Wilaya of MEDEA, the region is classified as a medium seismicity area IIa.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« ROBOT version 2020 »**.

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

Keywords : srecture. Vertical load . buton. foundations

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bloc situés à « BERROUAGUIA » wilaya de MEDEA, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 8 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.2020 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre. Finalement, le bloc a été fondés conformément au rapport du sol.

A la fin ; on terminera notre travail avec une conclusion générale.



Description de l'ouvrage

I. Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, « EL FETH » consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un 94 logement, donc on a choisies un bloc en béton armé comportant (08) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+8) à usage d'habitation

L'ouvrage en question sera implanté à « BERROUAGUIA» wilaya de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bloc de forme irrégulière (angulaire), dont les caractéristiques sont :

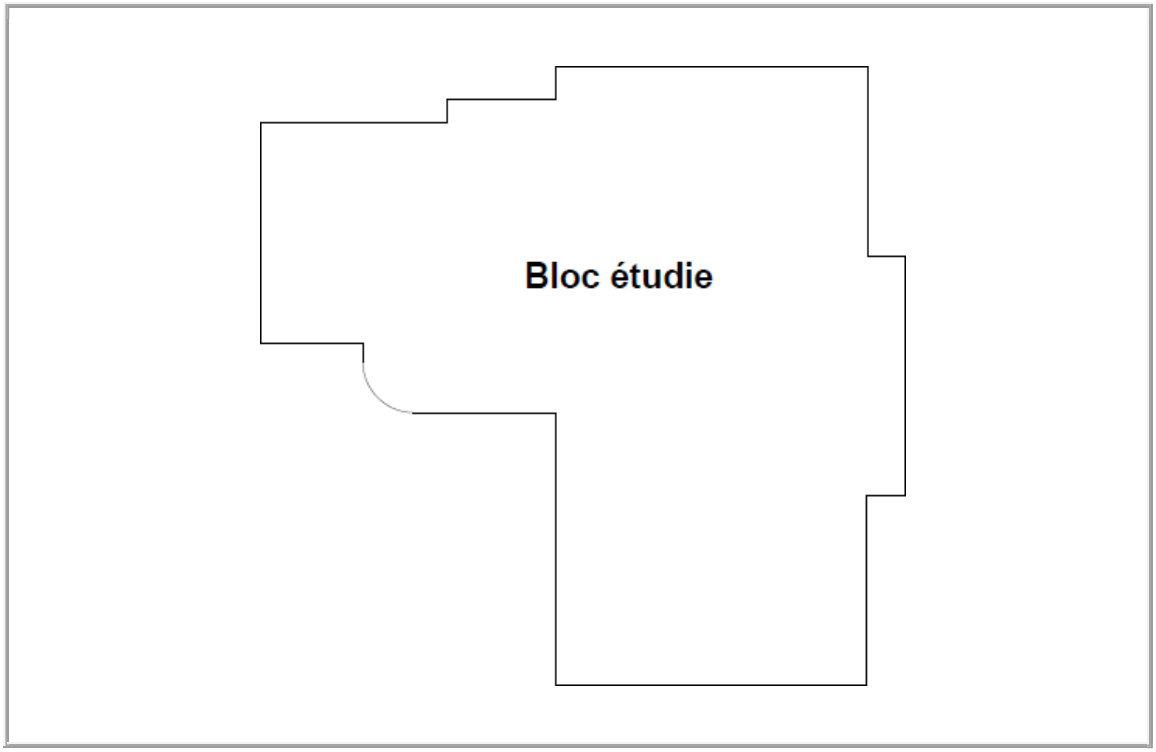


Figure I.1. Vue en plan du bloc

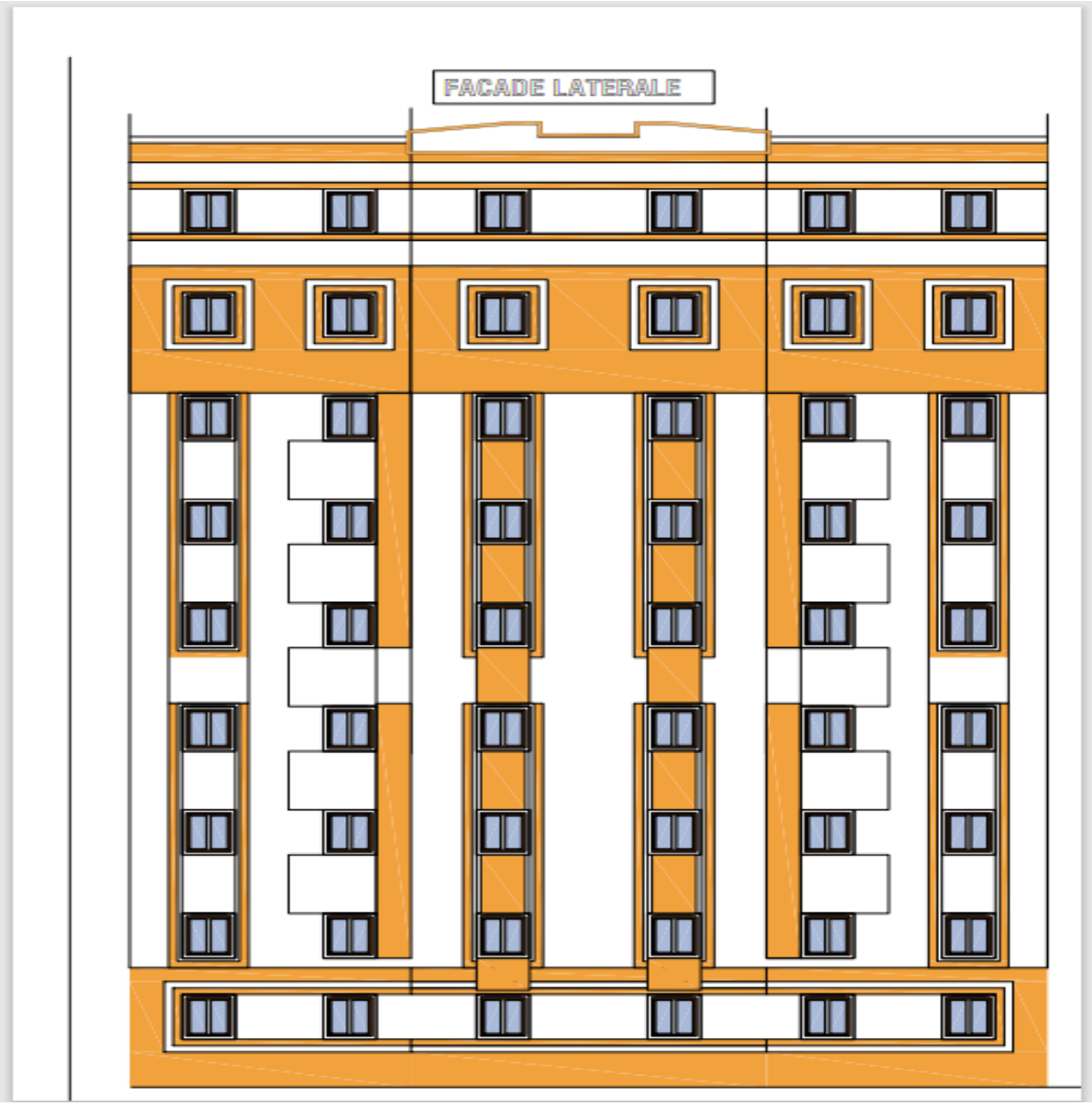


Figure I.2. Façade latérale du bloc

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale de bâtiment : 20.15 m.
- Largeur totale du bâtiment : 20.60 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur des étages :3,23 m;
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3,23 m ;
- Hauteur totale du bâtiment : 32.30 m ;

I.2.3. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 20 m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.4. Planchers :

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

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.2.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 65 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2.8. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à trois volets plus ascenseur**.**

I.2.9. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m^3** ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1 MPa

3.1.1. Résistance du béton : [2]

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

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

3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression : ►► **Art [A.2.1.1.1.]** ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93

$f_{cj}= \dfrac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq$ 40MPa

$f_{cj}= \dfrac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} >$ 40MPa

3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : ►► **Art [A.2.1.1.2]** ◄◄

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

- $\boldsymbol{f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

3.1.2. Module d'élasticité : [2]

3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale **:**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

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

E_{i28}=32164,195 MPa. ►►**Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

E_{v28}= 10721,40 MPa. ►►**Art [A.2.1.2.2]** ◄◄

3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

3.1.3. Contraintes limites :

3.1.3.a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

- Fissuration peu nuisible :

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

3.1.3.b) contrainte-déformation : **[2]** ►►**Art [A.4.3.4.1]** ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

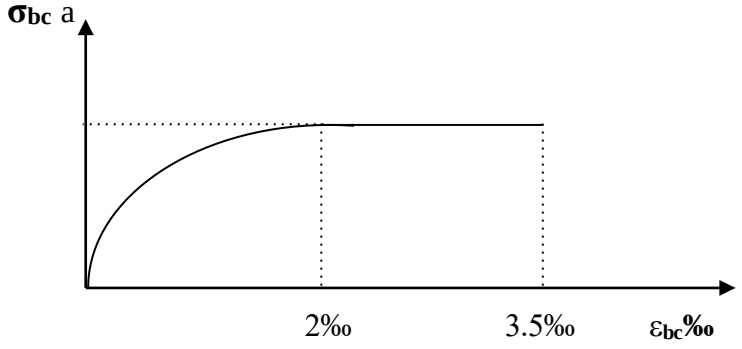


Figure I.3. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2]

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \textbf{[2]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.

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

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

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

I.3.2. Les aciers :

3.2 1. Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

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

3.2.3. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄:

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

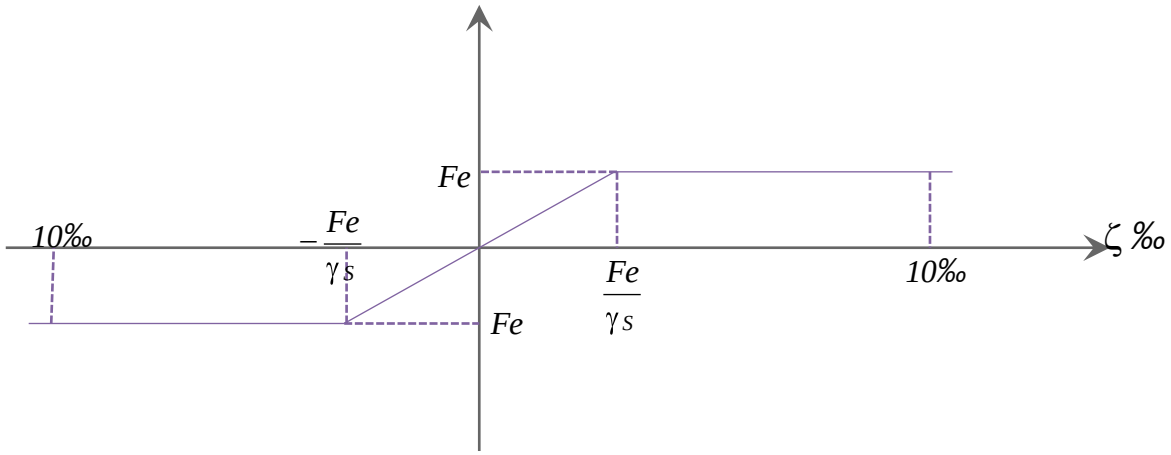


Figure I.4. Diagramme contraintes -déformations

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

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

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

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

- **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.4. Taux de travail du sol :

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (AHLEM POUR ETUDE DE SOL ET ANALYSE DES MATERIAUX), les essais d'identification physiques révèlent un sol de nature marneuse brunâtre carbonatée indurée de faible humidité, de moyenne à forte compacité.

L'essai d'Atterberg montre un sol peu plastique.

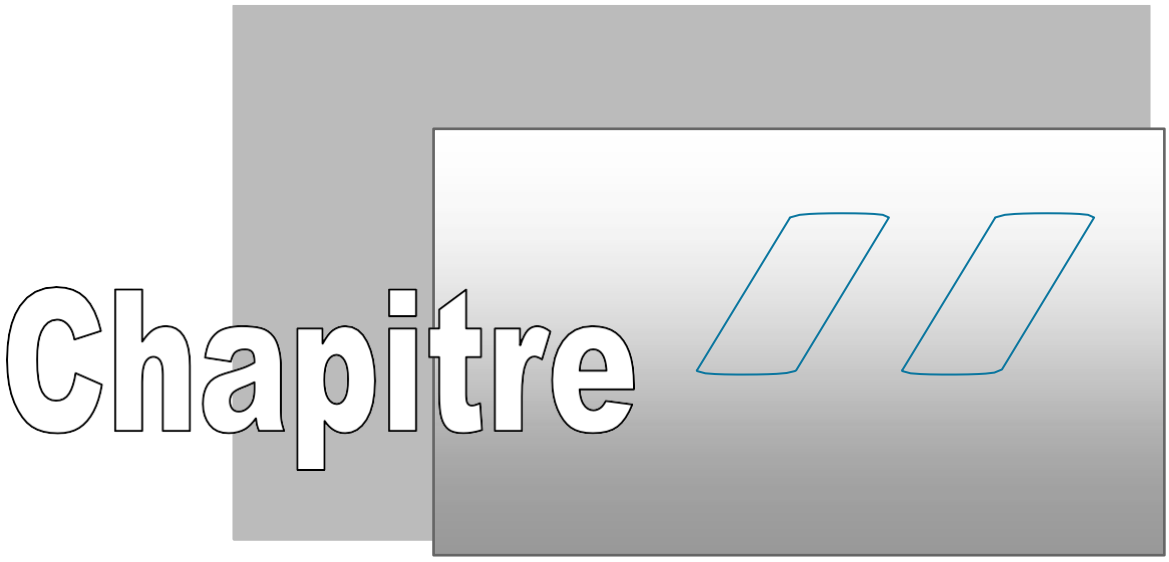
Les essais oedométriques montrent un sol peu compressible et peu gonflant.

Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle vis- à-vis des sulfates, le taux de carbonates est moyen, le pH est proche de la neutralité.

Les tassements calculés aux hypothèses suggérées, montrent des tassements admissibles dans leurs globalités.

A partir de ces résultats, le laboratoire a suggéré :

- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.
- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=2.00 bars.
- Un ancrage de 2.00 mètres.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.



Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction :

Il s'agit de déterminer dans une première étape les dimensions des éléments de l'ossature telle que planchers, poutres, poteaux et voiles.

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25)} \leq \mathbf{h_t} \leq \mathbf{(L/20)}$$

Le règlement CBA93 n'exige que ht $\geq$ **L/22.5** d'où la nouvelle fourchette est

$$\mathbf{(L/22.5)} \leq \mathbf{h_t} \leq \mathbf{(L/20)}$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis L = 3.80 m.

$$16.88 \text{ cm} \leq h_t \leq 19 \text{ cm}$$

On prend pour le bloc A : $\mathbf{h_t = 20\ cm}$ ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

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

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ht $\geq$ 16 cm

D'où on a : 20 cm > 16cm (C.V).

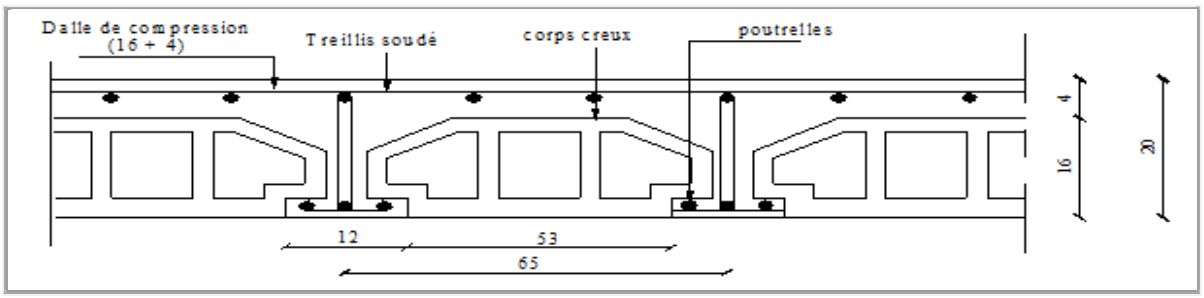


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

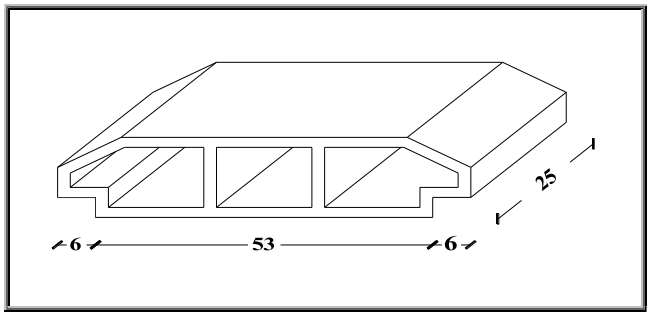


Figure II.2. Dimensions du corps creux pour les deux blocs

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

  - dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. **[2]**

    - $(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

  - dalle reposant sur deux appuis :

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

  Où :

- ep : épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 3. 50 m.
  - Critère de résistance $350/45 \leq ep \leq 350/40 \Rightarrow 07.77 \leq ep \leq 08.62$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **Condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

Conclusion :

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

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.03	18	0.36
TOTAL				**1,62**

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

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs pour les deux blocs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

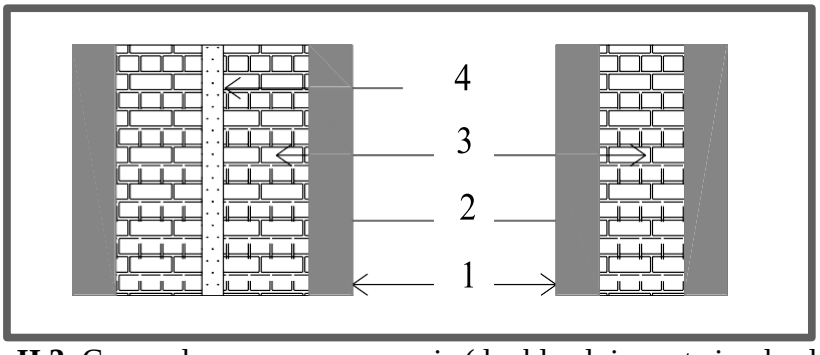


Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie (double cloison et simple cloison)

II.3.2. Plancher terrasse :

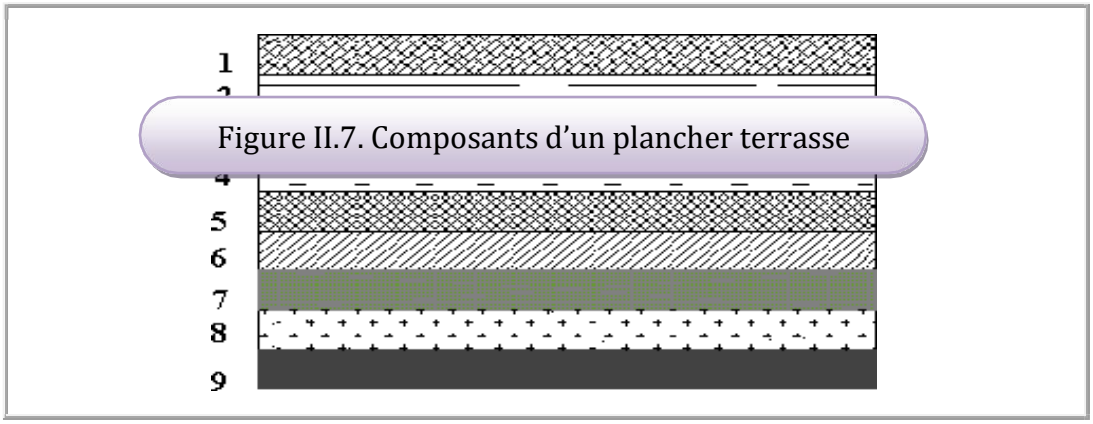


Figure II.7. Composants d'un plancher terrasse

Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.54**

II.3.2.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 kN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

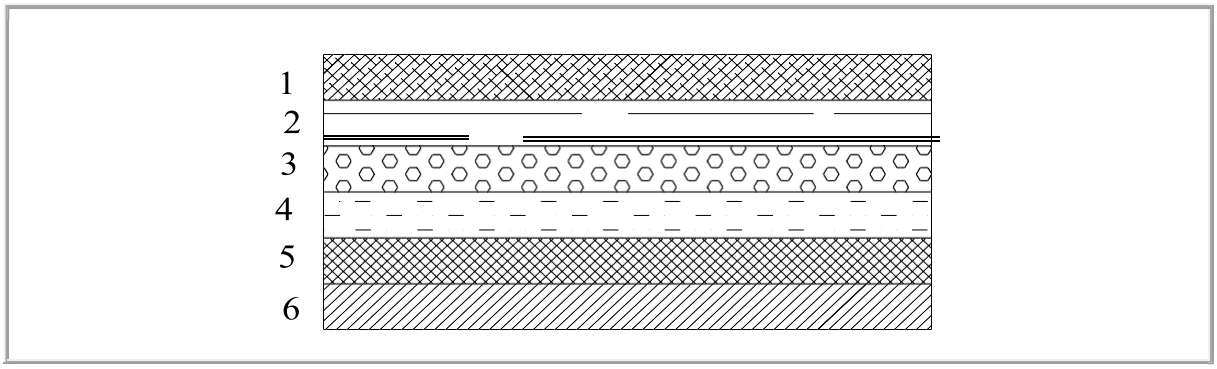


Figure II.5. Composants d'un plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**6.00**

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

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

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.1. Balcons de la terrasse :

3.4.1.1. Charges permanentes :

Tableau II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**7.65**

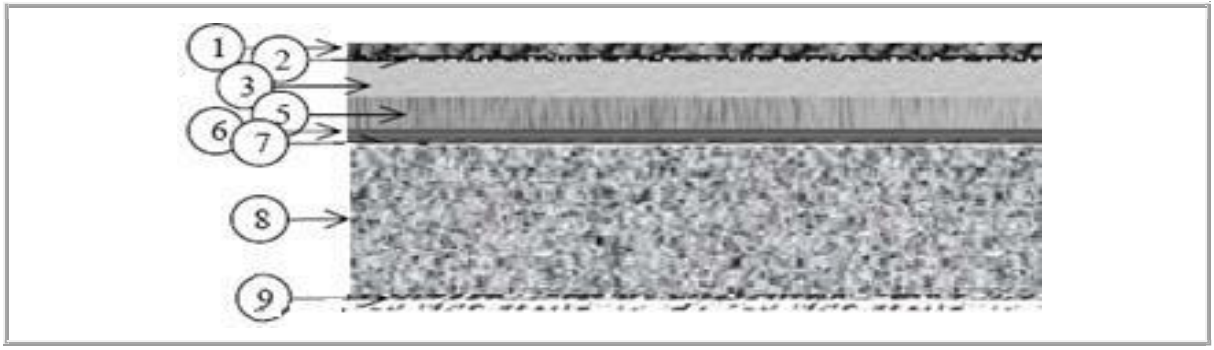


Figure II6. Composants d'un balcon de la terrasse

3.4.1.2. b. Charges d'exploitations :

on a : $Q = 3.5\ kN/m^2$.

II.3.4.2. Balcons de l'étage :

II.3.4.2.a. Charges permanentes :

T**ableau II.6.** Charge permanente des balcons des étages

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.49**

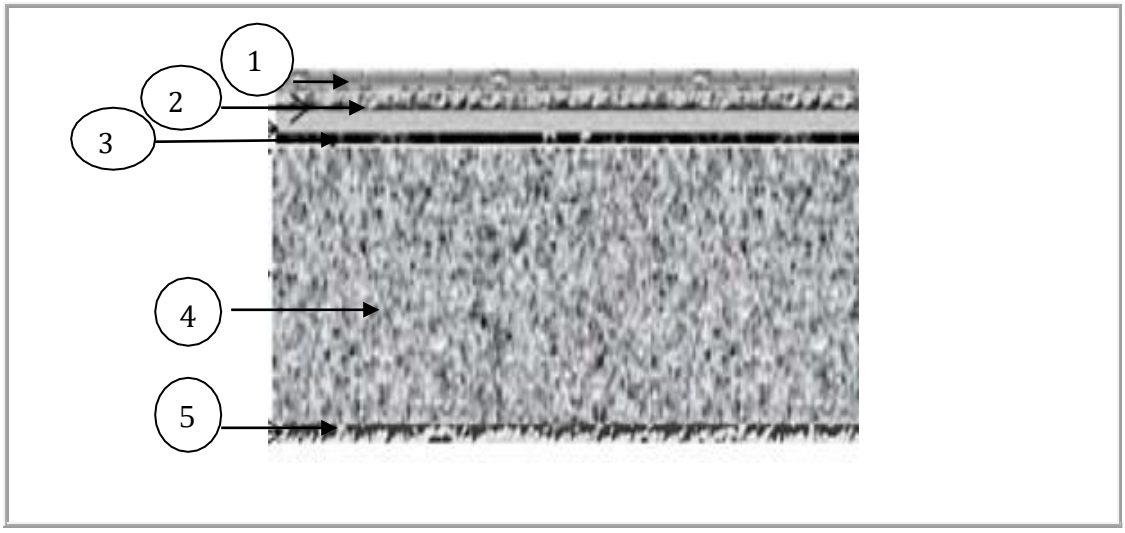


Figure II.7. Composants d'un balcon de l'étage

II.3.4.2.b. Charges d'exploitations :

On a : $Q = 3.5\ kN/m^2$.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

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

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

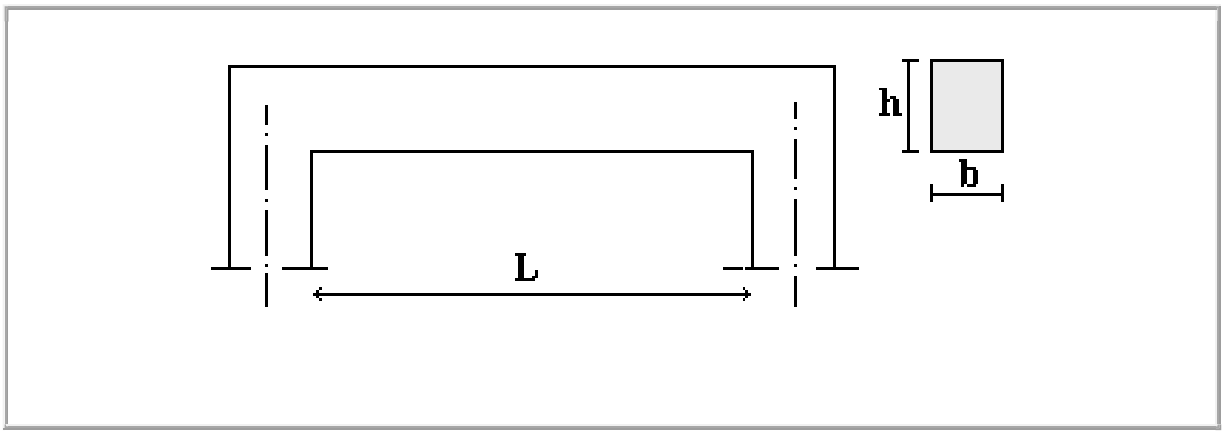


Figure II.8. Dimensionnement de la poutre

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1] ►► Art [7.5.1] ◄◄**

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5h+b1

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 3.92 m ⇒ 26.13cm ≤ h ≤ 39.2cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 3.80m ⇒ 25.33 cm ≤ h ≤ 38 cm on adopte : h = 30 cm ⇒ 9.00 cm ≤ b ≤ 21.00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1.00 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.102) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0789) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30cm**	**h = 30 cm ; b = 30 cm**

<u>Vérification de la flèche :</u> [2] ► Art [B.6.5] ◄:

$$\boldsymbol{L} = 3.92\ \text{m} < 5\ \text{m} \Rightarrow \boldsymbol{F}_{\text{limite}} = \frac{\boldsymbol{L}}{500} = 0.95\ \text{cm}$$

Alors : on a $P_{tot\ max}$=49.81 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F \leq \mathbf{F_{limite}}$

$F = 0.60\text{cm} < F_{limite} = 0.95\text{cm}$ (C.V).

