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 : STRUCTURE

Thème

Etude d'un bâtiment en (RDC+6 étages) à usage multiple (Habitation + Commercial)

Présenté par

SAIDJ HADJER

CHERGUI NESRINE

Proposé et Dirigé par

LACHNANI AMINA

Promotion Juin 2023



REMERCIMENT

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'achever cette mémoire.

Nos plus sincères remerciements, à :

Madame LACHNANI AMINA

Notre promotrice pour son suivit et ses orientations tout au long d'élaboration de notre travaille.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MÉDÉA.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.



DIDICACE

« و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédié ce lapidaire travail

A mes très chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études et les moments les plus pénibles, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie merci maman, et mon père qui apprécie mes efforts, j'aimerais qu'il soit avec moi que Dieu lui fasse miséricorde.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille Saidj sans exception.

A BELAL Farid

A tous mes amis.

En fin je remercie Mon ami mon binôme nesrine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

HADJER

DIDICACE



Je dédié ce lapidaire travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

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

NESRINE

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال تجاري سكني مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء محلات تجارية بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا .(III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

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

*** القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**

*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 19»

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

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (RDC+6)qui sera implanté à Alger, cette région est classée dans la zone III.

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT v19 ».

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

Abstract :

This project is a study of a building for office purpose (ground+6 stories), will beimplanted at ALGER city; this region is classified in the zone of high seismicity III

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were doneaccording to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT v19 ».

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

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Sommaire

Remerciements I
Résumé..... II
Liste des tableaux III
Liste des figures.....IV
Notations..... V
Introduction générale 01

CHAPITRE Ⅰ: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage 03
I.2 Description de l'ouvrage 03
I.3.Caractéristiques dimensionnelles 05
I.3.1.Dimensions en plan du bâtiment 05
I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment 06
I.4.Conception structurelle.....07
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux 07
I.5.1.Béton 07
I.5.2.L'acier 11
Conclusion 13

CHAPITREII : PREDIMENSTONEMENT

II.1. Introduction 15
II.2. Redimensionnement des planchers 15
II.2.1. Plancher à corps creux.....15
II.2.2. Dalle pleine 16
II.3. Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitation 17
- Maçonnerie 17
- Plancher terrasse 18
- Dalle pleine.....20
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....20
II.4.1 Les poutres principale 22
II.4.2 Les poutres secondaires.....23
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....23
II.6. Redimensionnement des voiles.....30

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLEMENT SECONDAIRES

III .1. L'acrotère 34
Évaluation Des Charges Permanentes Et Surcharges D'exploitation 34
Calcul De Ferraillage.....35
Vérification De L'effort Tranchant.....37
Vérification De La Contrainte De Cisaillement Du Béton.....37
Vérification De L'acrotère Au Séisme.....37
III.2. Planchers A Corp. Creux.....38
La Dalle De Compression 38
Les Poutrelles..... 39
Ferraillage De La Dalle De Compression..... 50
III.3. Dalles Pleins 55
Pré dimensionnement 56
Calcul Des Actions…….....56
Calcul Du Ferraillage……56
Vérification (L'ELS).....57
Condition D'espacement.....58
Vérification Au Cisaillement 58
Vérification Préliminaire De La Flèche.....59
III.4.Les Balcons 59
Introduction 59
Hypothèses Du Calcul.....60
Calcul Des Actions 61
CalculDu1ierType De Rupture De La Dalle (Type1) 62
CalculDu2ème Type De Rupture De La Dalle (Type2).....63
III.5. Les Escaliers 67
Introduction ……67
Définition Des Eléments D'un Escalier.....67
Pré dimensionnement 68
Evaluation Des Charges Et Surcharge.....69
Détermination Des Efforts.....70
Ferraillage Des Escaliers 73
Les armatures de répartition.....74
III. Calcul De La Poutre Palière 76
Pré dimensionnement 76
Charges revenants de la poutre 77