<u>Conclusion :</u>

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm²

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le **[2] ►► [Art B.8.11] ◄◄** cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

5.1. Étapes de Pré dimensionnement :

- ❖ Choix du poteau le plus sollicité ;
- ❖ Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ❖ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ❖ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm & \text{zone IIa} \\ Min(b_1,h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

On a : $$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- ♦ $\overline{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ♦ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- ♦ γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- ♦ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ♦ A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).
- ♦ α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section carré)}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f: Longueur de flambement.

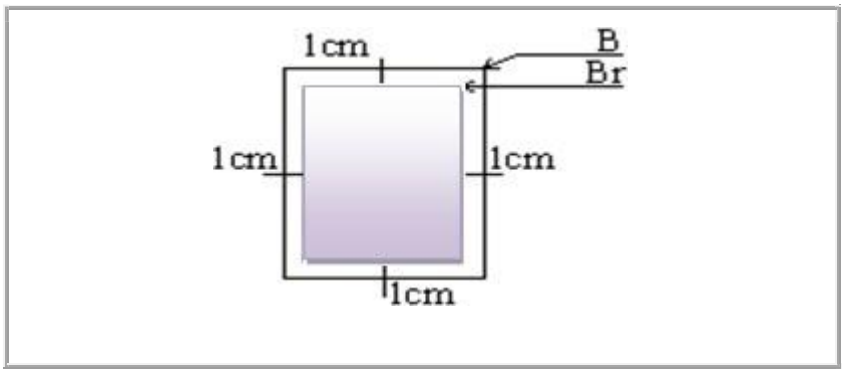


Figure II.9. Section réduite du poteau

5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]:

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.
  - L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
  - L_0 =3,23 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.
- Pour les étages courants et le RDC on a : L_f =0.7 L_0

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

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

- Une section de (50x50) cm^2 pour le RDC et le 1er étage.
- Une section de (45x45) cm^2 pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (40x40) cm^2 pour, 5ème, et 6ème étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, 7ème, et 8ème étage.

Tableau II.8. Calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension	**Br (mm²)**	λ	α	**As (mm²)**	$\overline{N}_u$ **(kN)**
le 8eme étage	30x30	78400	37.21	0.6932	90	1028.12
le 7eme étage	30x30	78400	37.21	0.6932	90	1028.12
le 6eme étage	40x40	144400	27.98	0.7536	160	2057.12
le 5eme étage	40x40	144400	27.98	0.7536	160	2057.12
le 4eme étage	45x45	184900	24.86	0.7720	202.5	2697.76
le 3eme étage	45x45	184900	24.86	0.7720	202.5	2697.76
le 2eme étage	45x45	184900	24.86	0.7720	202.5	2697.76
le 1ier étage	50x50	230400	22.38	0.7857	250	3420.64
RDC	50x50	230400	22.38	0.7857	250	3420.64

5.5. Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

5.5.a. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

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

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

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
8eme étage	1	Q0	17.790		17.79
7eme étage	1.5	Q1	17.790	1	32.60
6eme étage	1.5	Q2	17.790	0.95	48.76
5eme étage	1.5	Q3	17.790	0.9	63.14
4eme étage	1.5	Q4	17.790	0.85	75.74
3eme étage	1.5	Q5	17.790	0.8	86.56
2eme étage	1.5	Q6	17.790	0.75	95.61
1ier étage	1.5	Q7	17.790	0.71	104.087
RDC	1.5	Q7	88.950	0.69	163.032

5.5. b. Charges permanentes et Nu :

Tableau II.10. Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
8eme étage	Poutre P	12.3	94.39	94.39	17.79	154.11	169.521	1028.12	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	7.26							
	Plancher	64.54							
7eme étage	Poutre P	12.3	89.07	181.46	32.60	293.871	323.258	1028.12	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	7.26							
	Plancher	59.22							
6eme étage	Poutre P	12.3	94.73	276.19	48.76	445.99	490.589	2057.12	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	12.92							
	Plancher	59.22							
5eme étage	Poutre P	12.3	94.73	370.92	63.14	595.452	654.997	2057.12	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	12.92							
	Plancher	59.22							
4eme étage	Poutre P	12.3	98.16	469.08	75.74	746.868	821.55	2697.76	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	16.35							
	Plancher	59.22							

3eme étage	Poutre P	12.3	98.16	567.24	86.56	895.614	985.175	2697.76	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	16.35							
	Plancher	59.22							
2eme étage	Poutre P	12.3	98.16	665.4	95.61	1041.705	1145.87	2697.76	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	16.35							
	Plancher	59.22							
1 er étage	Poutre P	12.3	101.99	767.39	104.087	1192.107	1311.317	3420.64	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	20.18							
	Plancher	59.22							
le RDC	Poutre P	12.3	101.99	869.38	163.032	1418.211	1560.03	3420.64	Oui
	Poutre S	10.29							
	Poteau	20.18							
	Plancher	59.22							

5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ►►[Art 7.5.1] ◄◄ :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.11. Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	**Application de condition**		**Vérification**
Min (b1, h1) ≥ 25cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥ 25 cm		C.V
Min (b1, h1)≥ he /20	RDC	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.23-0.30)/20=14.65 cm	C.V
	Étages courantes	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.23 – 0.30)/20=14.65 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1) = 1 ≤ 4		C.V

5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II.12. Vérification aux zones nodales

b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
30	30	30	Oui	10	15	Oui

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

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

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

Le **RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

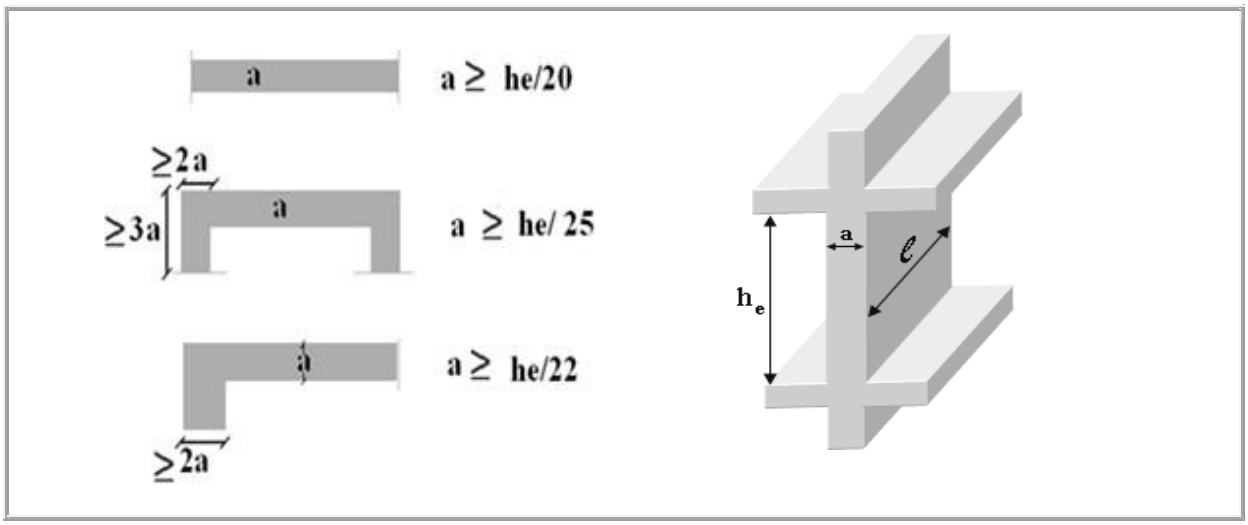


Figure II.10. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22)

Donc : $a \geq Max\left\{15\ cm;\ \frac{h_e}{22}\right\}$

Tableau II.13. Pré dimensionnement des voiles

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
6,7,8	323	15
3,4,5	323	15
RDC,1,2	323	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, c'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

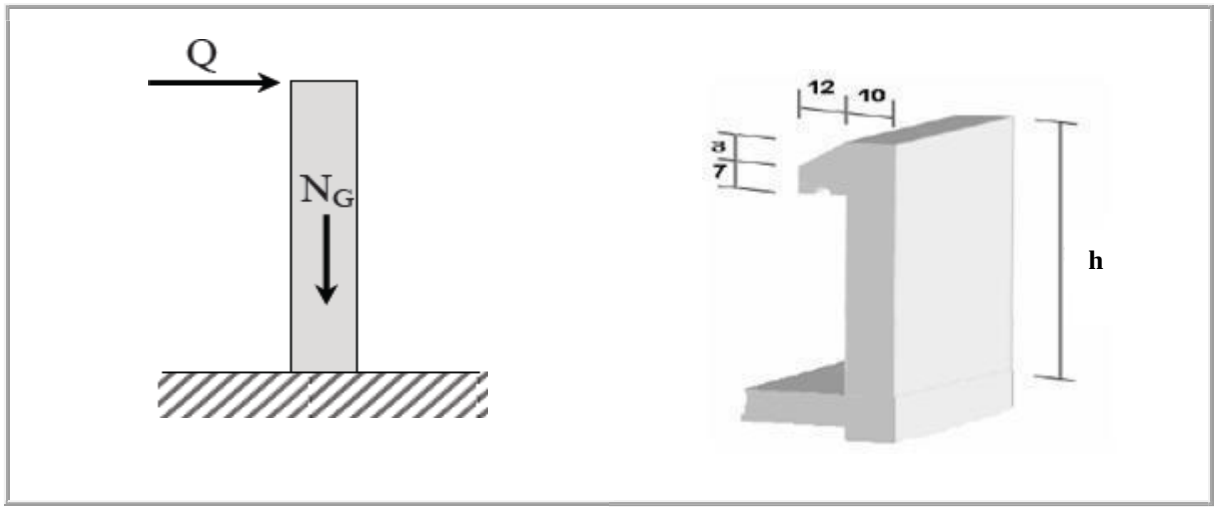


Figure III.1. L'acrotère du bloc

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges

Charge permanent
Poids propre : [(0,65.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,88kN
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.4. Détermination des efforts :

Tableau III.2. Les efforts du bloc

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35. G = 1,35.1,88 = 2,538 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5.1.0,65 = 0,975 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5. Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser} = G = 1,88 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Q.h =1.0, 65 = 0,65 KN.m
L'effort tranchant :	T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3. Les données du bloc

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	**Sollicitations**		
C_2	2,5	cm	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
Longueur de flambement			N_u	2,538	KN
Notations	**Valeurs**	**Unités**	M_u	0,975	KN.m
L_0	0,65	m	N_{ser}	1,88	KN
L_f	1,3	m	M_{ser}	0,65	KN.m

III.1. 5. a . E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.975}{2.538} \Rightarrow e0 = 38.41cm$

On a : $e_0 = 38.41cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

- **Calcul du moment de flexion :**

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

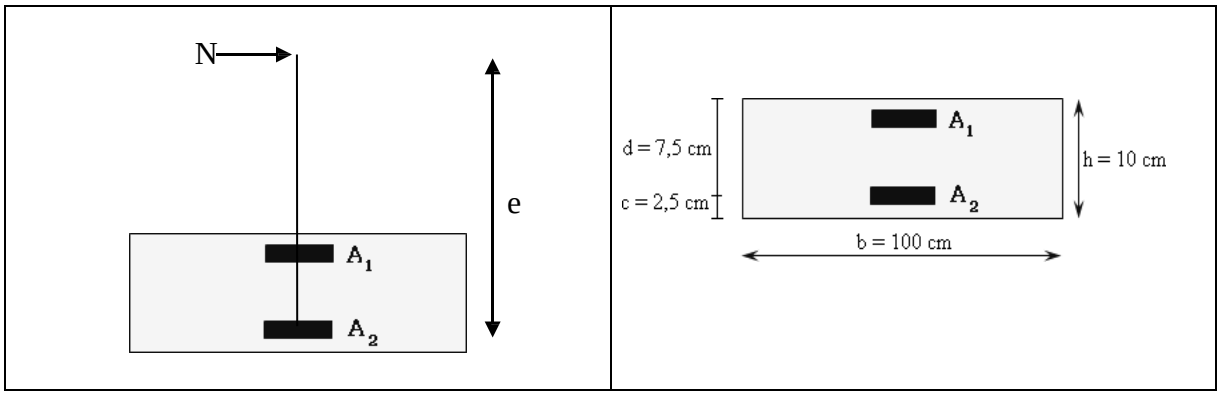


Figure III.2. Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C2) \Rightarrow \quad e = 40.91$ cm

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 1.038$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \qquad \Rightarrow \mu = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \qquad A'_1 = 0 \quad$ et $\quad ß = 0.993$

$$A_1 = \frac{M1}{(\sigma_s * \beta * d)} \qquad \Rightarrow A1 = 40.05 \text{ mm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.40$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc : $A = 0.40$ cm²

Condition de non-fragilité :

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

Amin =1 cm² > A =0.40 cm²

On adoptera : A = 4HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition :**

Pour les deux blocs A et B on a : $Ar \geq \frac{A}{4} \Rightarrow Ar \geq 0.5025$

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

❖ **Espacement :**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (65/4)=16.25 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données : $N_{ser} = 1.88$ kN

$M_{ser} = 0.65$ kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.65}{1.88} = 34.57cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.57cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $Bo = b*h + 15\,(A_1 + A_2) \Rightarrow Bo = 1030,15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A_1 c_1 + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5,073cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4,926cm.$

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A_1(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I'_G = 8513,68\ cm^4.$

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677cm.$

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32,143cm$

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$ Donc : $CG' = 32,143cm > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots .... "*"$

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -35.91 cm < 0 ".

$$\begin{cases} p = -3790.05 cm^2 \\ q = +89204.97 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 3790.05\, y_2 + 89204.97 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -10{,}79.10x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \Rightarrow \varphi = 173.355° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71.08cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38.15cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -71.02\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 33.13cm \end{cases}$

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

$$0 < y_1 = y_2 + C < d$$

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_2 = 38.15cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.24cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 92.291cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1880}{92291} = 0.0203\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0203 \times 20 = 0.407\ MPa < \overline{\sigma_b} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0203 \times (75 - 22.4) = 16.016\ MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$$\sigma_s = 16.016\ MPa < \overline{\sigma_s} = 201.633\ MPa$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.975}{0.9x0.075} = -12.94kN$$

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times 75} = 0{,}02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right] = 2{,}5$ MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante : $F_p = 4AC_pW_p$ **[1] ►►Art [6.2.3] ◄◄**

A: coefficient d'accélération;

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone II_a)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄:

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,880 kN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1{,}880 \Rightarrow F_p = 0{,}902$ kN < 1,5Q = 1,5kN (C.V)

Donc l'acrotère du bloc résiste à la force horizontale.

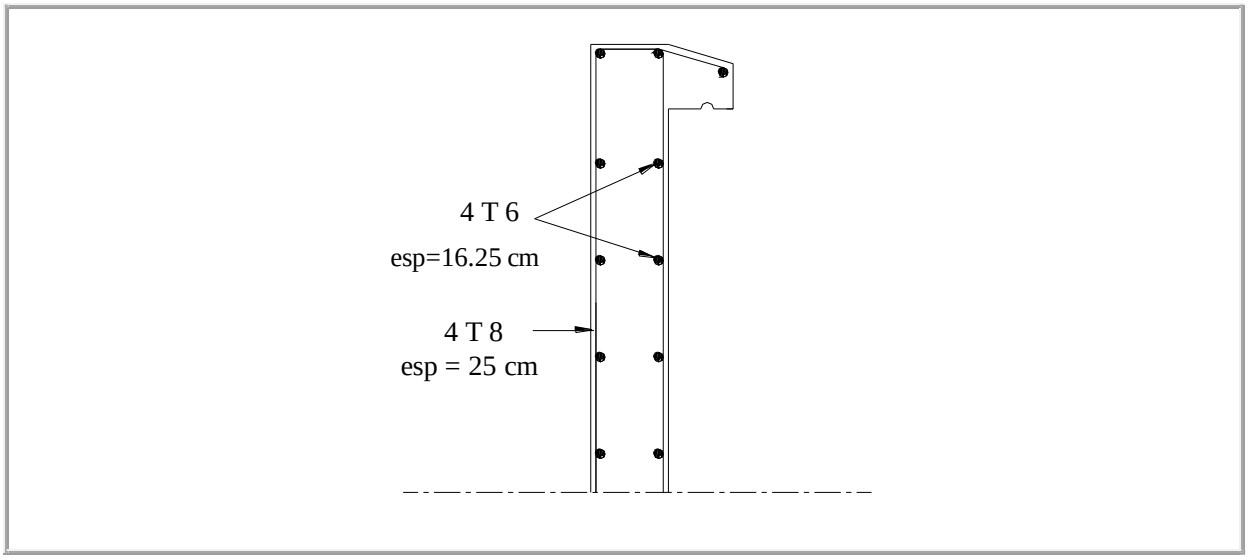


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

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

III.2.1. La dalle de compression :

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

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$a1 \leq 20 \text{ cm}$$

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

$$a2 \leq 33 \text{ cm}$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : $A_{\perp}$

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

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$, esp = 25 cm

III.2.2. Les poutrelles :

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- ❖ Son poids propre.
- ❖ Le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

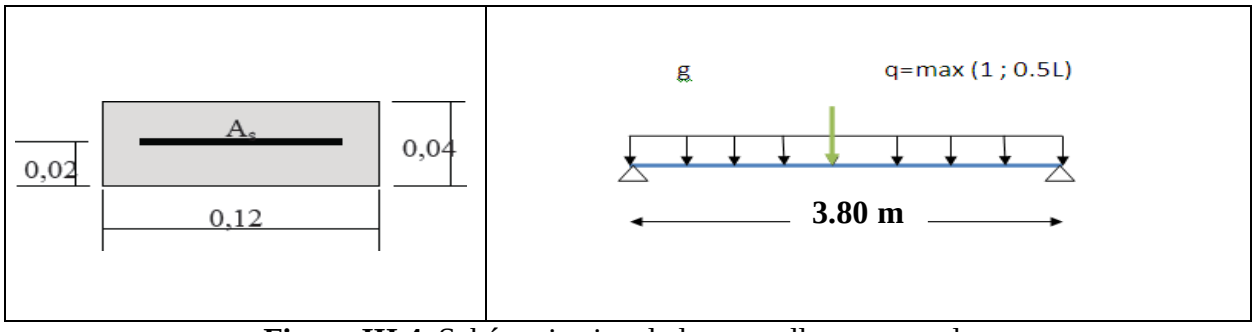


Figure III.4. Schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III.4.les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.80	1.90	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Calcul des moments

$M_G(kN.m)$	$M_Q(kN.m)$	$M_U(kN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.38$	$\frac{QL}{4} = 1.805$	1.35MG+1.5MQ=4.5705

$$\mu = \frac{Mu}{\partial b * b * d^2} = \frac{5.079 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 2.98 > \mu L = 0.372$$

Conclusion : Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression

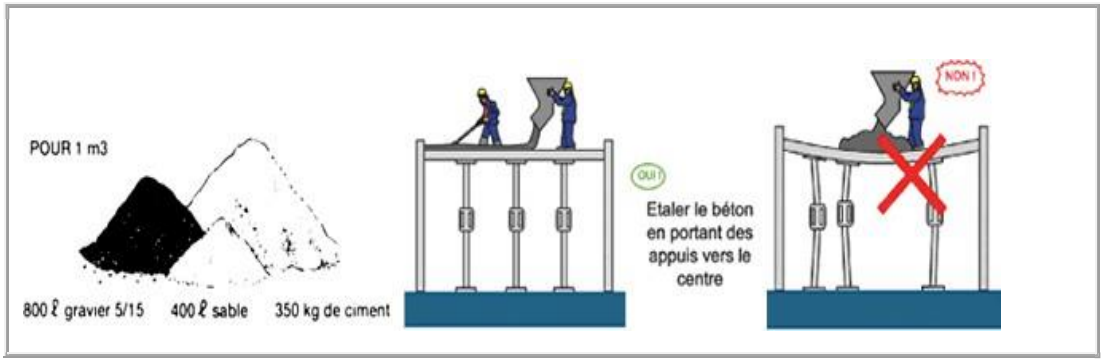


Figure III.5. Choix de disposition des étaiements

- **Calcul des étaiements :**

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

- Pour un seul étai au milieu :

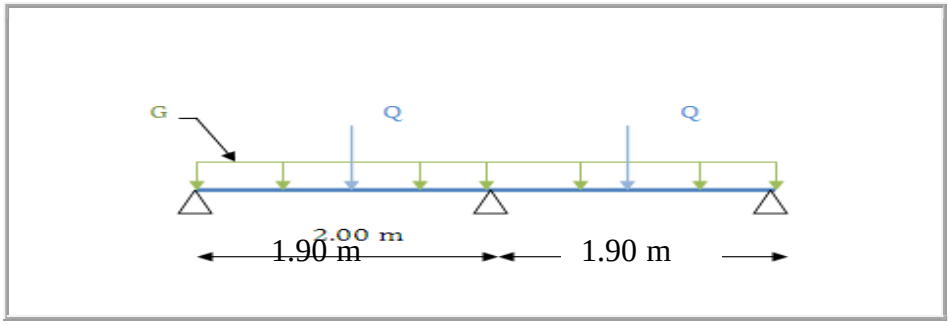


Figure III.6. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 1.90 kN] = 1.00(kN)

MG = 0.347 (kN.m)

MQ = 0.902 (kN.m)

Mu = 1.821 (kN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b * b * d^2} = \frac{1.821 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 1.187 > \mu L = 0.372 \quad \text{(C.N.V)}$$

On ajoute un autre étaiement.

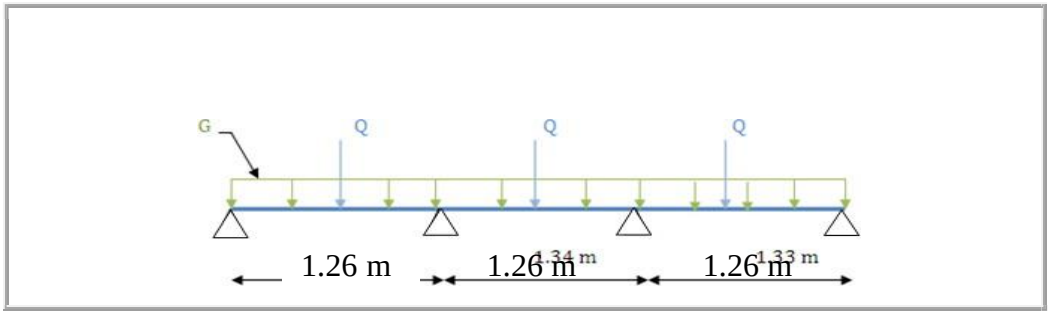


Figure III.7. Travée avec deux étais espacés de 1.34 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.63 kN] = 1.00(kN)

MG = 0.068 (kN.m)

MQ = 0.315 (kN.m)

Mu = 0.5643 (kN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b * b * d^2} = \frac{0.5643 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 0.367 < \mu L = 0.372 \text{ (C.V)}$$

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 126 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. <u>Après coulage :</u>

- G = poids du plancher (16+4) = 3.325*0.65= 2.16 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.891 (kN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

- <u>Type-1- :</u> Poutrelles à 1 travée
- <u>Type-2- :</u> Poutrelle à 2 travées.
- <u>Type-3- :</u> Poutrelle à 3 travées.
- <u>Type-4- :</u> Poutrelle à 6 travées.

b.1. 3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.6. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.54*0.65=4.251	1*0.65=0.650	6.713	4.901
Plancher courant	6.00*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

b.1. 5.Récapitulations :

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

Tableau III.7. Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma ser (kN.m)**	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitations	8.055	11.436	14.768	5.881	8.287

b.1.6. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

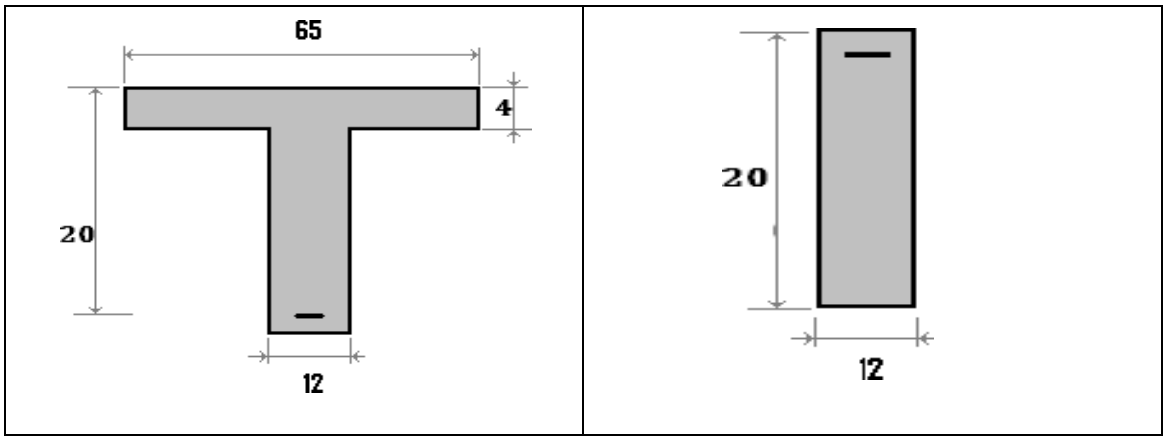


Figure III.8.les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

		En travée	Aux appuis
ELU	**M_u (kN.m)**	11.436	8.055
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb adm.(d-ho/2) =65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.038	0.146
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.981	0.921
	$A'(cm^2)$	0	0
	$A\ (cm^2)$	1.86	1.39
	Amin (cm^2)	1.30	0.24
	Le choix	3HA10=2.35	1HA14=1.54

Tableau III.8. Calcul et vérification des armatures

Vérification à ELS	**M_{ser} (kN.m)**	8.287	5.881
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.909	6.669
	I_G (cm^4)	14144.692	4210.051
	K (N/cm^3)	58.58	139.68
	σ_b (MPa)	2.29	9.31
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.9. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.35	**Aa=1HA14=1.54**

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8

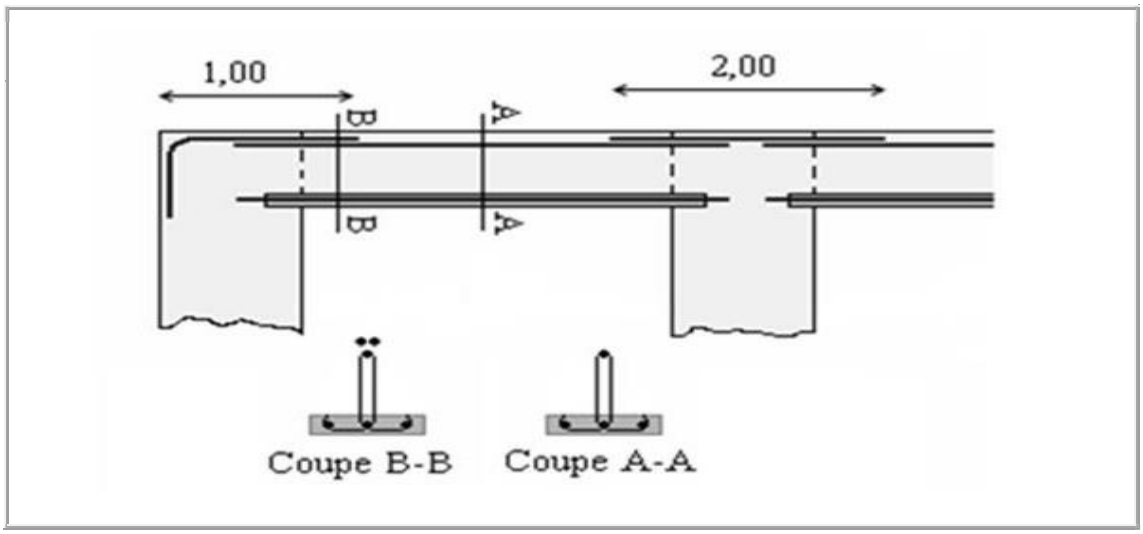


Figure III.9. Disposition constructive des armatures

- **Armatures transversales :**

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

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right] \rightarrow \varphi \leq [5.71; 12; 14]$

On adopte: φ_t= 5mm.

$a_t = \frac{\pi \varphi_t^2}{4} = 0{,}19\text{cm}^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0{,}39\text{cm}^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq min\left[0.9\,d, 40\,\text{cm}\right] = 16.2\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 10{,}83\,\text{cm}$$ **,** on adopte : S_t = 15cm.

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

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

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

$\frac{0.39\times10^2}{120\times150} = 0.0021 \geq \frac{1.15(0{,}683-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}00017$ (C.V)

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0.18cm^2$$

$A_t = 0{,}39\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18\text{cm}^2$ (C.V)

T**ableau III.10.** Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

- **Vérification au cisaillement :**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{14.768 * 10^3}{120 * 180} = 0.683\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

- **Vérification au voisinage de l'appui** :

Appui de rive : $M_u = 8.055$ kN.m > $0{,}9V_u d = 2.$ kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton** :

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

$$a = \text{Min}\,[b - c - 2\ ;\ 0.9\text{d}] = \text{Min}\,[65\text{-}2\text{-}2\ ;\ 0.9 \times 22] = 19.8\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 27.11\text{kN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 189 = 151{,}2\ \text{kN} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis** :

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 21.11 \times 10^3}{120 \times 189} = 1{,}86\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 3{,}08\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 21{,}11 \times 10^3}{400} = 0.6\text{cm}^2 \qquad \text{(C.V)}$$

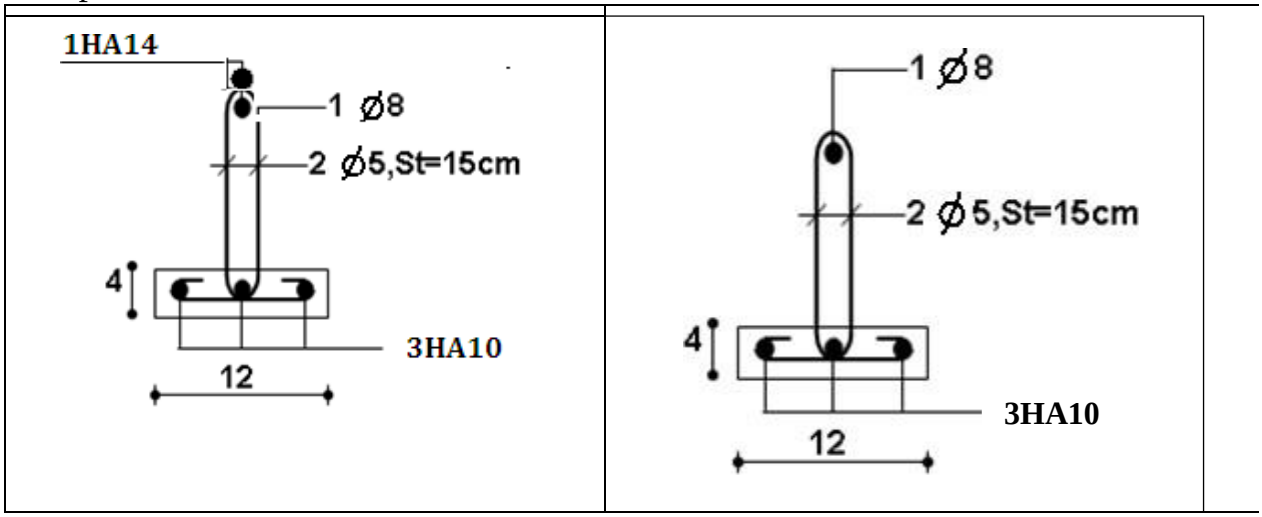


Figure III.10. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1. Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

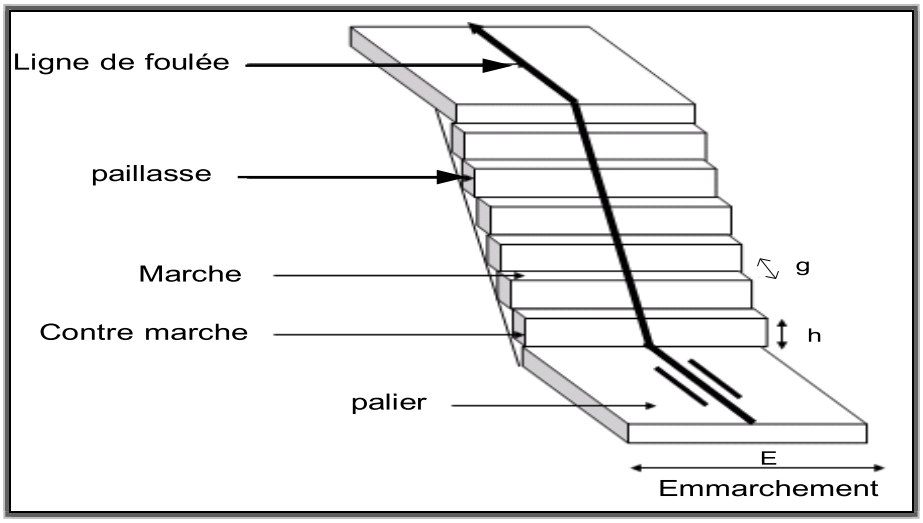


Figure III.11. Représentation d'un escalier

III.3.2. Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit :

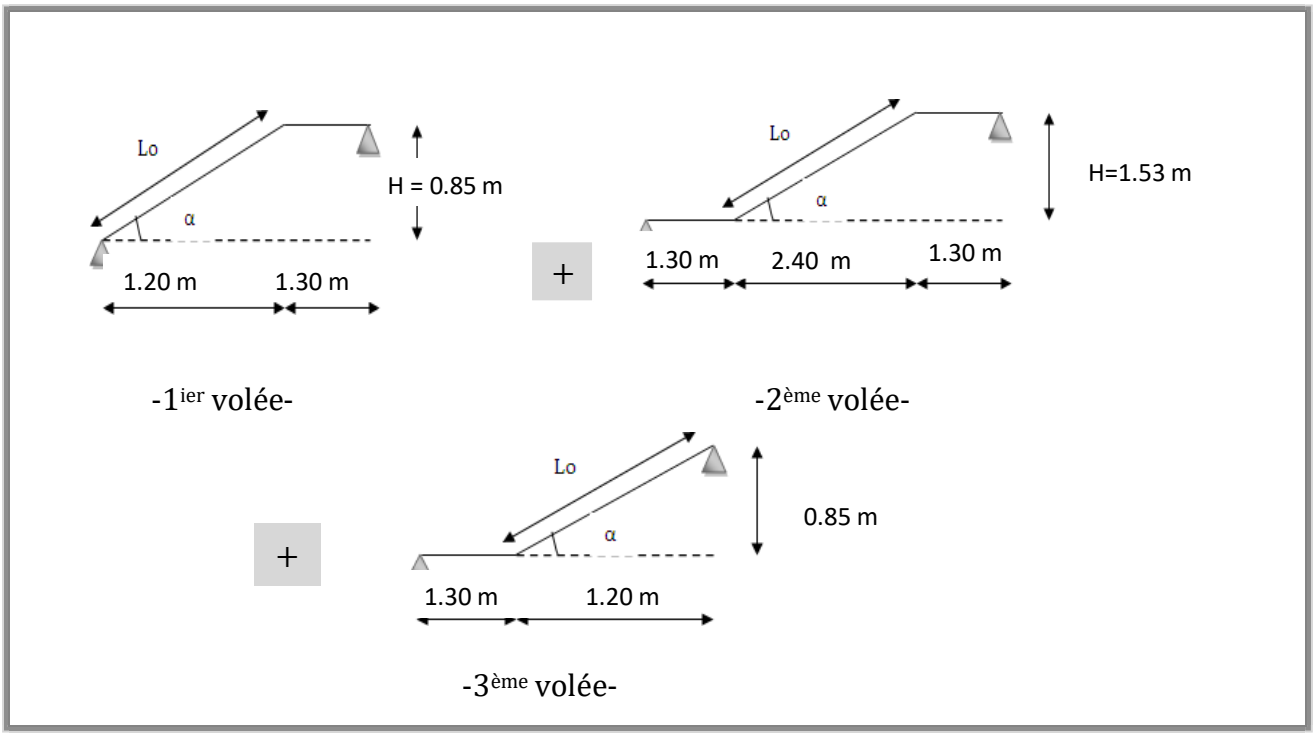


Figure III.12. Dimensions de l'escalier

Pour des raisons d'économie on va étudier seulement le 1ier et le 2ème volée car le 1ier et le 3ème volée sont les mêmes.

Après on prend le moment maximum entre 1ier et le 2ème volé pour ferrailler.

❖ **Volée -1-**

✓ **L'angle d'inclinaison α :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} \quad \Rightarrow \alpha = 39.23\,°$$

- **Détermination de n, g, h :**

Et puisque (H= 0.85m , L= 1.20m)

$$\text{Donc} \begin{cases} -66n^2 + 228n - 102 \leq 0 \\ -59n^2 + 221n - 102 \geq 0 \end{cases}$$

3.92<n< 4.20

Donc on prend : n=5

Nombre de marches $n - 1 = 4$

Nombre de contremarches $n = 5$

Hauteur de la contremarche $h = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 30cm$

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 09.14 \leq e \leq 10.66c$, On prendra :

On prendra : e = 15 cm

❖ **Volée -2-**

✓ **L'angle d'inclinaison α :**

$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 36.13°$

✓ **Détermination de n, g, h :**

Et puisque (H= 1.53m , L= 2.40m)

Donc $\begin{cases} -66n^2 + 538n - 272 \leq 0 \\ -59n^2 + 531n - 272 \geq 0 \end{cases}$

8.61<n< 9.45

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n - 1 = 8$

Nombre de contremarches $n = 9$

Hauteur de la contremarche $h = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 29{,}57cm$

On prend g=30 cm

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 09.42 \leq e \leq 11cm$

On prendra : e = 15 cm

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.a. Charges permanents :

Tableau III.11. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	0.10/cosα	25	3.002
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.867

Tableau III.12. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.10	25	2.50
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				4.24

III.3.3.b. Surcharge d'exploitation :

- **Le palier :** $Q = 2.5\text{kN/m}^2$
- **La paillasse :** $Q = 2.5\text{kN/m}^2$

III.4. Détermination des sollicitations :

- **E.L.U:** $P_u = 1.35\text{G} + 1.5\text{Q}$
- **E.L.S :** $P_{\text{Ser}} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.13. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	4.24	2.5	9.474	6.74
Paillasse	6.867	2.5	13.020	9.367

III.6. Ferraillage des escaliers :

Tableau III.14. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 10 cm	d=8 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.15. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	18.922	0.208	0.882	7.70	0	**4HA16= 8.04**
En appuis	11.131	0.122	0.935	4.27	0	**4HA12= 4.52**

III.6.A. Condition de non-fragilité :

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

En travées : $A = 7.69\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\ cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\ cm^2$ (C.V)

III.6.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.16. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	4 Ø 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3 Ø 8 = 1.50 cm²

III.6.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III.17. Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St=20cm≤min[3h=30cm;33cm]=30cm	St=25cm ≤ min[3h=30cm;33cm]=30cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=40cm;45cm]=40cm	St=33.33cm≤min[4h=40cm;45cm]=40cm

III.6.D. Vérification à l'E.L. S :

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

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

Ta**bleau III.18.** Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	8.04	4.52
M_{ser}(kN.m)	9.933	5.843
Y (cm)	$100y^2 + 241.2\,y - 1929.6 = 0 \Rightarrow y = 3.349$	$100y^2 + 135.6y - 1084.8 = 0 \Rightarrow y = 2.684$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3860.852$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 2560.523$
$\overline{\sigma}_b$ **(MPa)**	15	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.616$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.124$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.6.E. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20.614 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.257\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.257\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (C.V)

III.6.F. Vérification de la flèche [2] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{10}{330} = 0.0303 \geq \frac{18.922}{20 \times 22.262} = 0.0424 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{100 \times 8} = 0.01005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.N.V)$$

III.7. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.7.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L =2.30 m

L = 2.30 m => $15.33 \leq h \leq 23$ => h = 30 cm

L = 2.30 m => $9 \leq b \leq 21$ => b = 30 cm

- ✓ Pour les deux blocs, la section de notre poutre est : (b x h) = (30x 30) cm^2

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :**

  b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

  h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

  h/b = 1 < 4 (C.V)

III.7.2. Charges revenantes à la poutre :

R_u = 20.614 kN ; R_{ser} = 14.813 kN

Poids propre de la poutre : 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,13 x 2,52 = 2.84 kN/ml

G_T =5.09 kN

Donc : $P_u = 1.35 \times G_T + R = 1{,}35 \times 5.09 + 20.614 = 27.485$ kN/ml

$P_{ser} = G + R = 5.09 + 14.813 = 19.903$ kN/ml

III.7.3. Calcul des efforts :

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A,R_B) avec la méthode de RDM.

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =43.976 kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =43.976 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =11.727 KN.m et M_{max} (Appuis) =23.453 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 31.844 kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 31.844 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 8.492 kN.m et M_{max} (Appuis) = 16.984 kN.m.

III.7.4. Ferraillage de la poutre palière :

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

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

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.19. Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	11.727	0.038	0.981	1.27	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	23.453	0.076	0.960	2.60	0.9	**3HA12**	3.39

III.7.5. Vérifications :

a) à L'ELS :

Tableau III.20. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	K(N/mm^3)	Y(cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	8.492	3.39	23476.720	0.036	8.021	2.88	C.V
Appuis	16.984	3.39	23476.720	0.072	8.021	5.77	C.V

b) RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0{,}5\%\ bh$

$A_{max} = 4\%\ bh$ zone courante

$A_{max} = 6\%\ bh$ zone de recouvrement

Tableau III.21. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A(cm^2)	A min=4.5cm^2	A max=36cm^2	Correction
Travée	3.39	C.N. V	C.V	**4HA12=**4.52 cm^2
Appuis	3.39	C.N. V	C.V	**4HA12=**4.52 cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{43{,}976.10^3}{300.270} = 0{,}543\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}543\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (C.V)

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

On a :

$A_l \geq (\gamma_s . Vu/f_e) \Rightarrow 4.52\ cm^2 \geq 1.17 cm^2$ (C.V)

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton :

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

$a = \text{Min}\,[b - c - 2\ ;\ 0.9d] = 24.3$ cm

$V_u = 40{,}907$ kN < 486 kN (C.V)

d. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 8{,}57mm$$

$\varphi_t = 8$ mm , $a_t = \frac{\pi.\phi_t^2}{4} = 0{,}5024 cm^2$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ cm^2$, $A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Mi[0{,}9d; 40cm] = 24{,}3$cm

$S_t \leq \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}543-0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -141.634$ cm

Donc on prend : $S_t = \overline{S_t} = 24.3$ cm

d.1. Section minimale d'armatures transversales :

On a : $A_t = 2{,}01 cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 243}{235} = 1{,}24 cm^2$ (C.V)

d.2. Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

On a :

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq \text{Min}\,[7{,}5; 16{,}8] = 7{,}5$cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 15$cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes :

- $S_t = 7$cm (zone nodale)
- $S_t = 15$cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.\ b \leq A_t$

$0{,}003.15.30 = 1.35\ cm^2 < 2.01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0{,}0937 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}0937 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.100 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4{,}52}{30 \times 27} = 0.00558 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0.0105 \qquad \text{(C.V)}$$

III.4. L'ascenseur :

Puisque notre bloc dépasse les 6 niveaux, on va donc installer un ascenseur entre la cage d'escalier de dimensions externe (1.60m x 2.40m).

III.4.1. Définition de l'ascenseur :

Appareil élévateur installe à demeure, desservant des niveaux définis, comportant une cabine, dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant, au moins partiellement, le long de guides verticaux.

III.4.2. Fonction de l'ascenseur :

Les ascenseurs assurent le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. Ils sont installés la plupart du temps dans une cage, une trémie verticale fermée. En général à l'intérieur de l'édifice. Il peut aussi être construit sans cage fermée et être accessible en rebord de la dalle de chaque niveau pour des édifices ayant un noyau évidé de circulation centrale, sans séparation dans la vision des modes de déplacement verticaux, ou se situer en périphérie et même en façade sur l'extérieur avec une cage discernable.

Le mouvement des cabines dans des cages en périphérie peut être vu parfois dans des cages transparentes. Les ascenseurs visibles sont alors des éléments architecturaux identiques à ce que sont les escaliers architecturaux à volées visibles.

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 25 cm, et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieur à 1 m/s.

III.5. Les dalles pleines :

On distingue 2 types :

- Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés
- Type 2 : dalles pleines courbés encastrées sur 2 cotés

On va étudier le cas le plus défavorable qui donne des moments maximaux pour ferrailler.

III.5.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture

III.5.1.1. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, de la flèche maximale.

$T_{ext} = P. f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L.\theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.5.1.2. Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/on schématise :

*****un coté libre par trait continu.

*****un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

*****un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/on appelle :

***** ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

***** ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/*la ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zig-zag.

***** la ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu.

III.5.2. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.22.les actions sur la dalle

	G (kN/m)	**Q (kN/m)**	**P (kN/m)**
ELU	7.65	3.5	15.577
ELS			11.15

Tableau III.23.les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe pour une charge p_u
1	1.174	f/3	6,095.f
2	2*1.665	f/3	17,290.f
		∑	23,385.f

Tableau III.24. Les valeurs du travail interne

Éléments				Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1		+		M	2.61	f/1,305	2.M.f
		-		0,5M	2.61	f/1,305	M.f
2	x	+	2	M	2.56	f/0.965	M.f
		-	2	0,5M	2.56	f/0.965	5.304 M.f
	y	+	2	M	0.965	f/ 2.56	2.652 M.f
		-	2	0.5M	0.965	f/ 2.56	0.752 M.f
						∑	12.084 M.f

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

23,385.f = 12.084 M.f ⇒ M=1.935 (KN.m)

III.5.8. Calcul du ferraillage :

Tableaux III.25.les donnés

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e=1.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa

ρ=Lx/Ly=1.70/2.90=0.72

et $0.4 < 0.72 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

dx=h-e-Ø/2=12.90 cm

dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=11.70 cm

Tableau III.26. Calcul du ferraillage des dalles pleines

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisi	A final (Cm²)
Suivant x	Travée	4.273	0.018	0.991	0.96	1.5	**4HA10**	3.14
	Appuis	2.136	0.009	0.995	0.47	1.5	**4HA10**	3.14
Suivant y	Travée	4.273	0.022	0.989	1.06	1.5	**4HA10**	3.14
	Appuis	2.136	0.011	0.994	0.52	1.5	**4HA10**	3.14

III.5.8.1. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

Tableau III. 27.Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	**Ma**	**Mt**	**Ma**
Mser (kN.m)	3.058	1.529	3.058	1.529
$\overline{\sigma b}$ (MPa)	15			
y1 (cm)	3.046	3.046	2.88	2.88
IG (cm^4)	5515.51	5515.51	4460.28	4460.28
K (N/cm^3)	55.44	27.72	68.56	34.28
σ_b (MPa)	1.68	0.84	1.97	0.98
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui		Oui	

III.5.8.2. Condition d'espacement :

(**Appuis et travée**) : St=100/4=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min (3h=45cm ; 33cm) =33cm

III.5.8.3. Vérification au cisaillement :

Tableau III.28. Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{15.577*1.7*2.9}{2*2.9+1.7} = 10.24\ kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{15.577*1.7*2.9}{3*2.9} = 8.83\ kN$
τu	$\frac{10.24*10^3}{1000*129} = 0.079\ MPa$	$\frac{8.83*10^3}{1000*117} = 0.075\ MPa$
$\overline{\tau u}$	$\frac{0.07*fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau u}$	Oui	Oui

III.5.8.4. Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

$Mx=Pu*Lx^2/8=5.627$ (KN.m)

Tableau III.29. Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**$M_t/(20M_x)$**	**$h/Lx \geq M_t/(20M_x)$**	**$\rho = A_t/(b*d)$**	**$2/f_e$ (MPa)**	**$\rho \leq 2/fe$**
0.088	0.027	Oui	0.0018	0.0050	Oui

✓ Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.6. La dalle machine de l'ascenseur :

III.7.1. Introduction :

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

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

III.7.2. Prédimensionnement :

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

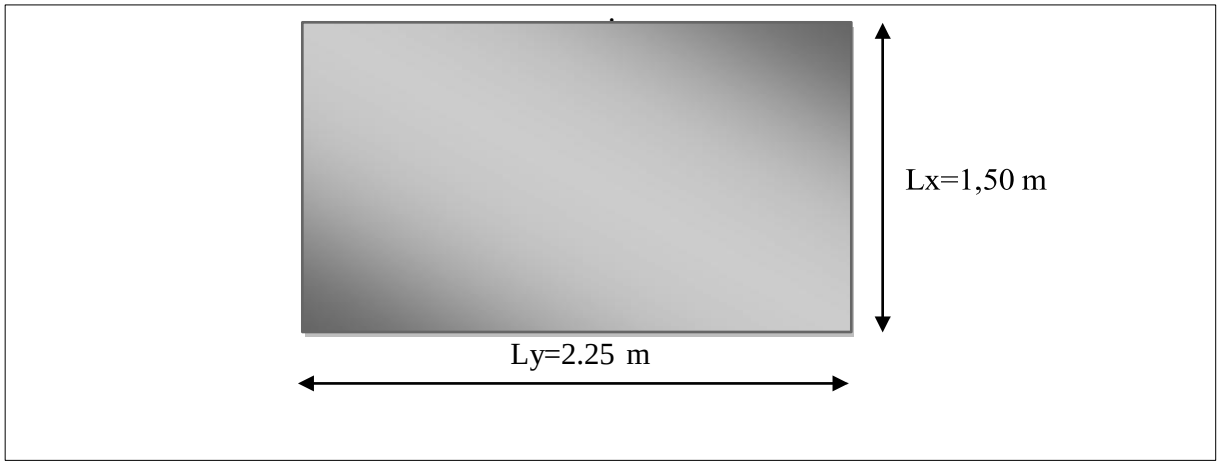


Figure III.16. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \le e \le \frac{150}{40} \Rightarrow 3cm \le e \le 3.75cm$$

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

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.7.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.7.3.a. Charges permanentes G :

Tableau III.30. Charges permanentes

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Dalle pleine**	0.25	25	6.25
2	**Enduit en ciment**	0.02	10	0,36
			TOTAL	**6.61**

III.7.3.b. Poids de la machine supportée :

- q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

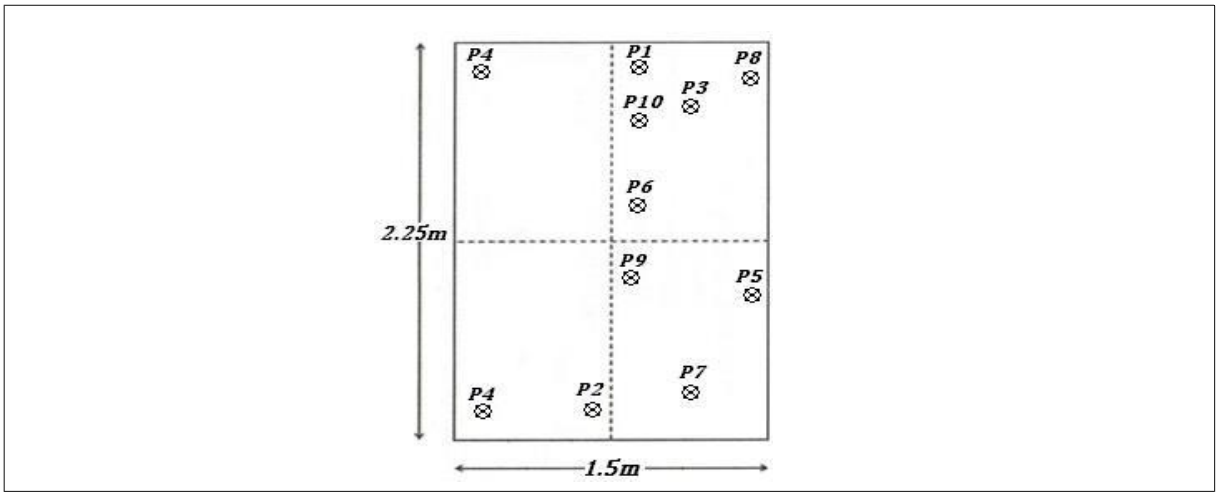


Figure III.14. Différentes charges agissantes sur la dalle

III Tableau III .31. Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 5125.92 kg/m^2 = 51.25 kN/m^2$$

G_{tot}=6.61 + 51.25 = 57.86KN/m^2

III.7.3.c. La charge d'exploitation :

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

Q=5kN/m²

Tableau III.32. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_U (kN/m²)	P_{Ser}(kN/m²)
57.86	5	85.62	62.86

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.7.4. Calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.5}{2.25} = 0.66$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.7.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture (citée précédemment).