Calcul les moments et les efforts tranchants 77
Ferraillage de la poutre palière.....78
Vérifications 81
III.6 La dalle machine.....82
Introduction 82
Pré dimensionnement 82
Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 83
calcul des sollicitations.....84
Vérification de l'effort tranchant 88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction.....91
IV.2Caractéristiquesgéométriquesdelastructure.....91
IV.2.1Centre de masse.....92
IV.2.2Centrede torsion 93
IV.2.3.Excentricité 95
- Excentricité théorique.....95
- Excentricité accidentelle.....95
- Effets de la torsion accidentelle 96
IV.3Voiles 97
IV.4 Choixdelaméthodedecalcul.....99
IV .5 Résultats de l'analyse dynamique 103
Conclusion 118

Chapitre V : Calcul Des Eléments Résistants

V.1.Introduction 120
V.2. Ferraillage Des Poutres Principales Et Secondaires 120
V.3 Ferraillage Des Poteaux 128
- Détermination Des Armatures Longitudinales 128
- Détermination Des Sections D'acier 131
- Vérification A L'état Limite Ultime.....131
- Vérification A L'état Limite Service 133
- Détermination Des Armatures Transversales 134
V.4 Ferraillage Des Voiles: 141
Les Voiles Pleins.....141
Voiles Avec Files D'ouvertures.....141
Recommandations réglementaires---------- 143

Armatures verticales ---------- 146
L'espacement 155
Calcul Des Armatures Horizontales Et Leurs Espacements 156
Ferraillage Des Linteaux.....162
Armatures Transversales 168

Chapitre IV: ETUDE INFRA STRUCTURE

VI .1 Introduction 172
VI.2 Situation Du Projet 172
VI.3 Calcul Des Semelles Isolées 174
Calculs Des Surfaces Nécessaires Des Semelles 175
Calcul Des Semelles Filantes.....176
Semelles Filantes Sous Voile.....176
Dimensionnement 176
Radier Générale.....178
Pré Dimensionnement De Radier.....179
Vérification De La Stabilité Du Radier 183
Calcule Du Ferraillage 190
VI.4Les Longrines 197
Conclusion Générale.....200

Liste des figures

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : description de l'ouvrage ---------- 03

Figure I.2 : vue en plans architecture ---------- 05

Figure I.3 : vue en plans de la coupe ---------- 06

Figure I.4 : diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé ---------- 11

Figure I.5: Diagramme de déformation-contrainte ---------- 13

Chapitre II : PREDIMENSTONEMENT

Figure II -1: dimensionnement de plancher à corps creux 16

Figure II-2 Coupe de mur en maçonnerie.....18

Figure II-3 : composants d'un plancher terrasse 18

Figure II-4 : composants d'un plancher courant..... 19

Figure II-5 : composants de la dalle d'étage. 20

Figure II-6: Robot 1 21

Figure II-7: Dimensionnement de la poutre 21

Figure II-8: le poteau plus sollicité 23

Figure II-9: Robot 2 ---------- 23

Figure II -10 Section réduite du poteau: ---------- 26

Fugire II-11 schématisation du poteau étudie…….29

Figure II- 12 : les poutres principales et secondaires……30

FigureII-13 Robot 3.....….31

Figure II- 14 Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……31

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Figure. III-1: l'acrotère ---------- 34

Figure. III-2: Section de B.A l'ELU ---------- 35

Figure III -3 : Section de B.A l'ELU---------- 38

Figure. III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression 39

Figure. III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage. ---------- 40
Figure III- 6 : Choix de disposition des étaiements: ---------- 41
Figure III.7 Sollicitations de calcul des poutrelles à une seule travée après coulage pour la clarté ---------- 45
Figure III .8 : Sollicitations de calcul des poutrelles à trois travées ---------- 46
Figure III.9: Sollicitations de calcul des poutrelles à cinq travées ---------- 47
Figure III. 10. Sollicitations de calcul des poutrelles à six travées ---------- 48
Figure III. 11 les sections considérées pour le calcul des ferraillages---------- 49
Figure.III.12. :Disposition constructive des armatures ---------- 51
Figure III. 13 ferraillage des poutrelles en zone d'appui ({ gauche), en travée (droite- 53
Figure III -14 : dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe ------- 54
Figure III.15: schémas statique du balcon ---------- 60
Figure III.16: schémas statique du balcon type ---------- 61
Figure III.17: schémas statique du balcon---------- 62
Figure III.18: Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2 ---------- 62
Figure III.19: Représentation d'un escalier ---------- 67
Figure III.20 : Dimensions de l'escalier ---------- 67
Figure III-21: Schéma statique à l'E.L.U ---------- 70
Figure III-22 : Schéma statique à l'E.L.S ---------- 72
Figure III-23 : schématisation de la poutre palière ---------- 76
Figure III-24 : Sollicitations de calcul des poutres palières L'échelle n'est pas respectée ---------- 77
Figure III -25 Ferraillages des poutres palières---------- 80
Figure III -26 Dimensions de la dalle machine ---------- 81
Figure III- 27 Déférentes charges agissantes sur la dalle---------- 82
Figure III -28 Les lignes de rupture---------- 84
Figure III -29 la vérification de non poinçonnement---------- 89