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.5}{y}+3\right)}{1.687-0.25y}$$

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 0.75\,y^2 + 0.75\,y - 2.53 = 0 \Rightarrow y = 1{,}05\ m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

$$M_t = M = 0.107.q_u = 0.107 \times (85{,}62) = 9.16\ KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 9.16 = 4.58\ KN.m$$

❖ **Calcul du ferraillage :**

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

Tableau III.33. Les données

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\ cm \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\ cm \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III -34 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Sens x	**En travée**	9.16	0.012	0.994	1.17	0	2.5
	En appuis	4.64	0.006	0.997	0.59	0	2.5
Sens y	**En travée**	9.16	0.014	0.993	1.23	0	2.5
	En appuis	4.64	0.007	0.996	0.62	0	2.5

❖ **Condition de non-fragilité :**

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

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14\ cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition d'espacement :**

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

On prend : S = 25 cm

III.7.5. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 48.16KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{48,16 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.214 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifié)}$$

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 42.81KN$$

$$\tau_u = \frac{42.81 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.199 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifié)}$$

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

III.7.6. Vérification à l'E.L.S :

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

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.35. Calcul de Mser

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	**Travée**	$0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72$
	Appuis	$0.5*M_t=0.5*6.72=3.36$
Sens y	**Travée**	$0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72$
	Appuis	$0.5*M_t=0.5*6.72=3.36$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

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

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

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

Tableau III.36. Vérification à l'ELS

		M_{ser} (KN.m	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	**Travée**	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	Oui
Sens y	**Travée**	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	Oui

III.7.7. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}166 > 0{,}0425 \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 0{,}166 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 1{,}115.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

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

III.7.8. Vérification de non-poinçonnement :

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

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

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 KN, γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

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

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

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

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie)

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

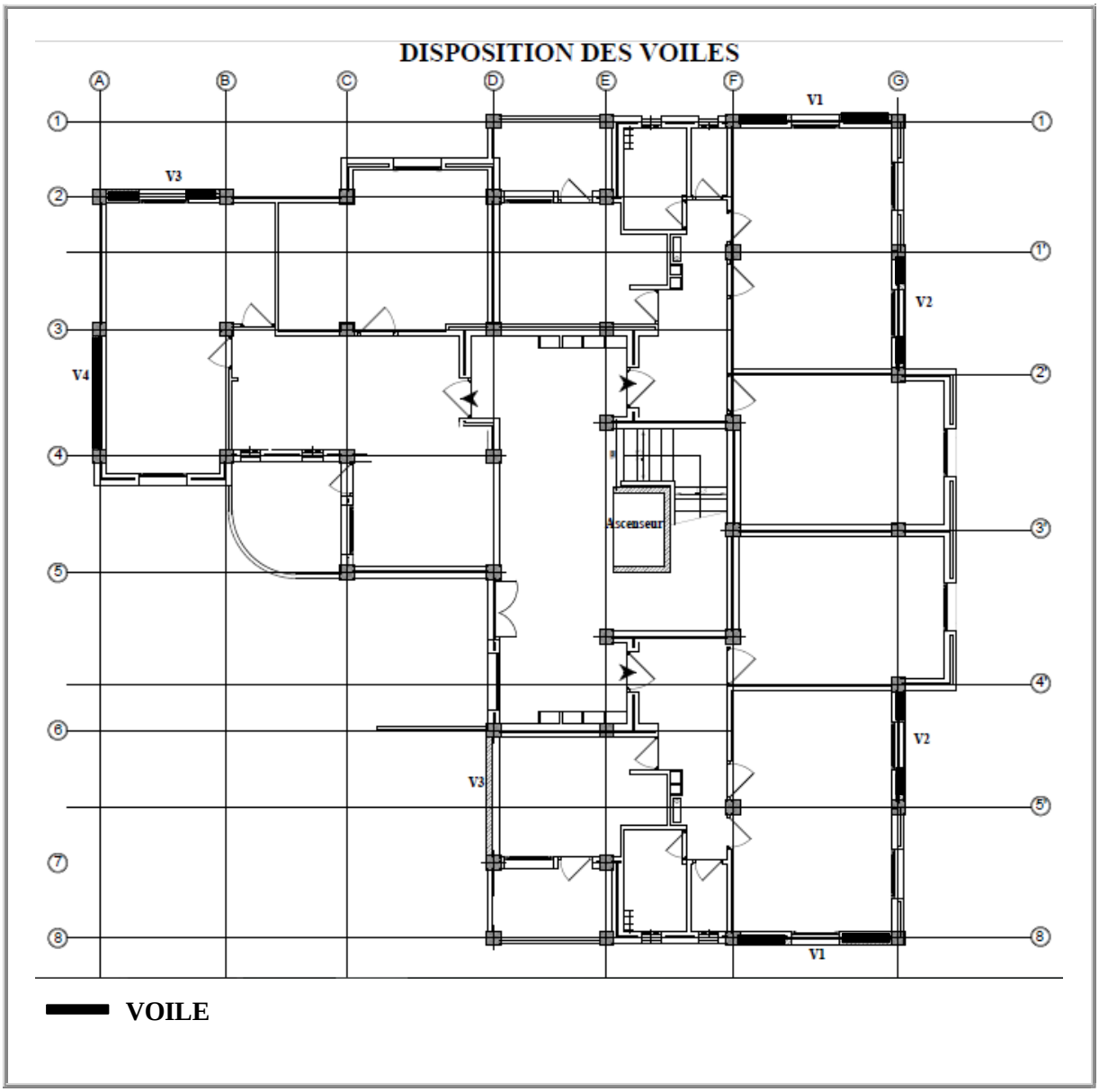
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

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

Avec :

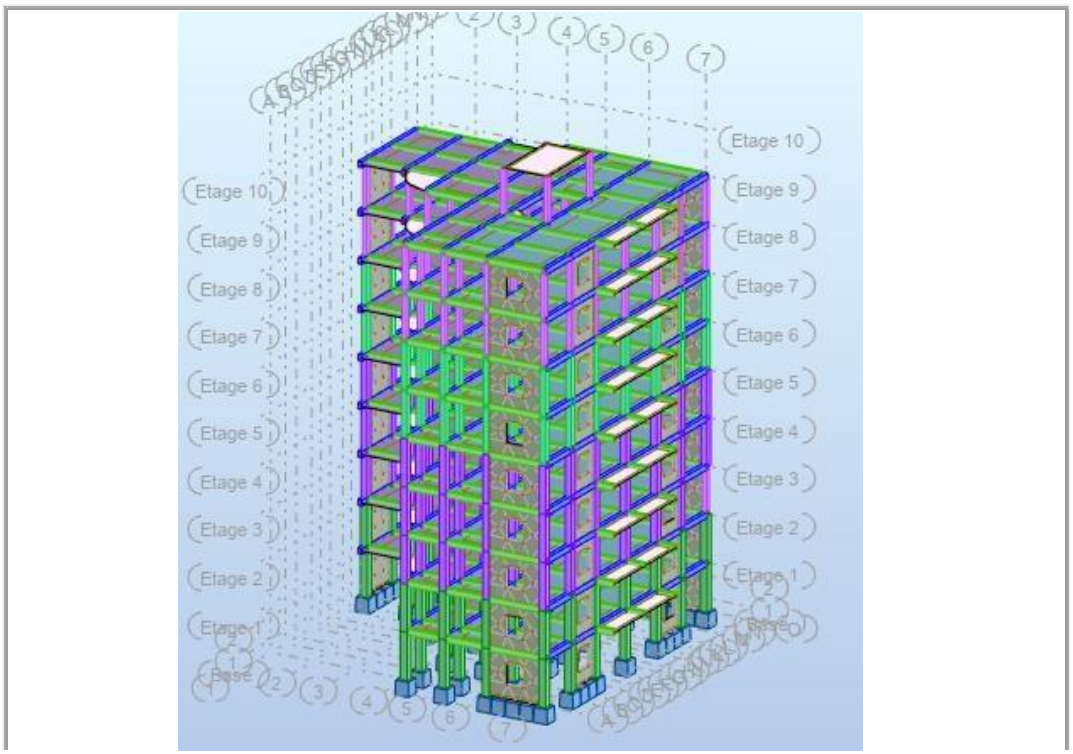
- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- Vue 2 D :



Figures IV.1. Disposition des voiles en 2D

- Vue 3D :



Figures IV.2. Disposition des voiles en 3D

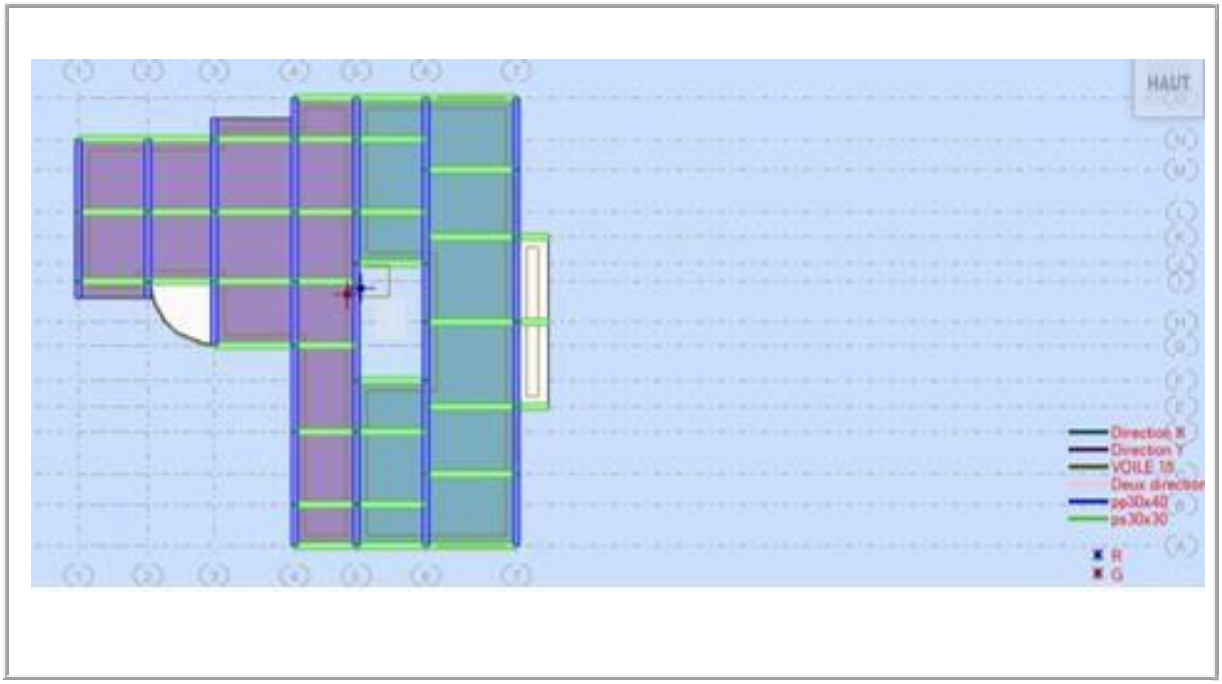


Figure IV.3. Vue en plan

Lx=21.20 m

Ly=20.40 m

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kg)	X_G(m)	Y_G(m)
+32.30	21334.595	13.98	7.45
+29.07	435874.89	12.00	8.69
+25.84	426026.09	12.00	8.69
+22.61	471270.76	12.00	8.69
+19.38	471270.76	12.00	8.69
+16.15	498740.74	12.00	8.69
+12.92	498740.74	12.00	8.69
+9.69	496922.87	12.00	8.69
+6.46	529442.48	12.00	8.69
+3.23	531565.25	12.00	8.69

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.
  - Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
    - ♦ Pour les poteaux '1' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
    - ♦ Pour les poteaux '2' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
    - ♦ Pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Le centre de torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)
+32.30	152864.99	55473.68	13.98	7.45
+29.07	16146202.31	15676419.20	12.61	8.97
+25.84	15744994.78	15318876.40	12.61	8.97
+22.61	17694706.67	16917523.91	12.61	8.97
+19.38	17694906.29	16917723.53	12.61	8.97
+16.15	18876556.93	17884857.02	12.61	8.97
+12.92	18876756.54	17885056.63	12.61	8.97
+9.69	18730497.00	17774346.43	12.61	8.97
+6.46	20196279.12	18963838.41	12.61	8.97
+3.23	20200811.06	18964640.14	12.61	8.97

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+32.30	13.98	7.45	0.00	13.98	7.45	0.00
+29.07	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+25.84	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+22.61	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+19.38	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+16.15	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+12.92	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+9.69	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+6.46	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28
+3.23	12.00	8.69	0.61	12.61	8.97	0.28

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

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

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

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
+32.30	3.20	5.40	0.16	0.27
+29.07	21.20	20.40	1.06	1.02
+25.84	21.20	20.40	1.06	1.02
+22.61	21.20	20.40	1.06	1.02
+19.38	21.20	20.40	1.06	1.02
+16.15	21.20	20.40	1.06	1.02
+12.92	21.20	20.40	1.06	1.02
+9.69	21.20	20.40	1.06	1.02
+6.46	21.20	20.40	1.06	1.02
+3.23	21.20	20.40	1.06	1.02

IV.2.3.C. <u>Effets de la torsion accidentelle</u> [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

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

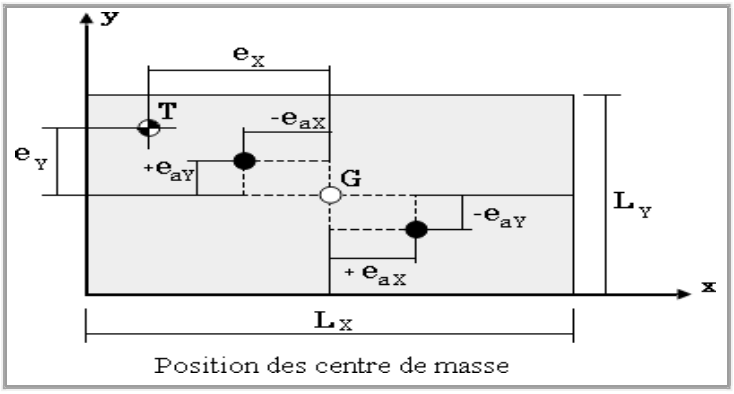


Figure IV.4. Position du centre de masse

L'excentricité totale est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité totale

	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité accidentelle 5% L		Excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\,acc}$	$\pm e_{y\,acc}$	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{y\,ac})$	$(e_y - e_{y\,ac})$
9	13.98	7.45	13.98	7.45	0.16	0.27	0.16	-0.16	0.27	-0.27
8	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
7	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
6	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
5	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
4	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
3	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
2	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
1	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74
RDC	12.00	8.69	12.61	8.97	1.06	1.02	1.67	-0.45	1.3	-0.74

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

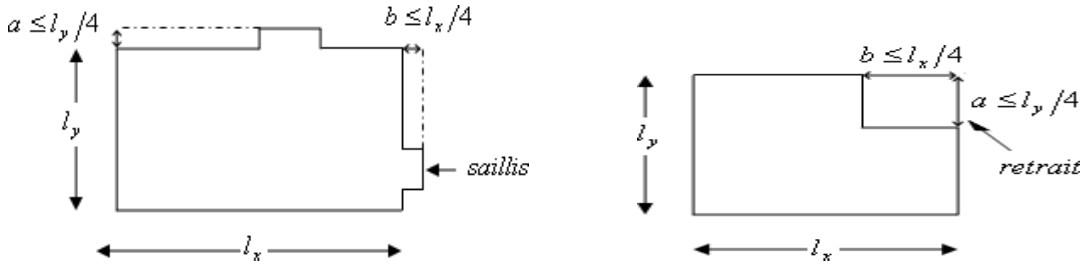
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

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

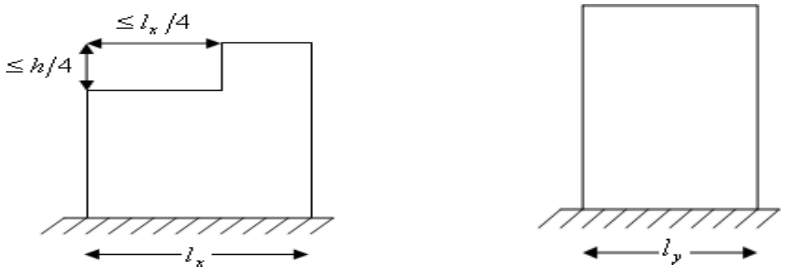
1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

a) Régularité en plan :



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

b) Régularité en élévation :



- (C.N.V) car on a un retrait en élévation

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht=32.3 m <23 m **(C.N.V)**

✓ Donc selon **[1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'ROBOT .2020'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier 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.3.3.3. Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

a. **Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄**

Tableau IV.6. Coefficient d'accélération de zone

Zone	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
IIa	0.25	0.20	**0 15**	0.10

b. **Facteur de correction d'amortissement η :**

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **[1] ►► [Tab4.2] ◄◄**

Avec remplissage dense → **η = 0,882**

c. **Coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄**

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 23**) qui sont données ci-après.

- Verticalement :

Somme de réactions totales à la base : Fz= 162958.01 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz= 23537.15 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz= 139420.86 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 14.44 %

- Horizontalement :

Suivant Ex :

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x : Fx=15905.93 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles des voiles : Fx=8924.08 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fx=6981.85 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 56.10 %

Suivant Ey :

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : Fy=15396.63 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fy=7068.69 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fy=8327.94 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 45.91 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément **[1] : ►► [Art.3.4. A.2] ◄◄**

Ce type de contreventement (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles) doit vérifier les conditions suivantes :

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

Donc : **R= 5**

d. Facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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.7. Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	**Suivant X**		**Suivant Y**	
		Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

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

e. Périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

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

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

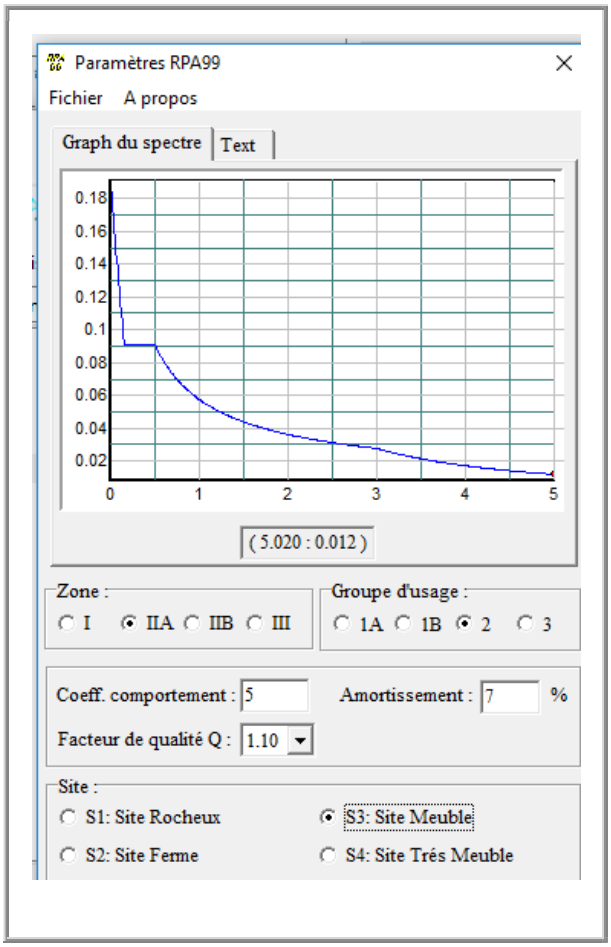


Figure IV.5. Spectre de réponse

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement des 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.
- Vérification des sollicitations normales.

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

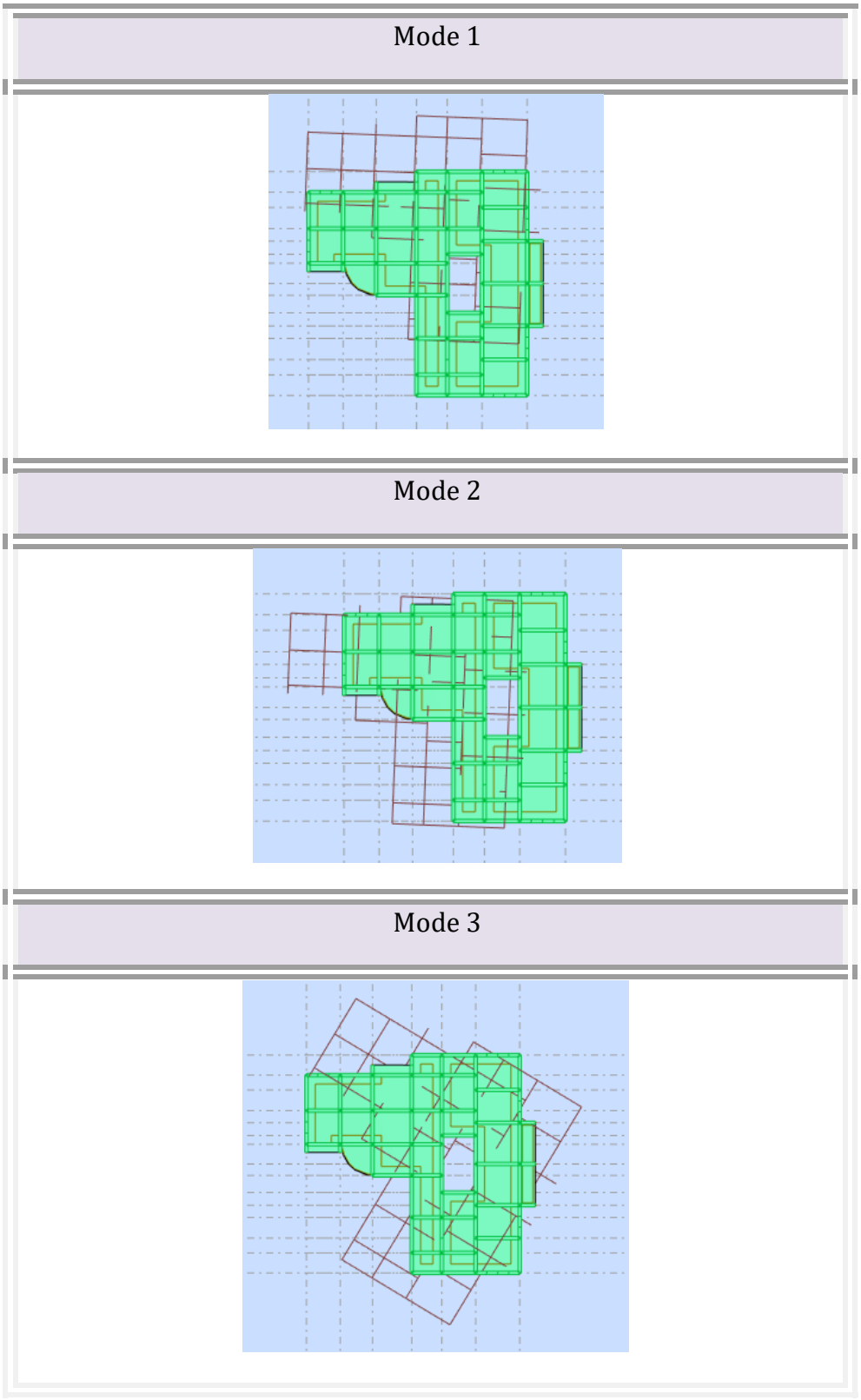


Figure IV.6. Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0.26	66.50	0.00
Mode 2	65.56	0.30	0.00
Mode 3	0.32	0.23	0.00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation pure suivant Y	Translation pure suivant X	Rotation autour de Z

IV.4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : **[1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄**

Tableau IV.9. Coefficient de participation massique

Mode	**Période (s)**	**Masses cumulées (%)**		
		Sens x	**Sens-y**	**Sens z**
1	0.89	0.26	66.5	0
2	0.84	65.82	66.8	0
3	0.62	66.14	67.03	0
4	0.33	66.14	67.03	0
5	0.33	66.14	67.03	0
6	0.32	66.14	67.15	0
7	0.32	66.16	68.67	0
8	0.32	67.16	68.69	0
9	0.32	67.26	68.7	0
10	0.31	67.27	68.7	0
11	0.31	67.27	68.81	0
12	0.25	67.28	84.19	0
13	0.23	84.68	84.19	0
14	0.16	84.76	84.21	0
15	0.12	84.76	90.97	0
16	0.11	**91.44**	**90.97**	0

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 16^{éme} mode.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

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

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

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

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

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{2/3}\left(3.0/T\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄
(Avec site S3)

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

ξ = 7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄
(Avec remplissage dense) → **η = 0,882 ≥0.7 (C.V)**

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimums des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

C_T=0.05 →Tx=Ty=0.05*32.30$^{3/4}$=0.677 s

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$ [1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄

$$\begin{cases} T_x = 0.631 \text{ s} \\ T_y = 0.643 \text{ s} \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont : $\begin{cases} \mathbf{Tx = 0.631\ s} \\ \mathbf{Ty = 0.643\ s} \end{cases}$ **ϵ (0.5; 3 s)**

Alors : Dx=Dy=2.5**η** (T2/T)$^{2/3}$, Donc : $\begin{cases} \mathbf{Dx = 1.888} \\ \mathbf{Dy = 1.864} \end{cases}$

W : poids total de la structure :

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

β = 0.2 **[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W=43811.8918 kN

Tableau IV.10. 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	1.888	1.864	5	1.1	1.1	43811.8918	2729.65	2694.95

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t > 0.8*V$
X	2729.65	1997.32	2183.72	**C.N.V**
Y	2694.95	1931.08	2155.96	**C.N.V**

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse $V_t < 0.80$ V, (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.09$$

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.11$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.09 », et le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.11 ».

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

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

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 :

$$\begin{cases} Mt_X = Y_G.Wi \\ Mt_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

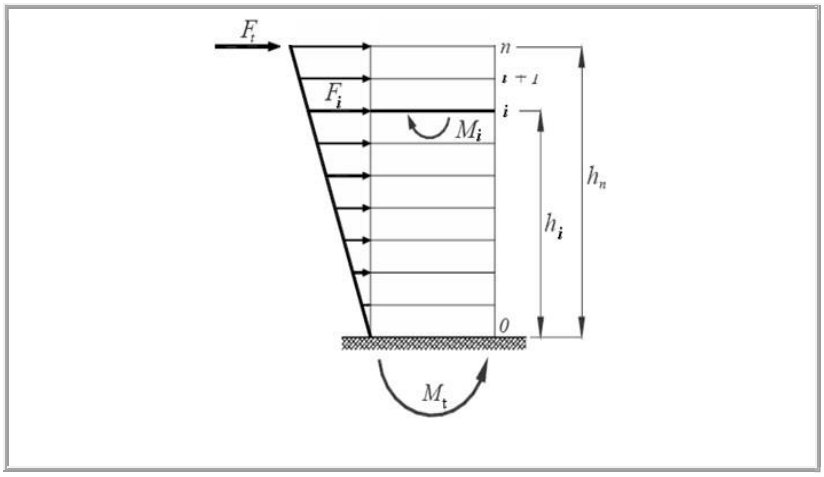


Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄:

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

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

On a:

- Tx = 0.631 s → Ft = 0
- Ty = 0.643 s → Ft = 0

Donc on a:

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

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right).V_y = \alpha_y.V_y$$

Vx = 1997.32*1.09=2177.0788 KN

Tableau IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+32.30	213.34595	6891.074185	0.010044288	21.86720647
+29.07	4358.7489	126708.8305	0.184688189	402.0807409
+25.84	4260.2609	110085.1417	0.160457842	349.3293661
+22.61	4712.7076	106554.3188	0.155311387	338.125128
+19.38	4712.7076	91332.27329	0.133124046	289.8215383
+16.15	4987.4074	80546.62951	0.117403113	255.5958284
+12.92	4987.4074	64437.30361	0.09392249	204.4766618
+9.69	4969.2287	48151.8261	0.070185113	152.7985216
+6.46	5294.4248	34201.98421	0.049852109	108.5319696
+3.23	5315.6525	17169.55758	0.025025994	54.48356099
SOMME		686068.9395	/	/

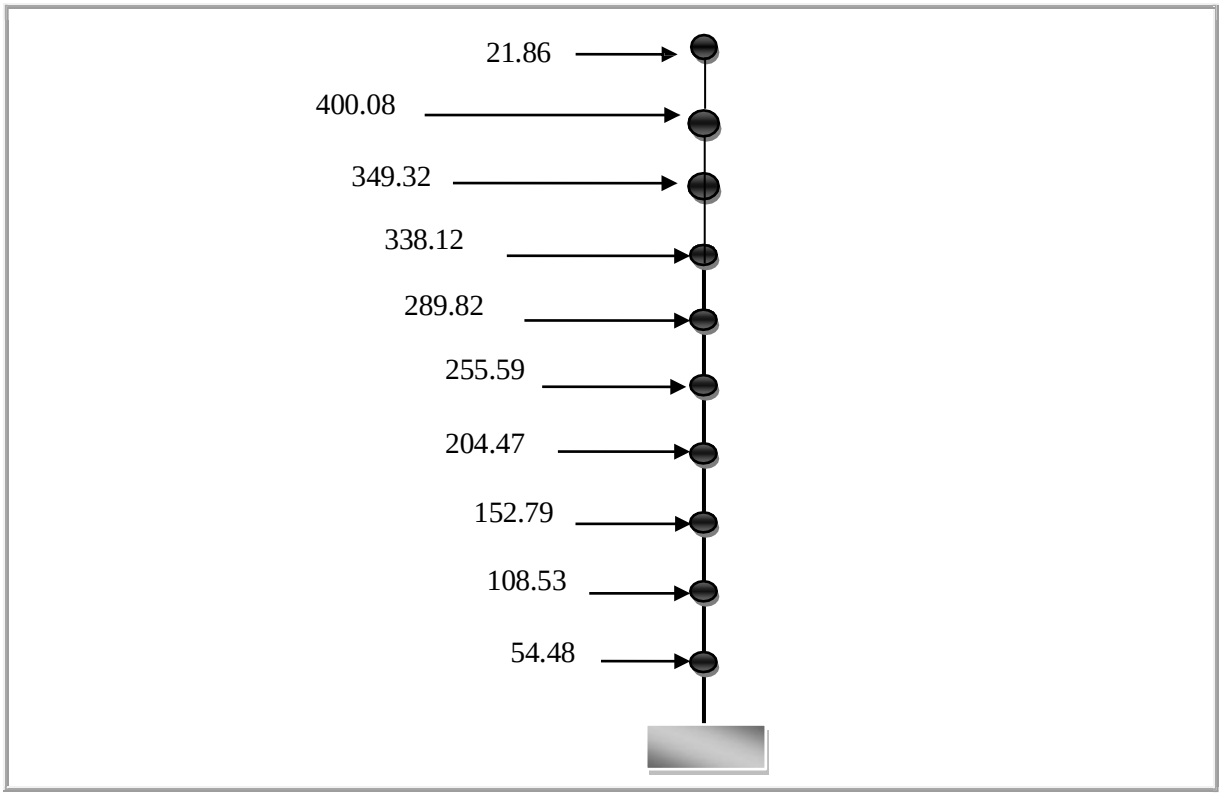


Figure IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy =1931.08*1.11= 2143.4988 KN

Tableau IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+32.30	213.34595	6891.074185	0.010044288	21.5299193
+29.07	4358.7489	126708.8305	0.184688189	395.878911
+25.84	4260.2609	110085.1417	0.160457842	343.941192
+22.61	4712.7076	106554.3188	0.155311387	332.909772
+19.38	4712.7076	91332.27329	0.133124046	285.351233
+16.15	4987.4074	80546.62951	0.117403113	251.653432
+12.92	4987.4074	64437.30361	0.09392249	201.322745
+9.69	4969.2287	48151.8261	0.070185113	150.441705
+6.46	5294.4248	34201.98421	0.049852109	106.857936
+3.23	5315.6525	17169.55758	0.025025994	53.6431881
SOMME		686068.9395	/	/

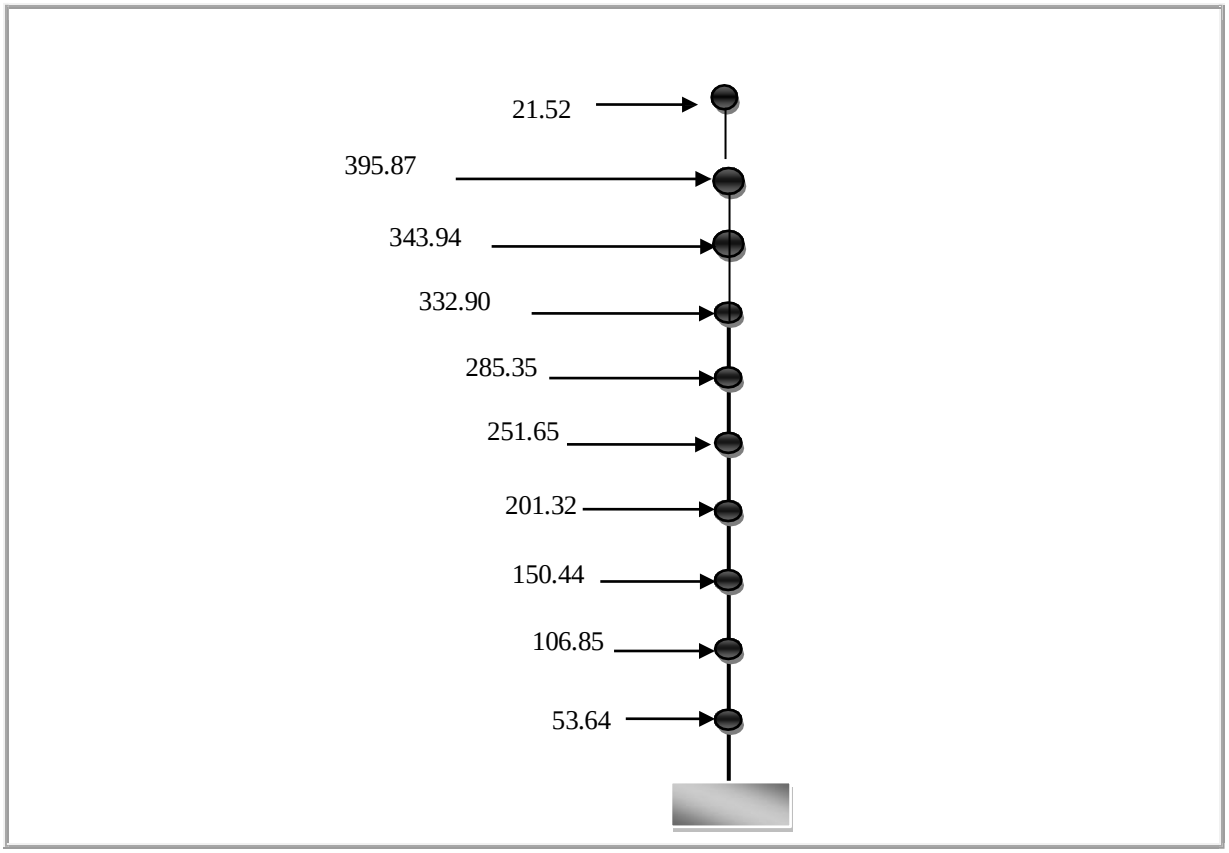


Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2. Moment de renversement :

Tableau IV.14. Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+32.30	21.86720647	21.5299193	706.310769	695.4163934
+29.07	402.0807409	395.878911	11688.4871	11508.19994
+25.84	349.3293661	343.941192	9026.67082	8887.440401
+22.61	338.125128	332.909772	7645.00914	7527.089945
+19.38	289.8215383	285.351233	5616.74141	5530.106896
+16.15	255.5958284	251.653432	4127.87263	4064.202927
+12.92	204.4766618	201.322745	2641.83847	2601.089865
+9.69	152.7985216	150.441705	1480.61767	1457.780121
+6.46	108.5319696	106.857936	701.116524	690.3022666
+3.23	54.48356099	53.6431881	175.981902	173.2674976
		∑Mo	43810.6465	43134.89626

IV.4.4.3. Moment stabilisant :

Tableau IV.15. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+32.30	213.34595	13.98	7.45	2982.576381	1589.427328
+29.07	4358.7489	12.00	8.69	52304.9868	37877.52794
+25.84	4260.2609	12.00	8.69	51123.1308	37021.66722
+22.61	4712.7076	12.00	8.69	56552.4912	40953.42904
+19.38	4712.7076	12.00	8.69	56552.4912	40953.42904
+16.15	4987.4074	12.00	8.69	59848.8888	43340.57031
+12.92	4987.4074	12.00	8.69	59848.8888	43340.57031
+9.69	4969.2287	12.00	8.69	59630.7444	43182.5974
+6.46	5294.4248	12.00	8.69	63533.0976	46008.55151
+3.23	5315.6525	12.00	8.69	63787.83	46193.02023
		∑Mt		526165.126	380460.7903

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ **[5]**

Tableau IV.16. Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
526165.126	380460.7903	43810.6465	43134.89626	12.19	8.82	C.V

- ✓ Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.5. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1] \blacktriangleright\blacktriangleright [\text{Art4.4.3}] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

- δ_{ek} : Déplacement du 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 **[1]: ►► [Art5.10]** ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{he}$$

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_K (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+32.30	10.6			
		1.60	3.23	Oui
+29.07	9.0			
		1.20	3.23	Oui
+25.84	7.8			
		1.20	3.23	Oui
+22.61	6.6			
		1.20	3.23	Oui
+19.38	5.4			
		1.20	3.23	Oui
+16.15	4.2			
		1.20	3.23	Oui
+12.92	3.0			
		1.00	3.23	Oui
+9.69	2.0			
		1.00	3.23	Oui
+6.46	1.0			
		0.60	3.23	Oui
+3.23	0.4			

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_K (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+32.30	10.7			
		1.00	3.23	Oui
+29.07	9.7			
		1.20	3.23	Oui
+25.84	8.5			
		1.30	3.23	Oui
+22.61	7.2			
		1.30	3.23	Oui
+19.38	5.9			
		1.30	3.23	Oui
+16.15	4.6			
		1.30	3.23	Oui
+12.92	3.3			
		1.10	3.23	Oui
+9.69	2.2			
		1.10	3.23	Oui
+6.46	1.1			
		0.70	3.23	Oui
+3.23	0.4			

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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

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

- 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 $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19. 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**
+32.30	213.34595	21.86720647	21.86	1.60	0.0048345	C.V
+29.07	4572.09485	402.0807409	423.94	1.60	0.00286971	C.V
+25.84	8832.35575	349.3293661	773.27	1.20	0.0015222	C.V
+22.61	13545.06335	338.125128	1111.39	1.20	0.00098462	C.V
+19.38	18257.77095	289.8215383	1401.21	1.20	0.0007944	C.V
+16.15	23245.17835	255.5958284	1656.80	1.20	0.00082815	C.V
+12.92	28232.58575	204.4766618	1861.27	1.20	0.00082815	C.V
+9.69	32201.81445	152.7985216	2014.06	1.00	0.00192511	C.V
+6.46	38496.23925	108.5319696	2122.59	1.00	0.00540473	C.V
+3.23	43811.89175	54.48356099	2177.07	0.60	0.02020424	C.V

Tableau IV.20. 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
+32.30	213.34595	21.5299193	21.52	1.00	0.0030693	C.V
+29.07	4572.09485	395.878911	417.39	1.00	0.00115656	C.V
+25.84	8832.35575	343.941192	761.33	1.20	0.0006231	C.V
+22.61	13545.06335	332.909772	1094.24	1.30	0.00044348	C.V
+19.38	18257.77095	285.351233	1379.59	1.30	0.00039369	C.V
+16.15	23245.17835	251.653432	1631.24	1.30	0.00045159	C.V
+12.92	28232.58575	201.322745	1832.56	1.30	0.00070003	C.V
+9.69	32201.81445	150.441705	1983.00	1.10	0.00129046	C.V
+6.46	38496.23925	106.857936	2089.85	1.10	0.00404769	C.V
+3.23	43811.89175	53.6431881	2143.49	0.70	0.01792973	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7. Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

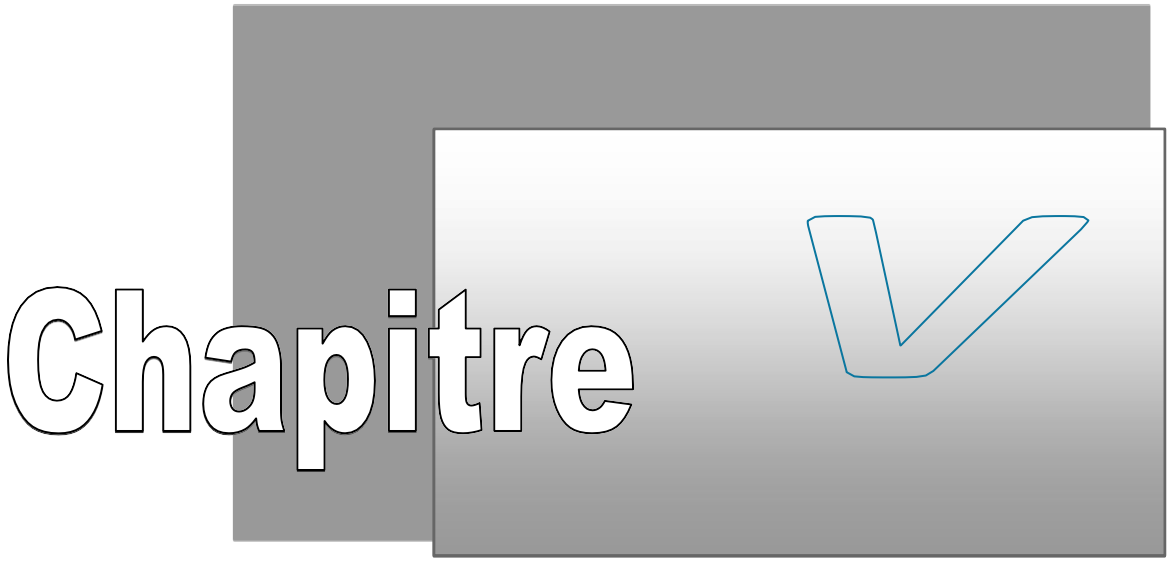
- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.21. Vérifications des sollicitations normales

	N_d (KN)	B_c (mm^2)	f_{c28} (MPa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
+32.30	48.53	90000	25	0.021	C.V
+29.07	167.79	90000	25	0.074	C.V
+25.84	275.16	90000	25	0.12	C.V
+22.61	397.04	160000	25	0.09	C.V
+19.38	529.53	160000	25	0.13	C.V
+16.15	677.99	202500	25	0.13	C.V
+12.92	841.64	202500	25	0.16	C.V
+9.69	1141.81	202500	25	0.22	C.V
+6.46	1575.68	250000	25	0.25	C.V
+3.23	1936.16	250000	25	0.30	C.V

Conclusion générale :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc.



Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q

- Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

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

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.

- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- ➢ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Terrasse + rive	**Travée**	31.70	1.35G+1.5Q	0	2.5	**3HA12** =3.39
	Appui	98.95	1.35G+1.5Q	0	8.4	**6HA14** =9.23
Intermédiaire	**Travée**	52.23	1.35G+1.5Q	0	4.2	**4HA12** =4.52
	Appui	98.95	1.35G+1.5Q	0	8.4	**6HA14** =9.23

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Terrasse + rive	**Appui**	102	G+Q+1.09Ex	0	6.50	**6HA12** =6.78
Intermédiaire	**Appui**	67.08	G+Q+1.09Ex	0	4.10	**4HA12** =4.52

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	Position	Mser (KN.m)	Combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse + rive	**Travée**	22.90	G+Q	3.39	4.56	195.94	C.V	C.V
	Appui	72.35	G+Q	9.23	10.04	237.49	C.V	C.V
Intermédiaire	**Travée**	38.34	G+Q	4.52	6.79	246.87	C.V	C.V
	Appui	72.05	G+Q	9.23	10.04	237.49	C.V	C.V

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	Position	Mser (KN.m)	Combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse + rive	**Appui**	102	G+Q+1.09Ex	6.78	5.07	100.15	C.V	C.V
Intermédiaire	**Appui**	67.08	G+Q+1.09Ex	4.52	5.34	134.25	C.V	C.V

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.8. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.20 cm^2	A_{min}RPA =6.00cm^2	Correction
Terrasse + Rive	**Appui**	3.39	C.V	C.N.V	**6HA12**
	Travée	9.23	C.V	C.V	**6HA14**
Intermédiaire	**Appui**	4.52	C.V	C.N.V	**6HA12**
	Travée	9.23	C.V	C.V	**6HA14**

Tableau V.9. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA =0.90 cm^2	A_{min}RPA =4.50 cm^2	Correction
Terrasse + Rive	**Appui**	6.78	C.V	C.V	**6HA12**
Intermédiaire	**Appui**	4.52	C.V	C.V	**4HA12**

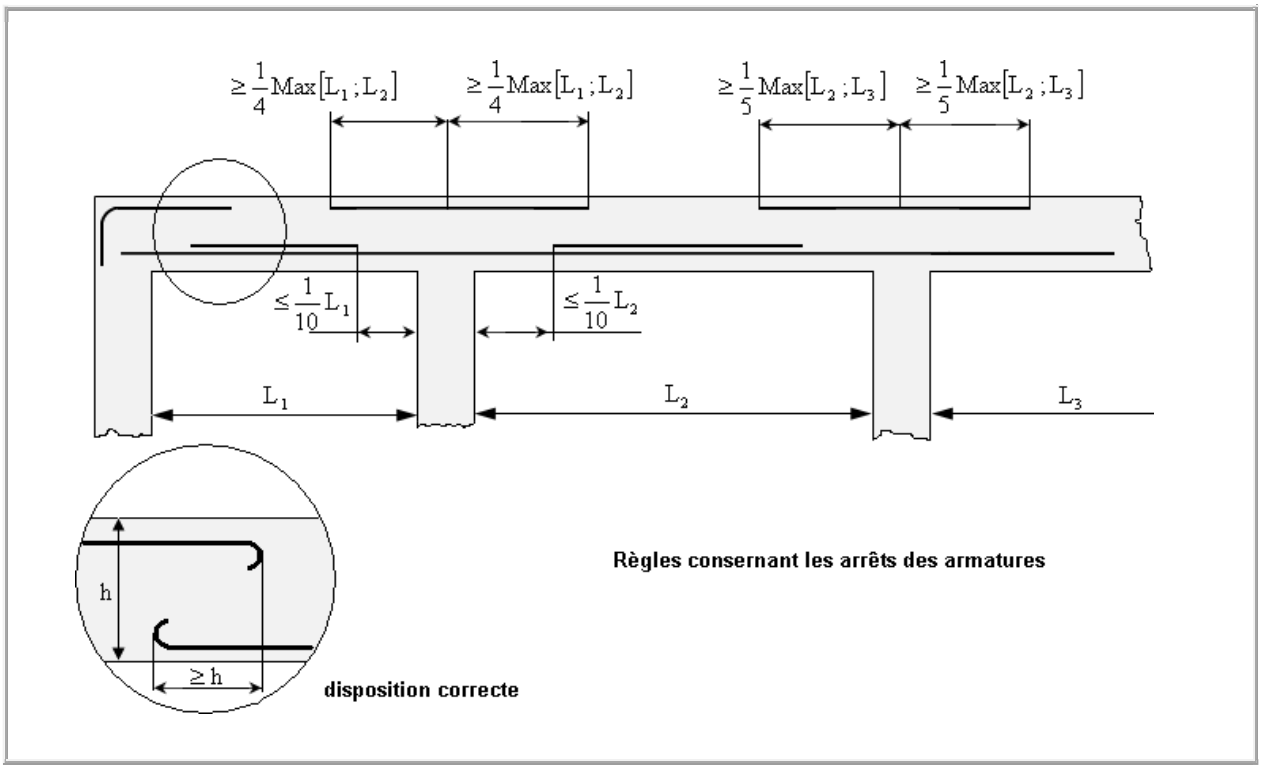


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

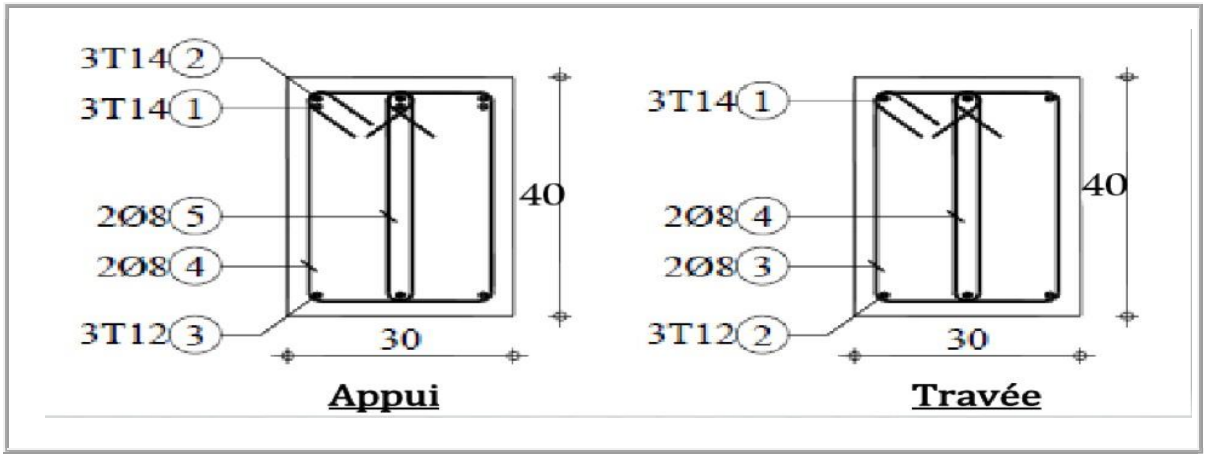


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales (terrasse + rive)

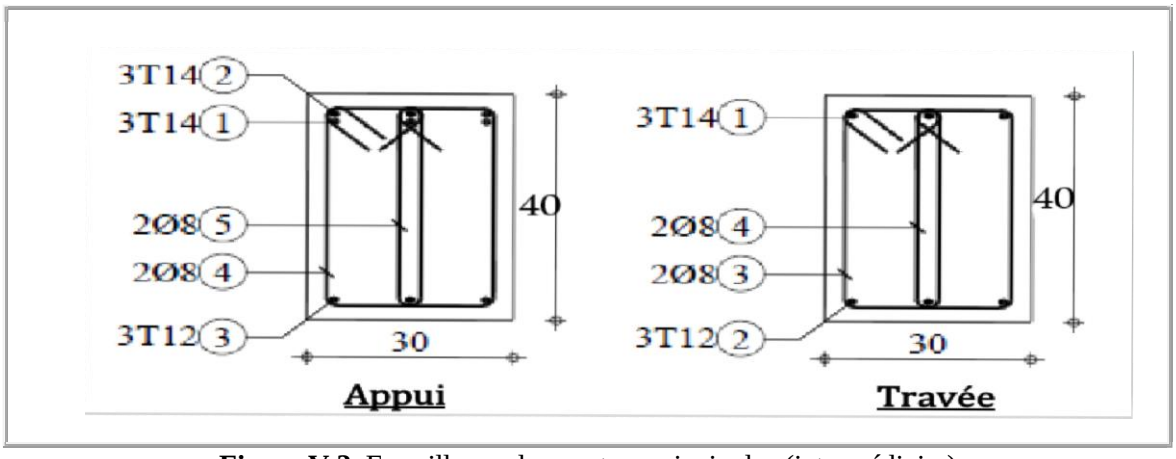


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales (intermédiaire)

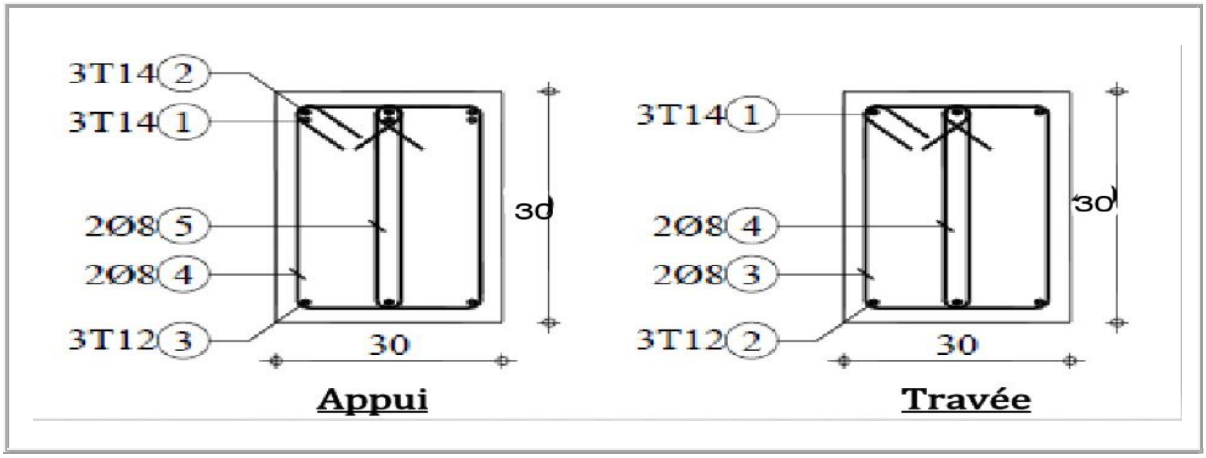


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires (terrasse + rive)

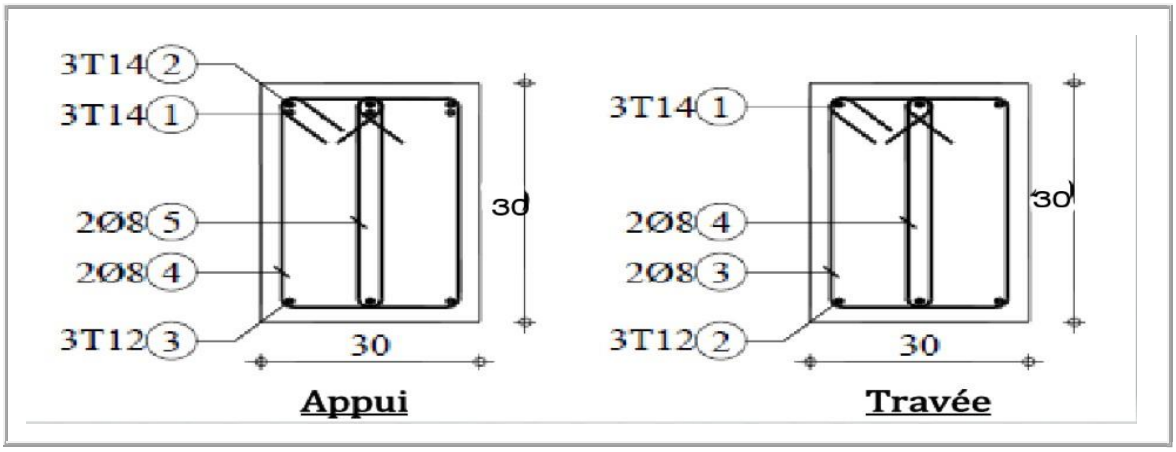


Figure V.5. Ferraillages des poutres secondaires (intermédiaire)

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tableau V.10. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	**Les fissurations est préjudiciable**	**Les fissurations sont peu nuisibles**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	
Situation accidentelle	$\bar{\tau}$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤$\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	76.06	G+Q+Ex	0.60	3.26	C.V
	Etages	100.95	G+Q+Ex	0.80	4.34	C.V
Rive	Terrasse	62.97	G+Q+Ex	0.49	3.26	C.V
	Etages	87.99	G+Q-Ex	0.69	3.26	C.V

Tableau V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	τu≤$\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	42.32	G+Q+Ey	0.44	3.26	C.V
	Etages	48.00	G+Q+Ey	0.50	4.34	C.V
Rive	Terrasse	129.35	G+Q-Ey	1.34	3.26	C.V
	Etages	184.93	G+Q+Ey	1.92	3.26	C.V

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

D'après **CBA 93** :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τu (MPa)	S_t (cm)	A_t cm²	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30x35	1.92	109.84	2.01	8	15	1.35	10	20	**4Ø8**
30x45	0.80	833.55	2.01	10	20	1.8	10	20	**4Ø8**

V.2.7. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K.M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.85

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.112	0.062	C.V	0.112	0.085	C.V	0. 0073	0.0105	C.V
PS	0.094	0.062	C.V	0.094	0.085	C.V	0.0104	0.0105	C.V

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_l = min\ \{ \begin{matrix} 4\ cm^2\ \ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \text{ B: section de béton comprimé} \end{matrix}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄ :**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

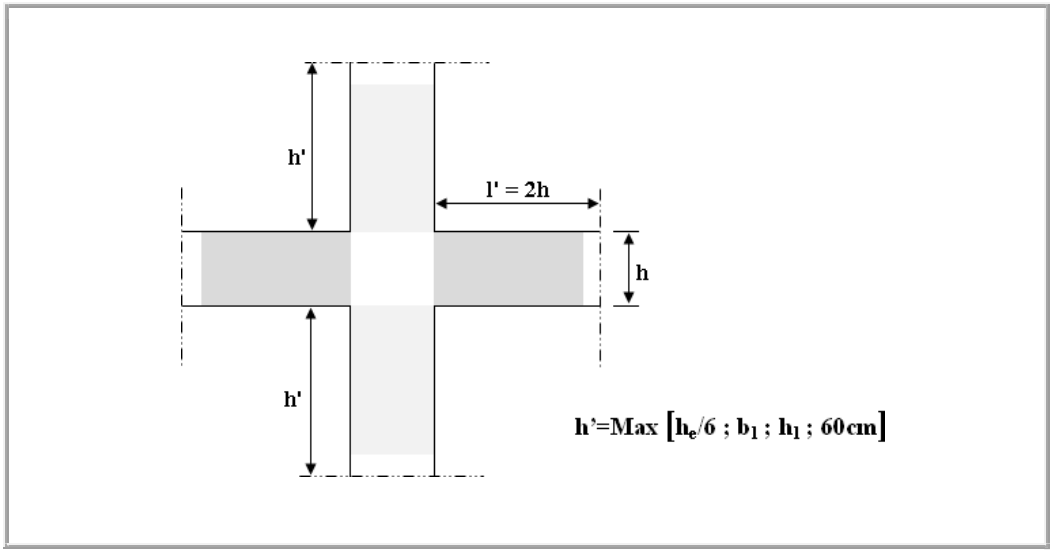


Figure V.6. Définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$$0{,}8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\% \text{ : En zone courante}$$

$$0{,}8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \text{ : En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

- Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8G ± E
  - ✓ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.15. Détermination des sollicitations

	Nmax(kN) (ELU)	Mcorr(kN.m)	Nmin(kN) (ELU)	Mcorr(kN.m)	M_{max}(kN.m)	Ncorr(kN)
Rive 30*30	320.18	7.12	63.87	4.22	33.02 **(G+Q-1.11EY)**	231.32
inter 30*30	366.32	11.16	189.36	14.27	31.50 **(G+Q-1.11EY)**	217.23
Rive 40*40	658.85	10.46	156.32	5.27	59.67 **(G+Q+1.11EY)**	311.68
inter 40*40	679.66	18.03	363.78	24.35	60.81 **(G+Q-1.11EY)**	264.34
Rive 45*45	1207.99	31.38	310.21	3.82	59.89 **(G+Q-1.11EY)**	485.64
inter 45*45	1177.38	18.59	660.37	19.20	60.67 **(G+Q+1.11EY)**	559.78
Rive 50*50	1610.01	9.29	411.41	2.14	52.55 **(G+Q-1.11EY)**	621.66
inter 50*50	1534.03	15.96	897.42	9.80	53.41 **(G+Q+1.11EY)**	1085.66

Tableaux V.16. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	$A_{calculé/face}$ (cm^2)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
					Nodale	**Courante**	
Rive 30*30	2.40	9.60	0.90	7.20	54	36	**4HA12 + 4HA14**=10.67
inter 30*30	2.40						
Rive 40*40	3.20	12.80	1.60	12.80	96	64	**4HA14 + 4HA16**=14.19
inter 40*40	3.20						
Rive 45*45	3.60	14.40	2.025	16.20	121.5	81	**2HA14 + 8HA16**=19.16
inter 45*45	3.60						
Rive 50*50	4.00	16.00	2.50	20.00	150	100	**10HA16=** 20.10
inter 50*50	4.00						

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right) = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right) = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{l_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{l_f}{a}$$

V.3.2.c. <u>Vérification des contraintes tangentielles :</u>

Tableau V.17. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	G+Q-1.11Ey	19.34	0.23	26.07	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	G+Q-1.11Ey	36.86	0.24	19.55	0.075	1.875	4.34	C.V
45x45	G+Q-1.11Ey	36.66	0.19	17.38	0.075	1.875	4.34	C.V
50x50	G+Q-1.11Ey	24.98	0.10	15.64	0.075	1.875	4.34	C.V

V.3.2.d. <u>Calcul des armatures transversales :</u>

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄ :**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t . a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{At * fet}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

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
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min ($10\phi_l$, 15 cm) en zone IIa
  - Dans la zone courante : $St \leq 15\ \phi_l$ en zone IIa
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau V.18. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	$St_{cal\ CBA}$ (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{finale}	Choix
30x30	19.34	2.01	7.53	2.5	65.85	cour	29.30	15 cm	**4Ø8**
						nod		10 cm	**4Ø8**
40x40	36.86	2.01	5.65	2.5	25.50	cour	20.5	15 cm	**4Ø8**
						nod		10 cm	**4Ø8**
45x45	36.66	2.01	5.02	2.5	22.79	cour	23.19	15cm	**4Ø8**
						nod		10 cm	**4Ø8**
50x50	24.98	2.01	4.52	2.5	29.99	cour	37.81	15cm	**4Ø8**
						nod		10 cm	**4Ø8**

❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau V.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	cour	0.44	C.V
	nod	0.67	C.V
40x40	cour	0.33	C.V
	nod	0.50	C.V
45x45	cour	0.29	C.V
	nod	0.44	C.V
50x50	cour	0.26	C.V
	nod	0.40	C.V

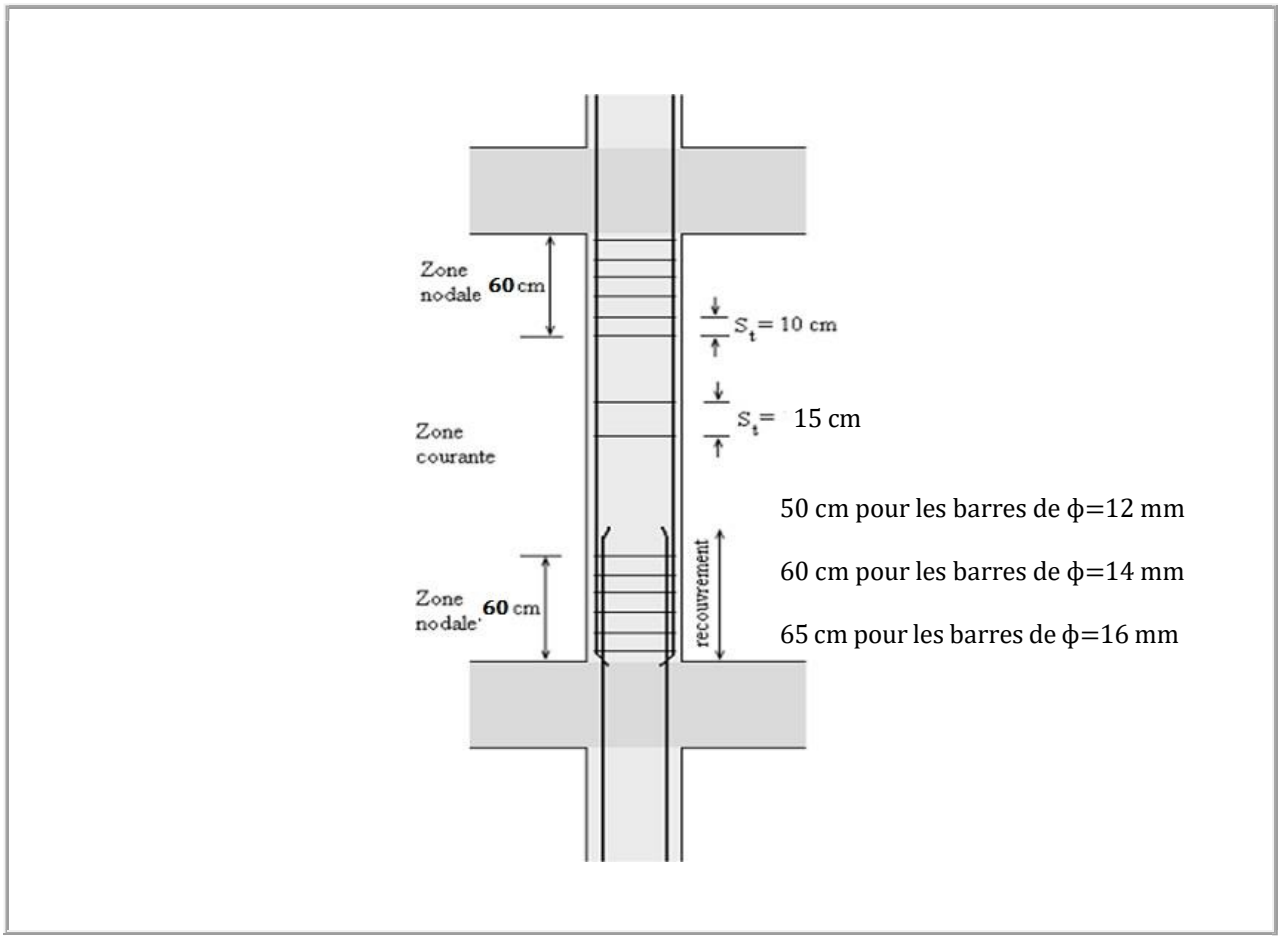


Figure V.7. Disposition des armatures pour les poteaux

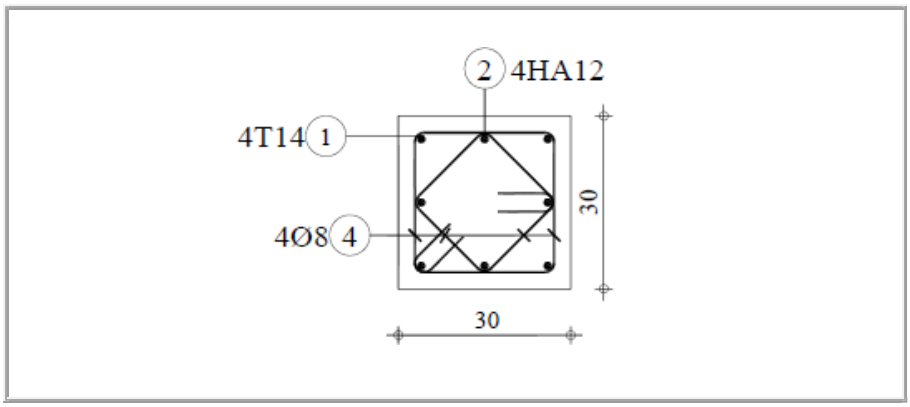


Figure V.8. Ferraillage des poteaux section (30x30)

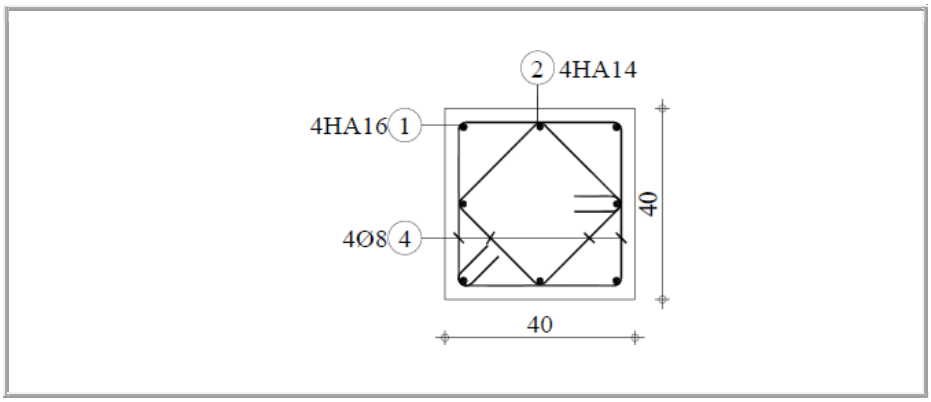


Figure V.9. Ferraillage des poteaux section (40x40)

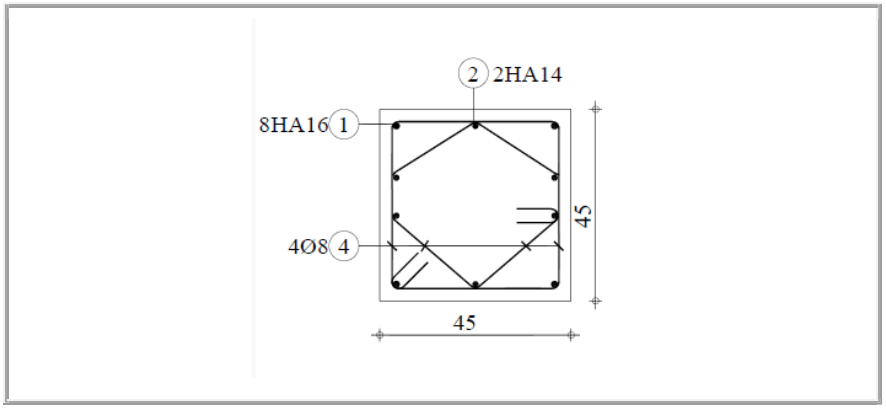


Figure V.10. Ferraillage des poteaux section (45x45)

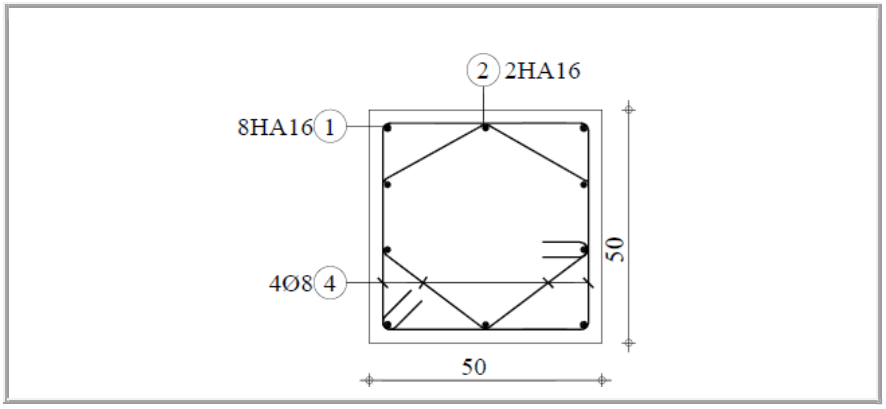


Figure V.11. Ferraillage des poteaux section (50x50)

V.3. Ferraillage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

A.1. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1. Aciers verticaux : [1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).

A.1.2. Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

D'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3. Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

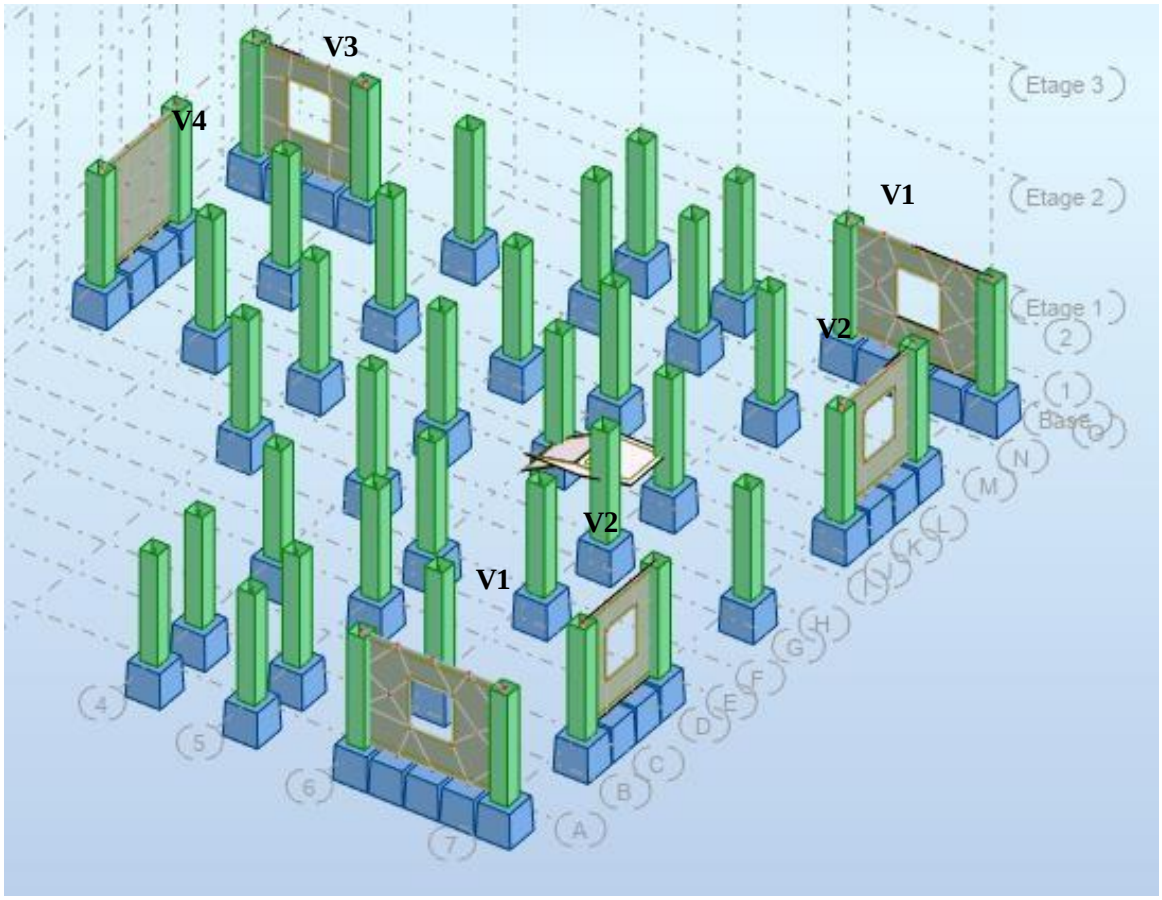


Figure V.12. Disposition des voiles

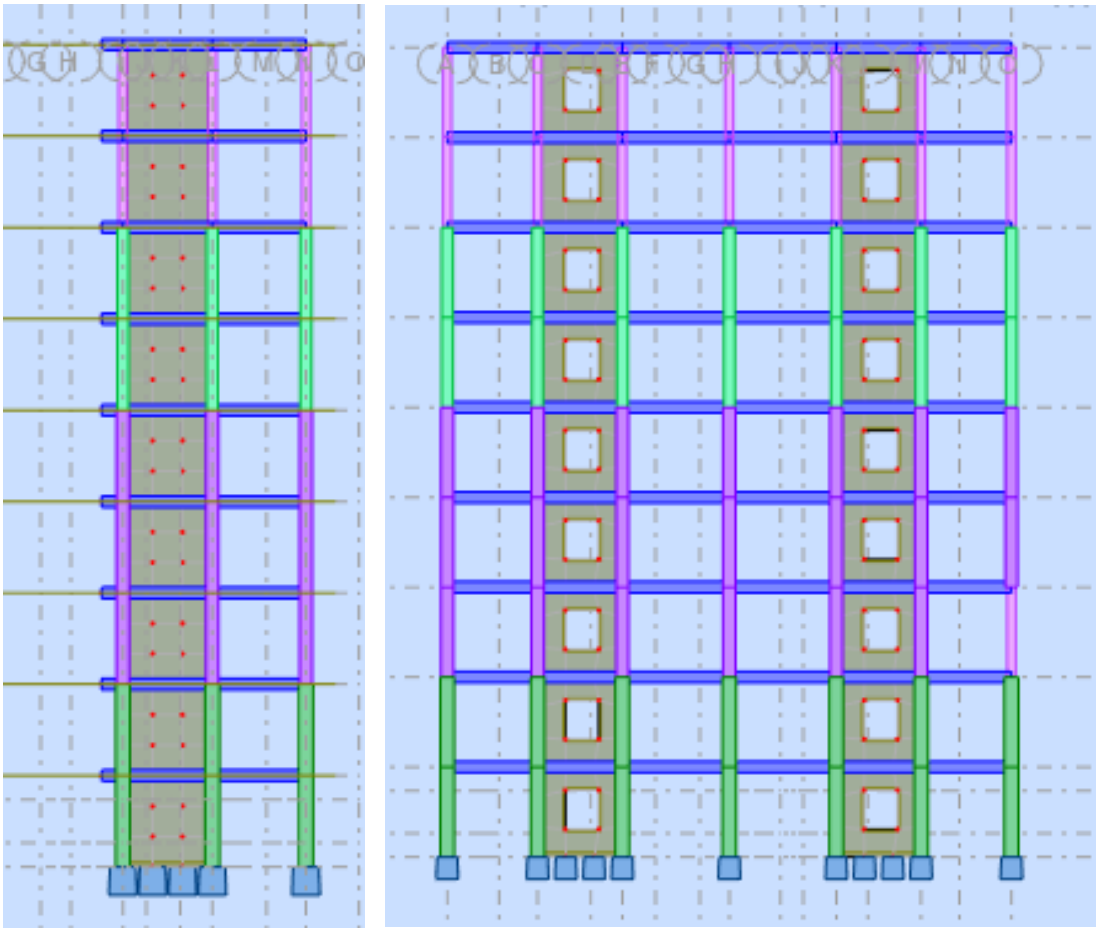


Figure V.13. Les voiles pleines et les voiles avec ouvertures

➢ **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constitués à un niveau donné par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

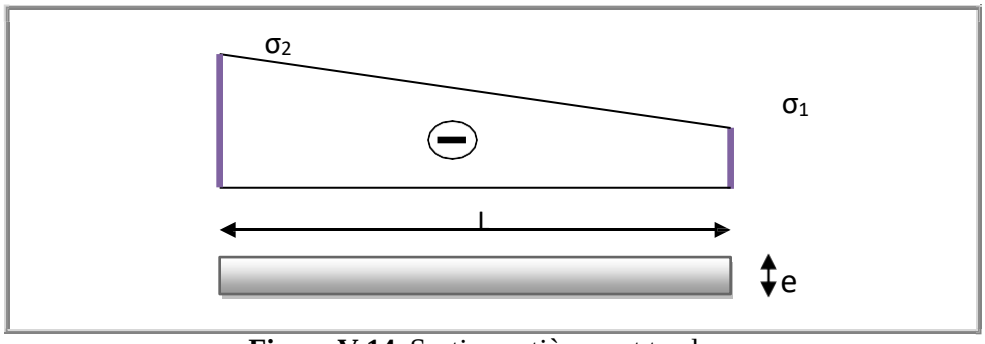


Figure V.14. Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left\lceil \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right\rceil \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

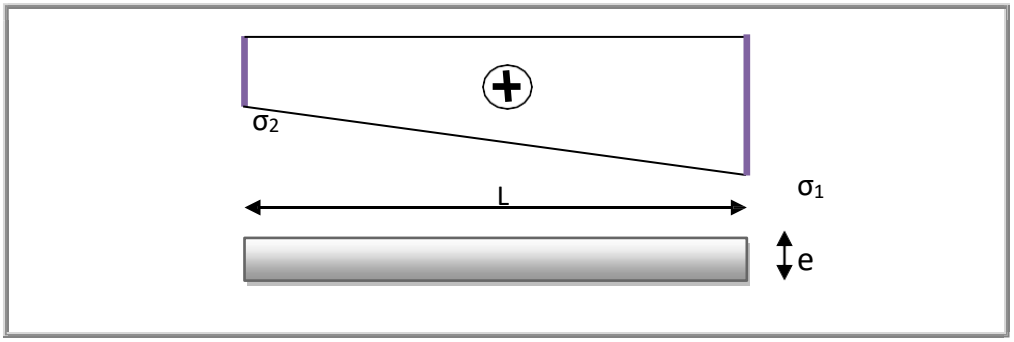


Figure V.15. Section entièrement comprimée

$$A_{S\,\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 **de signes opposés.**

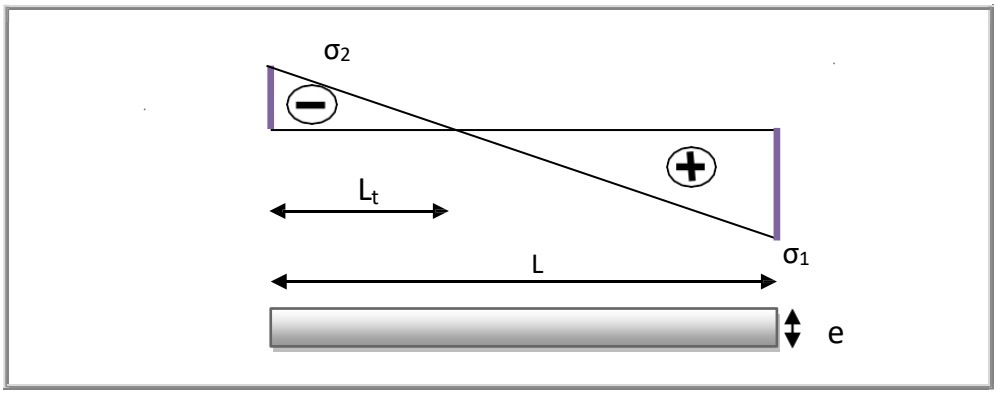


Figure V.16. Section partiellement comprimée

$$L_t = \left\lceil \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right\rceil \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.20. Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4) d'épaisseur 15 cm niveau 1 et 2.

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	4.45	3.40	3.50	3.15
σ_1 (MPa)	9.77	9.25	8.02	4.49
σ_2 (MPa)	-11.74	-13.24	-9.91	-6.87
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.42	2.00	1.93	1.90
F(KN)	213.08	198.6	143.44	97.89
σ_s (MPa)	348	348	348	348
(A_s/ml)(cm^2)	6.12	5.70	4.21	2.81
(A_s'/ml) (cm^2)	6.12	5.70	4.21	2.81

Tableau V.20. Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4) d'épaisseur 15 cm niveau 3, 4 et 5

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	4.45	3.40	3.50	3.15
σ_1 (MPa)	6.03	4.45	4.46	2.51
σ_2 (MPa)	-7.34	-7.86	-6.01	-3.62
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.44	2.17	2.00	1.86
F(KN)	134.32	127.92	90.15	50.49
σ_s (MPa)	348	348	348	348
(A_s/ml)(cm^2)	3.85	3.67	2.59	1.45
(A_s'/ml) (cm^2)	3.85	3.67	2.59	1.45

Tableau V.20. Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4) d'épaisseur 15 cm niveau 6 et 7

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	4.45	3.40	3.50	3.15
σ_1 (MPa)	1.80	1.24	0.98	0.77
σ_2 (MPa)	-2.81	-3.40	-2.97	-1.40
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.71	2.49	2.63	2.03
F(KN)	57.11	63.49	58.58	21.31
σ_s (MPa)	348	348	348	348
(A_s/ml)(cm^2)	1.64	1.82	1.68	0.61
(A_s'/ml) (cm^2)	1.64	1.82	1.68	0.61

Tableau V.20. Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4) d'épaisseur 15 cm niveau 8 et 9

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	4.45	3.40	3.50	3.15
σ_1 (MPa)	1.05	1.15	0.64	0.72
σ_2 (MPa)	-1.62	-2.48	-1.73	-1.01
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.70	2.32	2.55	1.83
F(KN)	32.80	43.15	33.08	13.86
σ_s (MPa)	348	348	348	348

(A_s/ml)(cm^2)	0.94	1.23	0.95	0.39
(A_s'/ml) (cm^2)	0.94	1.23	0.95	0.39

Tableau V.20. Vérification des armatures verticales des voiles selon RPA et CBA

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
0.2 % Bt	8.1	10.2	10.5	9.45
A_s/ml ≥ 0.2 % Bt	CNV	CNV	CNV	CNV
A_{min} CBA (cm^2)	6.675	5.10	5.25	4.725
A_{min} RPA (cm^2)	10.0125	7.65	7.875	7.0875
S_t d'about (cm)	10	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20	20
Armatures D'about (cm^2)	**2*4HA12+ 2*4HA10** =10.80 cm^2	**2*4HA12+ 2*10HA10** =27.74 cm^2	**2*4HA12+ 2*10HA10** =27.74 cm^2	**2*4HA12+ 2*4HA10** =10.80 cm^2
Armatures Courante (cm^2)	**2*6HA10** =9.42 cm^2	/	/	**2*14HA10** =10.99 cm^2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : **Lr=40ϕ=50 cm**

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.21. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4)

Voile	**Epaisseur (cm)**	**T(KN)**	τ_b **(MPa)**	$\bar{\tau}$ **(MPa)**	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	278.11	0.85	5	C.V
V2	15	175.48	0.53	5	C.V
V3	15	142.39	0.77	5	C.V
V4	15	107.34	0.58	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

➢ **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.$\pi\phi_t^2/4$=1.00cm^2, ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- K=1+3(σ_{cm}/ f_{cj}) en flexion composée avec compression.
- K=1-10($_{\sigma tm}$/ $_{fcj}$) en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] **[2]**

St ≤ min (1,5a, 30cm) **[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

Tableau V.22. Détermination des armatures horizontales des voiles (V_1, V_2,V_3, V_4)

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15^0/$_0$ B	Ah≥ Amin
V1	15	-380.83	0.153	16.50	22.5	20	**2(16Ø10)** =12.56	7.76	C.V
V2	15	-253.45	0.436	74.03	22.5	20	**2(16Ø10)** =12.56	5.40	C.V
V3	15	-838.93	-0.864	65.26	22.5	20	**2(16Ø10)** =12.56	5.62	C.V
V4	15	-241.28	0.463	40	22.5	20	**2(16Ø10)** =12.56	4.83	C.V

E. Ferraillages des linteaux : [1] ►► [Art 7.7.3.1] ◄◄

Cas : b 0,06 fc28
τ ≤

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$\mathbf{A_1 \geq \frac{M}{z.f_e}}$$

Avec z = h-2d' où h est la hauteur totale du linteau

D'est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V}$)

b) Aciers transversaux :

α) Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

On a :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\overline{V}}$$

Où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

z = h - 2d'

$\overline{V}$= effort tranchant dans la section considérée

($\overline{V}$)

l = portée du linteau

β) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t . fe.l}{V + A_t f_e}$$

$V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u$ Calcul

et $$v_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée lij et calculés par :

$M_c = A_l . f_e . z$

Avec z = h - 2d'

Tableau V.23. Détermination des armatures des linteaux des voiles (V_1, V_2, V_3)

Voile	Ep (Cm)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	A1	$\lambda_g \leq 1$	S (cm)
V1	15	0.85	5	**2*6HA10** =9.42 cm^2	0.88	15
V2	15	0.53	5	**2*6HA10** =9.42 cm^2	0.75	15
V3	15	0.77	5	**2*6HA10** =9.42 cm^2	0.52	15

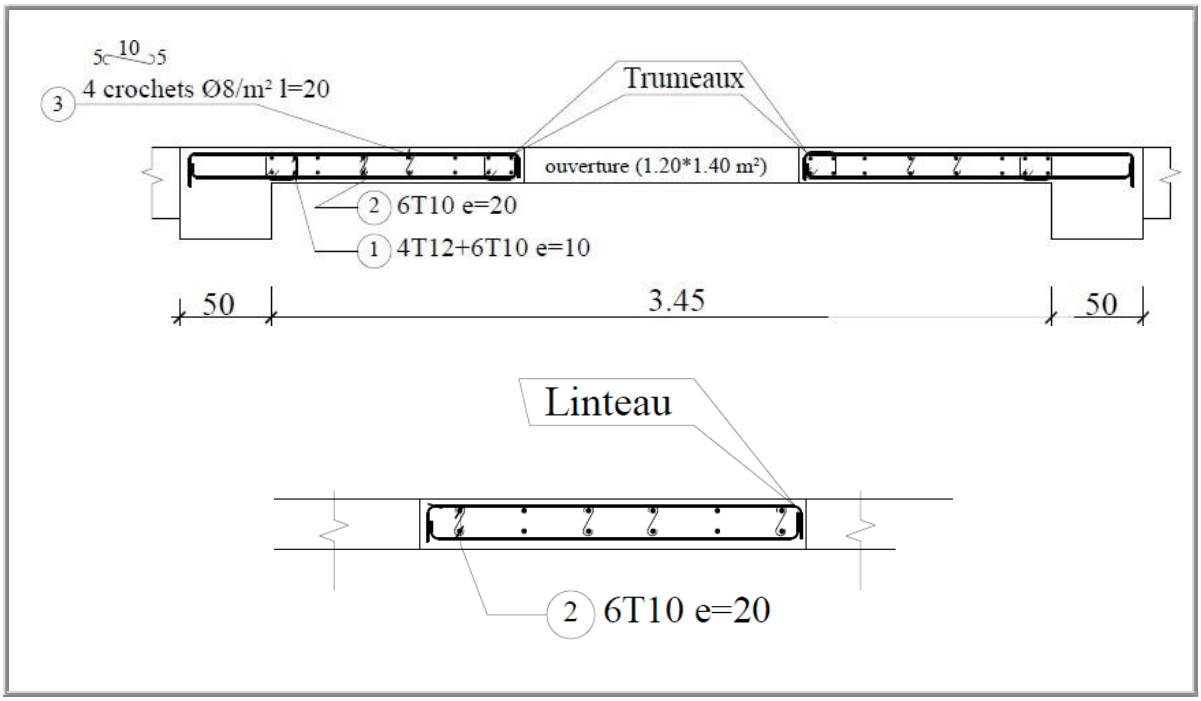


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 15 cm

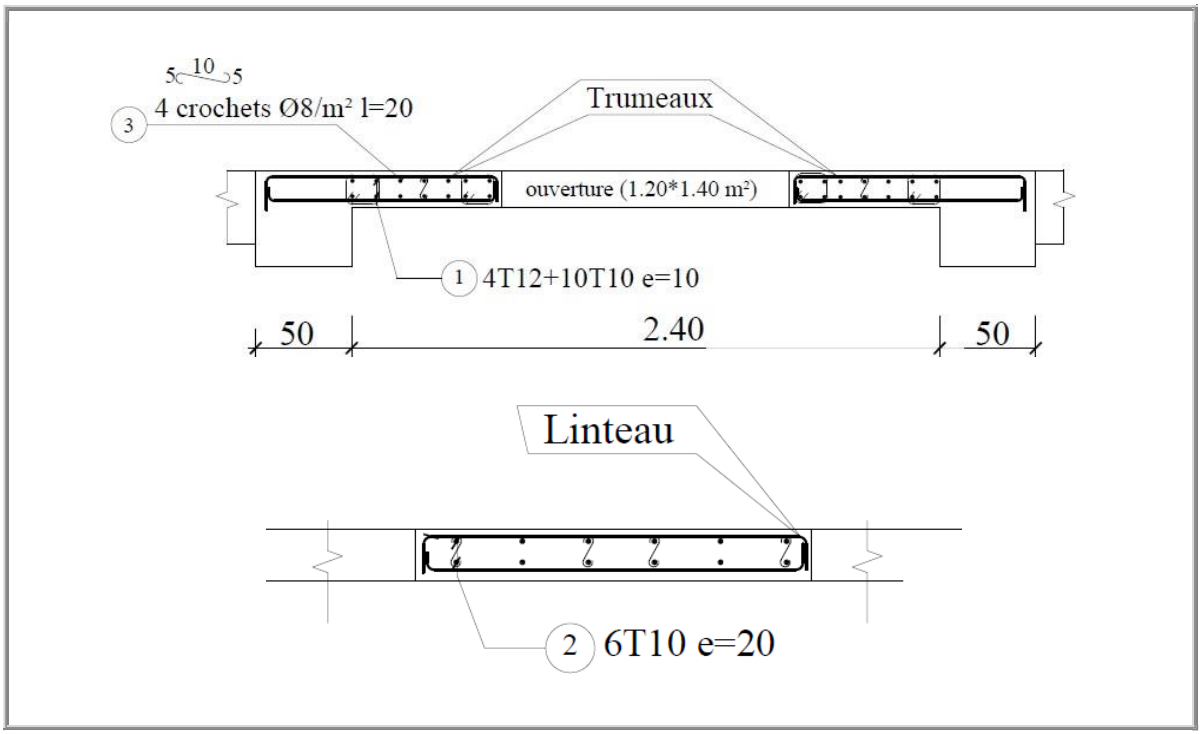


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 15 cm

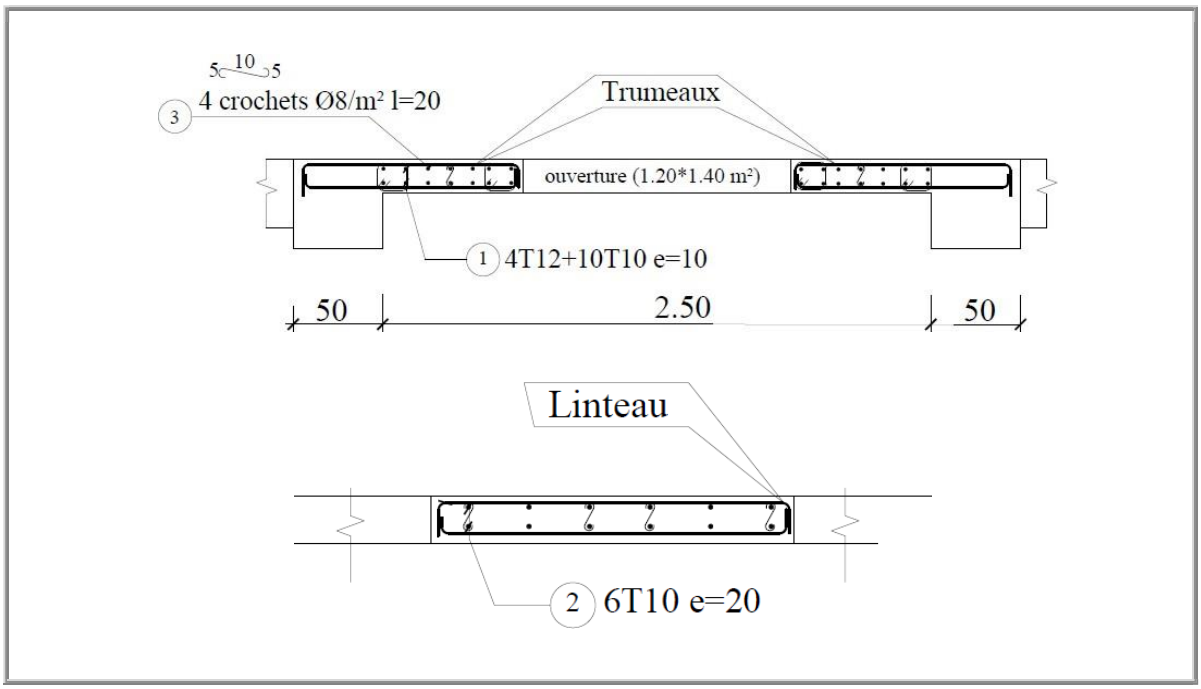


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 15 cm

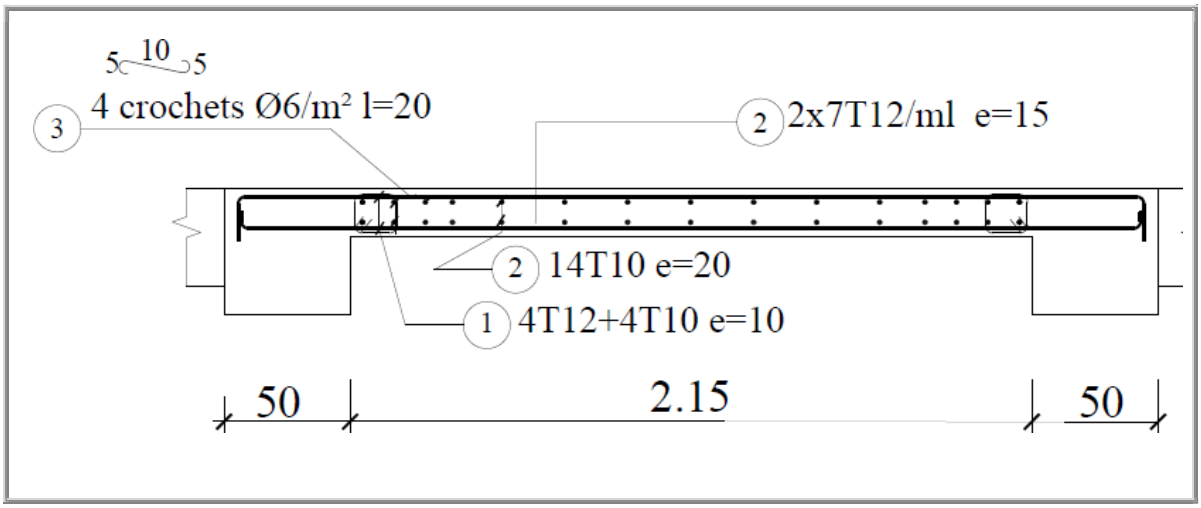
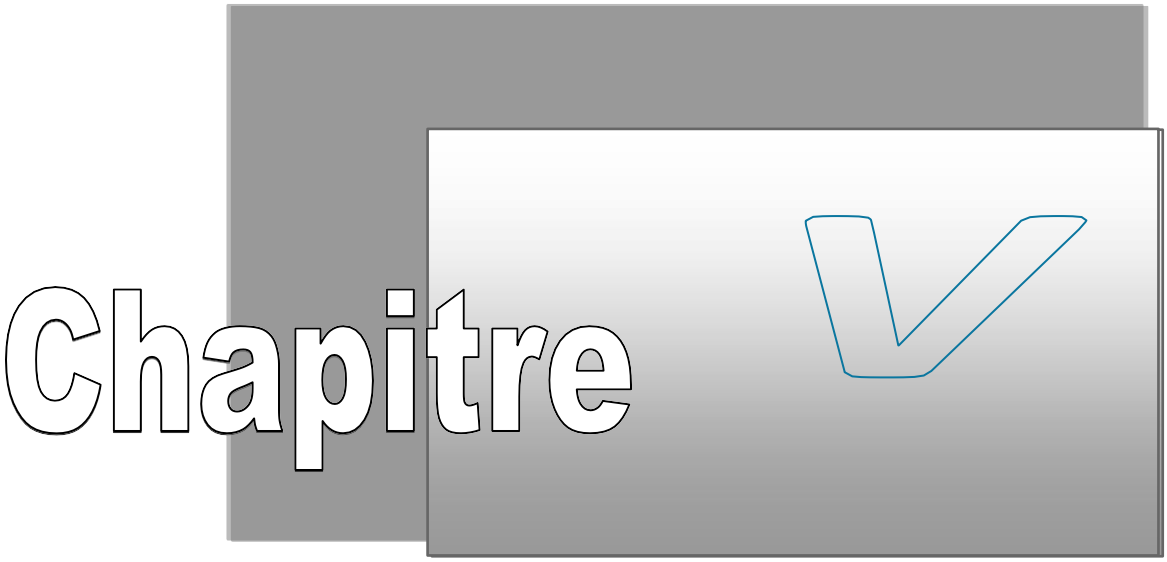


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 15 cm



Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- Reconnaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- ➢ Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- ➢ Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- ➢ Sol Peu plastique ;
- ➢ Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- ➢ Sol de bonne cohésion c=0.10 bars ;
- ➢ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 2.0 bars** avec un ancrage de **2.0m**.

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

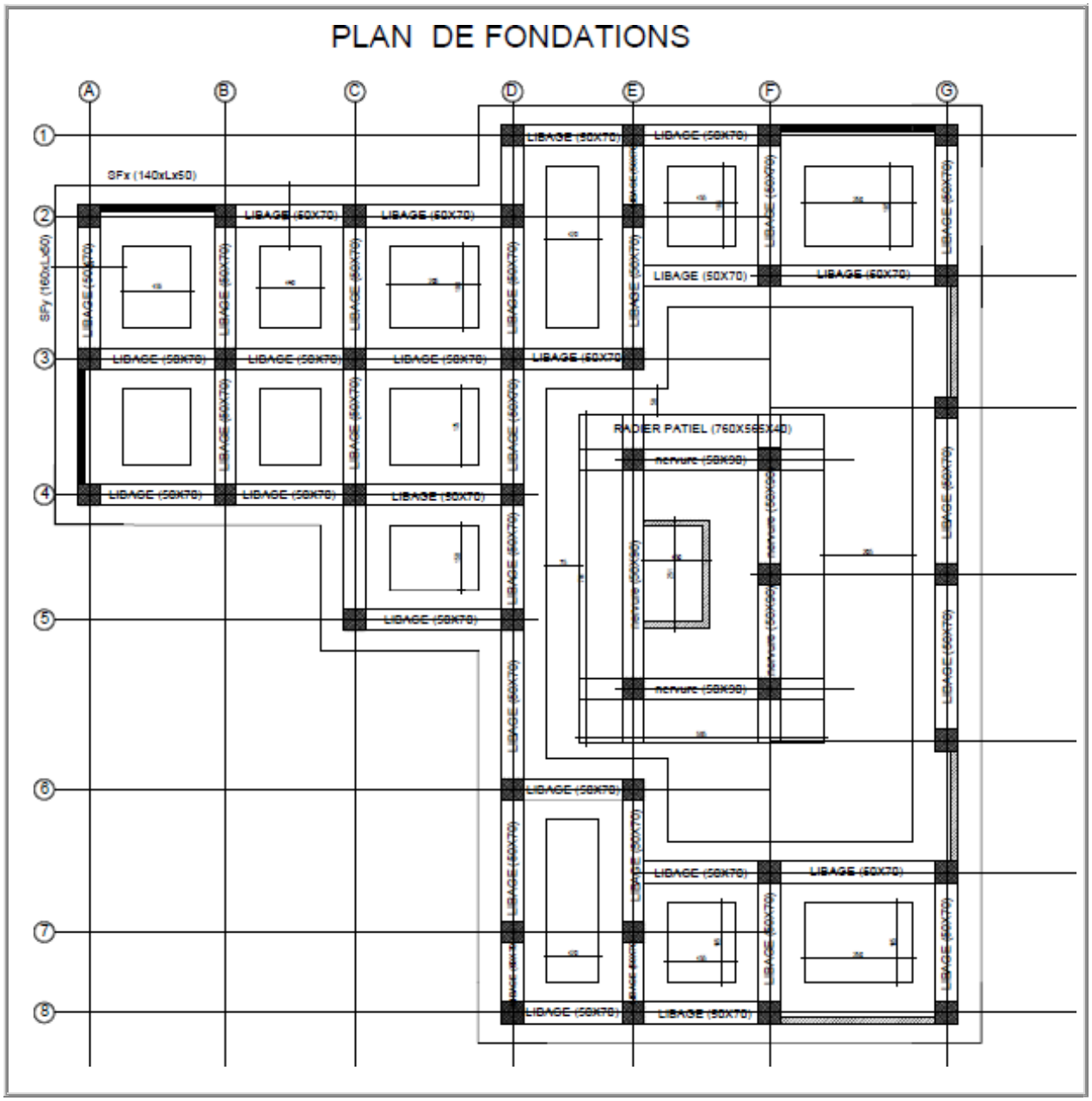
- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.

- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition finale des semelles :

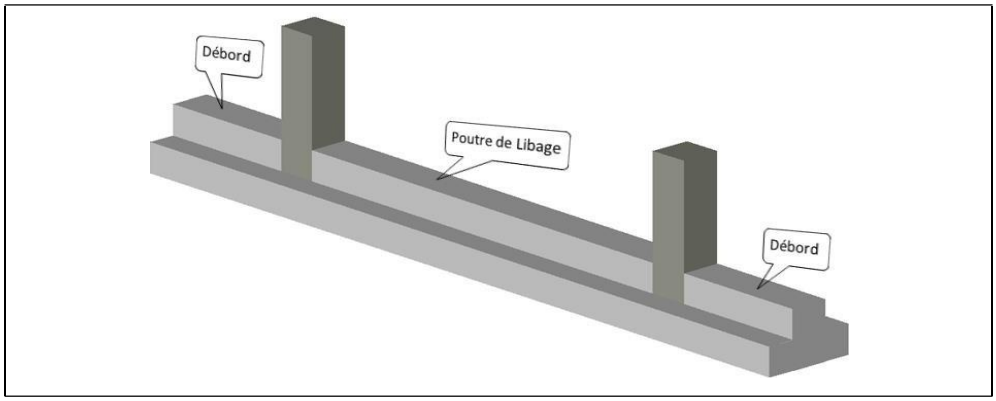


Figures VI.1. Représentation finale des semelles

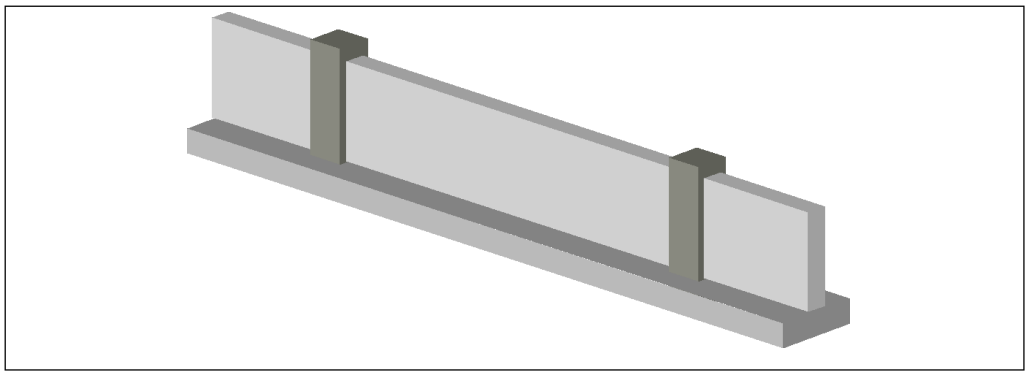
VI.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- ❖ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- ❖ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- ❖ Bon enrobage des armatures ;
- ❖ Non poinçonnement ;



Figures VI.2. Schéma d'une semelle filante sous poteaux



Figures VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

b. <u>Ferraillage :</u>

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

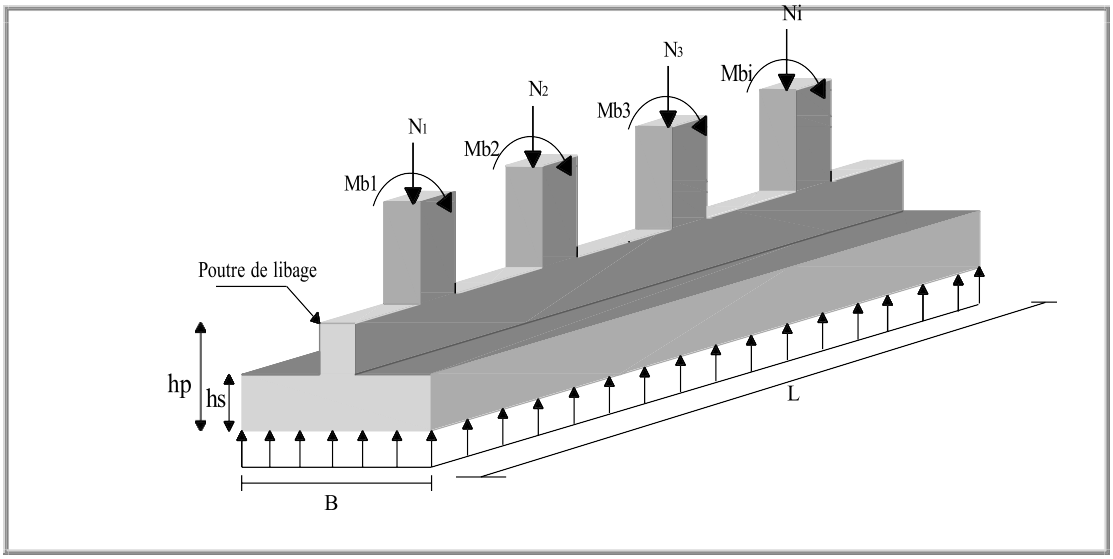
- Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4}$

VI.2.3. <u>Semelles filantes sous poteaux :</u>

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.



Figures VI.4. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux

a. <u>Transversalement :</u>

La dimension transversale A : $A = \frac{li + li+1}{2} + b.$

b. <u>Longitudinalement :</u>

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l\,max \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28}$ = 10818,86 MPa).

$l\,max$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum Ni$: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

- Armatures de peau **[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- **Application numérique :**

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles filantes SFx, SFy à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	$M_{x\,ELS}$/ml (KN)	B(m)	A(m)	h(cm)
SFx	854.33	7.56	1	1.40	50
SFy	663.66	3.99	1	1.60	50

Tableau VI.2. Vérification des semelles filantes SF8, SF9 à l'ELU

	N_{ELU}/ml (KN)	$M_{x\,ELU}$/ml (kN)	(1)
SFx	2221.78	61.71	C.V
SFy	1858.88	39.73	C.V

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3. Ferraillage des semelles filantes SFx, SFy à l'ELU

	N(kN)	$e_{0a\,ELU} \leq A/18$	A_a (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SFx	2221.78	C.V	26.40	6.60
SFy	1858.88	C.V	22.95	5.73

Tableau VI.4. Ferraillage des semelles filantes SFx, SFy à l'ELS

	N(kN)	$e_{0a\ ELS} \leq A/18$	A_a (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SFx	869.13	C.V	19.98	4.99
SFy	682.16	C.V	16.35	4.09

Recapitulation:

Tableau VI.5. Le ferraillage final des filantes SFx, SFy

	$A_{a\ finale}$ /ml(cm^2)	$A_{rep\ finale}$ (cm^2)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
SFx	**10HA12**=11.31	**8HA12**=9.05	10	15
SFy	**10HA12**=11.31	**10HA12**=11.31	10	15

✓ Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF8, SF9

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SFx	1	1.40	35	45	C.V
SFy	1	1.60	40	45	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des crochets.

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes Sx, SFy

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SFx	2221.78	61.71	$2,77.10^{-4}$	1.40	0.35	C.V
SFy	1858.88	39.73	$2,13.10^{-4}$	1.60	0.40	C.V

Calcul du libage (50x70):

➢ Détermination des moments à l'ELU et à l'ELS :

ELU :

q=607.30 (kN/m)

$x \in [0, 1m]$; $M(x)=- 303.65\ x^2$

$\begin{cases} x=0\ m \Rightarrow M=0\ (kN.m) \\ x=1\ m \Rightarrow M=- 303.65\ (kN.m) \end{cases}$

$x \in [1, 4.13\ m]$; $M(x)=- 303.65\ x^2+1557.72\ x - 1557.72$

$\begin{cases} x=1\ m \Rightarrow M=- 303.65\ (kN.m) \\ x=2.565\ m \Rightarrow M= 440.05(kN.m) \end{cases}$

ELS :

q=394.23 (kN/m)

$x \in [0, 1m]$; $M(x)=- 197.115\ x^2$

$\begin{cases} x=0\ m \Rightarrow M=0\ (kN.m) \\ x=1\ m \Rightarrow M=- 197.115\ (kN.m) \end{cases}$

$x \in [1, 4.13\ m]$; $M(x)=- 197.115\ x^2+1011.19\ x - 1011.19$

$\begin{cases} x=1\ m \Rightarrow M=- 197.115\ (kN.m) \\ x=2.565\ m \Rightarrow M= 285.65\ (kN.m) \end{cases}$

- Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau VI.8. Ferraillage la poutre de libage à l'ELU

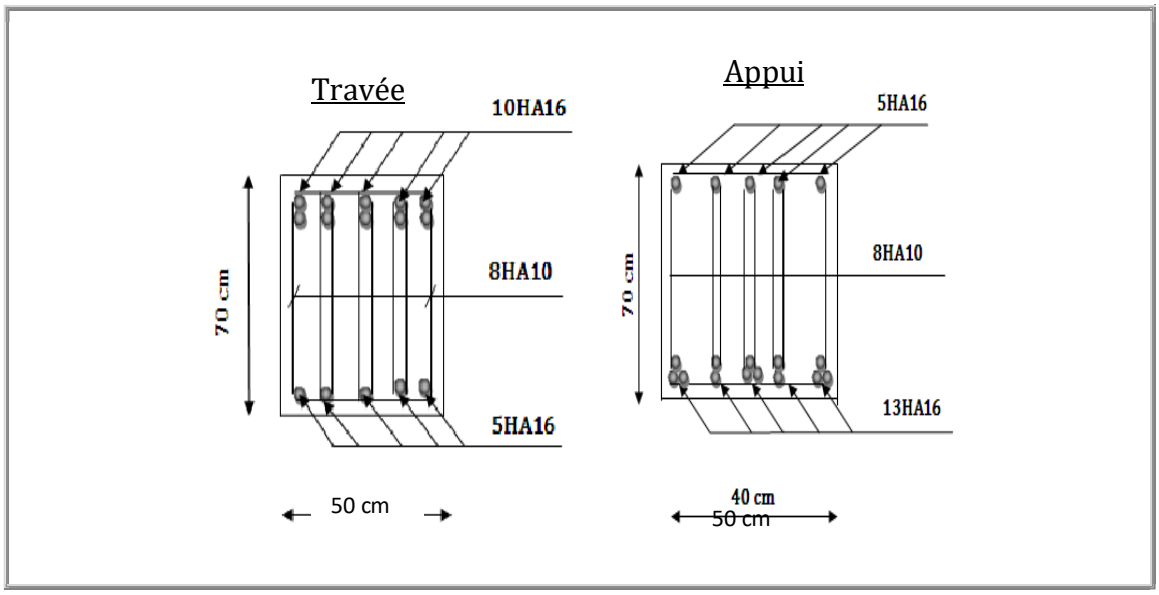
	M_u (kN.m)	d(m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
Travée	-303.65	0.642	0.099	0.947	12.48	0	**10HA16**=20.10
Appui	440.05	0.642	0.144	0.922	18.58	0	**13HA16**=26.13

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A (Cm^2)	Y_1 (Cm)	$I_0.10^3$ (Cm^4)	K_1 (N/mm^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	197.115	20.10	24.47	671 ,27	0.029	7.09	172.82	C.V	C.V
Appui	285.65	26.13	26.99	804 ,83	0.035	9.57	195.35	C.V	C.V

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (50x70) (cm^2), noyée dans la semelle.
- ✓ h_p=70 cm< 80 cm , donc il n'y a pas des armatures de peau .



Figures VI.5. Disposition du ferraillage de la poutre de libage

➢ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.835} = 56.43\ cm$$

$$ls = 56.43\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

➢ Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=607,3. x =607,30. 1=607,30 kN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{607{,}30 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 642} = 2.36\ MPa < [\tau] = 2.5\ MPa \qquad C.V$$

Tableau VI.10. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	CBA 93		RPA 99			At choisi et St choisi	
τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At choisi (cm^2)	St choisi (cm)
2.36	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15

➢ Vérification de la flèche : **(CBA93)**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.11. Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	**h(cm)**	**h/L**	**1/16**	**Vérif.1**	**Mt/10Mo**	**Vérif.2**	**A/bo.d**	**4.2/fe**	**Vérif.3**
Poutre de libage	5.13	70	0.136	0.0625	C.V	0.059	C.V	0.0102	0.0105	C.V

VI.4. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.4.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm². On adopte une section de 30 x 40 cm².

VI.4.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.12. Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	**12**	10

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1785.95}{12} = 148.82 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1016.33}{12} = 84.69 \text{ kN}$$

VI.4.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 148.82$ kN

Alors : $A_u = \frac{148.82 * 10^3}{400} = 3.72 \text{cm}^2$

a. Condition de non-fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non-fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors pour les deux blocs **A** et **B** on a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 84.69$ kN

Alors :

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{84.69 * 10^3}{678} = 124.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par **[1] : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1. Section :

Pour les deux blocs **A** et **B** on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopter: $\varphi_t = 8$ mm

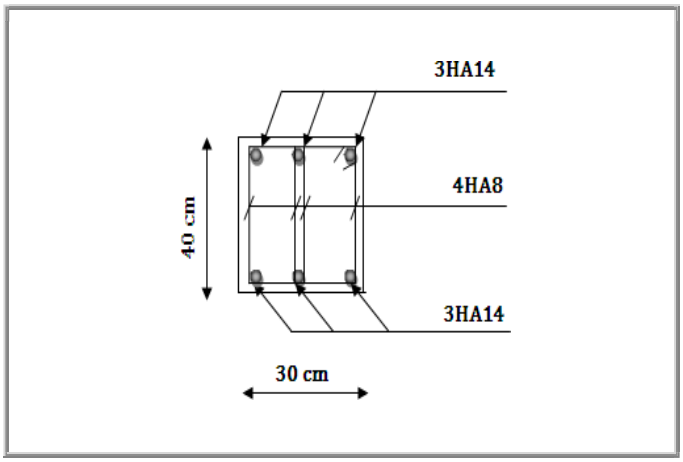
A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

d.2. Espacement :

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopter: **S_t = 15 cm.**

e. Recapitulation:



Figures VI.6. Ferraillage des longrines

VI.5. Prédimensionnement du radier partiel :

a/ détermination de Nu et Nser.

Nu : l'effort ultime agissant sur le radier.

Nu = 648936,6 KN.

N ser : l'effort Normale de service agissant sur le radier.

Nser = 47198,27 KN.

b/ surface nécessaire du radier :

σ **= Nser / Sr** $\leq \sigma$**sol** $\Rightarrow$ sr $\geq$ Nser / σsol.

sr $\geq$ 235,99 m² .

Donc on prend directement la surface du radier tout en prévoyant un de bord de 80cm. donc la surface du radier sera : **Sr = 4294 m².**

*** vérification sous Nu :**

σsol $\leq \sigma$ = Nu/ Sr $\Rightarrow$ 0,2 MPa $\leq$ 1,51

Pour ce qui suit de calcul, on va utiliser la valeur de σ **= 0,2 MPa.**

c/ épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit être déterminé en fonction de :

1/ condition du coffrage : $h_t \geq$ L max /10

Lmax : la plus grande portée entre deux poteaux successifs. **Lmax = 7.60m**

Donc : $\mathbf{h_t \geq 76\ cm.}$

2/ condition du cisaillement :

$\boldsymbol{\tau} = T^{max} / b.z \leq \overline{\boldsymbol{\tau}}_b$.

$\boldsymbol{\tau}_b = \text{Min}\left[o,15\frac{fcj}{\gamma_b}, 4Mpa \right]$ (fissuration préjudiciable CBA93 ART.5.1 P38).

$\overline{\tau}_b$ = Min [2.5, 4 Mpa] = 2,5 Mpa

Tmax = q.Lmax/2 : **q= Nu/Sr**.

Tmax = 442 KN.

$\overline{\tau_b} \geq \tau_b \Rightarrow z \geq Tmax / b.\tau_b$. Avec : b = 1m (on va supposer qu'on a une poutre de largeur 1m)

Donc : **z ≥ 17,68 cm.**

$z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8}{7}.z$ donc : **h ≥ 20,20cm.**

3/ condition de (verdeyen):

Pour étudier la raideur, on utilise la théorie de **verdeyen.** La rigidité de notre radier est vérifiée si : $Lmax \leq \frac{\pi}{2} Le$, avec **: Le=** $\sqrt[4]{4EI / K.b}$

Lmax : la distance maximale entre nu de deux poteaux successifs.

Le : la longueur élastique.

I : l'inertie de la semelle ; $I = b.h^3/12$

b : largeur de bande 1m.

K : coefficient de raideur du sol, K = 4 kg/cm^3 (sol moyen).

E : module d'élasticité de la semelle E= 3,216.10^{4}Mpa.

Donc : $L\,max \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{4EI / K.b} \Rightarrow h^3 \geq \frac{3k}{E} (2\,Lmax / \pi)^4$

$h^3_t \geq 904231,0632 cm^3 \Rightarrow$ **h_t = 96,7cm**

4/ condition de non-poinçonnement : (Art -5-2-4-2) [1].

$Qu \leq 0,0045.Uc.h_t.fcj/\delta_b$.

Qu : la charge de calcul pour l'état limite ultime.

U_c : le périmètre du contour de l'air S.

b: largeur du poteau .

On a : **Qu = 4018,17 KN.**

$Uc = 2(a' + b')$ $\begin{cases} a^1 = a + h \\ b^1 = b + h \end{cases}$

Dans notre cas on a : **a = b = 60cm**

Donc : $U_c = 4(0,6 + h_t)$ (m)

$U_c = 4(600 + h_t)$ (mm).

On aura : **$3h^2_t + 1800h_t - 4018,17.10^3 \geq 0$.**

Donc : $\mathbf{h_t \geq 89{,}50\ cm}$

Conclusion : on adopte $\mathbf{h_t = 1m.}$

Comme h_t est très grande, donc la solution du radier plat n'est pas économique, donc il faut utiliser un radier nervuré.

*** Dimension de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres de hauteur **h = 90 cm** et de largeur $\mathbf{b_0 = 50cm}$.

*** Epaisseur de la dalle du radier :**

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle de répartition des charges que s'il est assez raide vis à vis du sol sous adjacent, d'une manière générale, on peut prendre : e ≥ L max /20 = 760 /20 =38cm. On adopte une épaisseur **e = 40 cm.**

VI.6. Ferraillage du radier :

a / ferraillage des panneaux de dalle :

*** calcul des efforts :**

à l'E.L.U :

$$\begin{cases} M_{tx} = 63{,}29 KN.m. \\ M_{ty} = 63{,}29 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0{,}5 Mtx / 0{,}75 = 49{,}64 \\ Max = May. \end{cases}$$

à L'E.L.S:

M= 57,46 kN.m

$$\begin{cases} M_{tx} = 48{,}84 KN.m. \\ M_{ty} = 48{,}84 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} Max = 38{,}30 KN.m. \\ May = 38{,}30 KN.m \end{cases}$$

*** Ferraillage des panneaux :**

b= 100cm; h=40cm , $\overline{\sigma_s}$ =348 Mpa , σ_b = 14,20 M

feE 400, f_{c28} = 25 Mpa ; (fissuration préjudiciable).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Calcul du ferraillage.

position	Mu (kN.m)	μ	β	A'	Acm²	Mser	Fiss prej		Amin	A Choisie	bares
							$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$			
Travée	63,29	0,036	0,98	0	5,29	48,84	ok!	Non	7,48	9,23	**6T14**
Appui	49,64	0,028	0,985	0	4,13	38,30	ok!	Non	5,86	6,78	**6T14**

*** vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = Vu / b.d$: $Vu = q . Lx ; Ly / 2Ly+Lx$

Vu = 189,76 kN.

$\tau_u = 042$ Mpa .

$\overline{\tau}_u = 2,5$ Mpa (fissuration préjudiciable).

$\tau_u \leqq \overline{\tau}_u$ En plus $\tau < 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,16$ Mpa .

*** conclusion :**

Le béton peut tout seul reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.7. Ferraillage des poutres nervurées :

A/ sens longitudinal :

Après détermination des efforts on obtient :

* a/ L'E.L.U :

$M_{tmax} = 204 ,11$ Kn.m.

$M_{tmax} = 246,908$ Kn.m.

$T_{tmax} = 3616,656$ Kn.

* b/ L'E.L.S:

$M_{tmax} = 148,05$ Kn.m.

$Ma_{tmax} = 179,09$ Kn.m.

B) sens transversal :

Après détermination des efforts en obtient :

a/ L 'E.L.U :

$M_{Tmax} = 332,97$ KN.m.

$M_{max} = 567,552$ KN.m

$T_{max} = 529,72$ KN.

b/ L'E.L.S:

$M_{tmax} = 242,05$ KN.m.

$M_{amax} = 412,60$KN.m.

C./ calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage s'effectue pour une section en Te dont les dimensions sont :

h = 90 cm; b_0 = 50cm.

$h_o = 40$cm.

$b \geq \sum Ni / \sigma_{sol} . L$

Soit b = 5m

Tableau VI.14. Calcul du ferraillage des poutres renversée.

Sens	Position	Mu (kN.m)	U	A^1 (cm^2)	A^2 (cm^2)	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{adopt} (cm^2)	Barres	Fiss. $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Fiss. $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Lon	Travée	204,11	0,003	0	6,015	5,4	27	28,64	**8T16+4T20**	C.V	C.V
	Appui	246,908	0,004	0	7,27	5,4	27	28,64	**8T16+4T20**	C.V	C.V
Tran	Travée	332,97	0,005	0	11,71	5,4	27	28,64	**8T16+4T20**	C.V	C.V
	Appui	567,552	0,0085	0	19,18	5,4	27	28,64	**8T16+4T20**	C.V	C.V

Le pourcentage Total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section**.**

D)/ vérification de contrainte de cisaillement :

$\tau u = Tu / b_0.d$

$\tau u = 529{,}72.10^3 / 600.850 = 1{,}038$ MPa .

$\overline{\tau u} = Min\ [0{,}15\ fc28 / \delta_b\ , 4Mpa] = 2{,}5$ MPa .(Fissuration préjudiciable).

$\overline{\tau u} \leq \tau u$ C.V

* **Armatures Transversales :**

- selon le CBA 93 :

$St \leq Min\ [0{,}9\ d\ ;\ 40cm]$

$At / St \geq b_0.\ (Tu - 0{,}3\ f_{c28}) / (0{,}9 fe / \delta_s)$.

- selon RPA 99 :

$At/st \geq 0{,}00.b_0$.

$st \leq Min\ (h/4, 12Q)$ (zone nodal)

$st \leq h/2$ (zone courante) .

Tableau VI.15. Calcul des armatures transversales.

			Selon CBA93		Selon RPA99			Espacement Adoptée		Armatures Transversales	
					St (cm)			St(cm)		$At(cm^2)$	barres
Sens	T	TU	St(cm)	At/st	ZC	ZC	At/St	ZC	ZC		
Longitudinal	361,656	0,71	≤40	≥0,26	≤45	≥19,20	≥1,8	15	10	3,14	**4T10**
Transversale	529,72	1,038	≤40	≥1,33	≤45	≥19,20	≥1,8	15	8	3,14	**4T10**

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- 🕮 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- 🕮 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- 🕮 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- 🕮 [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- 🕮 [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- 🕮 [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».
- 🕮 [7] : Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (2002) : Fondation et ouvrages en terres. Edition Eyrolles.
- 🕮 [8] : Louis logeais : La pathologie des murs de soutènement Edition le moniteur.
- 🕮 [9] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux »

Logiciels :

- ROBOT version 2020
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2020

Mémoires : Settari Chafika (conception et étude de la structure de deux blocs en béton armé contreventé par des voiles), 2009-2010, université de Médéa.