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV -1 : Vue 3D de la structure---------- 91
Figure IV. 2 : dimension des voiles et poteaux---------- 94
Figure IV. 3 : disposition des voiles aux RDC---------- 98

Figure IV. 4 : disposition des voiles aux étages ---------- 98
Figure IV. .5 : Spectre de réponse ---------- 102

Figure IV. 6: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc ---------- 103
Figure IV -7 Les forces agissant sur la stabilité au renversement ---------- 108
Figure IV -8 Distribution des forces sismiques ---------- 109
Figure IV -9 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ---------- 111
Figure IV -10 Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ---------- 112

Chapitre Ⅴ : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres ---------- 123
Figure V.2:Ferraillage des poutres principales ---------- 127
Figure Ⅴ.3 :. Ferraillage des poutres secondaires ---------- 127
FigureV.4 : définition de la zone nodale dans les poteaux ---------- 128
FigureV.5 : Disposition des armatures pour les poteaux des étages ---------- 139
FigureV.6. : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6 ---------- 139
FigureV.7 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4 et 5---------- 140
Figure V.8. Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 et 3
---------- 140
Figure V.9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC et 1 ----- 140
Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles ---------- 145
Figure V.11: Disposition des armatures verticales dans le voile---------- 151
Figure V.12: Armatures de linteaux---------- 165
Figure V.13 : Section du linteau ---------- 166
Figure V.14 : Ferraillage du linteau ---------- 170

Chapitre VI : ETUDE INFRA STRUCTURE

Figure VI.1 : représentation des semelles isolées sous poteaux carrés ---------- 174
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante sous voile ---------- 176
Figure.VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux ---------- 180
Figure.VI.4: Schéma statique du bâtiment ---------- 183
Figure.VI.5: Contraintes sous le radier---------- 185

Figure.VI.6: Schéma des panneaux ---------- 187
Figure.VI.7 : ferraillages de la dalle du radier ---------- 194
Figure.VI.8: Ferraillage des nervures ---------- 194
Figure.VI.9: Schéma statique du débord---------- 195
Figure.VI.10: Ferraillage de la longrine ---------- 199

Liste des tableaux

Chapitre I : GENERALITES

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances ---------- 12

Chapitre II : PREDIMENSTONEMENT

Tableau II-1 : Les types d'aciers utilisé set leurs nuances. ---------- 17
Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison---------- 17
Tableau II-3: Charge permanente du plancher terrasse ---------- 18
Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant ---------- 19
Tableau II-5 : surcharge d'exploitation du plancher---------- 19
Tableau II- 6: Charge permanente de la dalle d'étage ---------- 20
Tableau II.7.calcule de $\overline{\overline{N}}_u$---------- 26
Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations---------- 27
Tableau II.9 vérifications du($1.1Nu \leq \overline{N}_u$ ---------- 28
Tableau II-10 vérifications de coffrage des poteau ---------- 29
Tableau II. 11. vérification aux zones nodale ---------- 30

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Tableau III -1: Tableau Les charges ---------- 34
Tableau III -2 : Les efforts---------- 34
Tableau III -3 : Les charges ---------- 35
Tableau III -4 : les charges de la poutrelle avant collage---------- 40
Tableau III. 5: Calcul des moments ---------- 40
Tableau.III.6: Détermination le nombre des etaiments---------- 42
Tableau.III.7 : Actions de calcul des poutrelles après ---------- 45

Tableau.III.8 : Récapitulations des efforts internes: ---------- 50
Tableau III -9 Calcule des armatures---------- 51
Tableau.III.10 : Résultat final des poutrelles ---------- 51
Tableau.III.11 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ---------- 53
Tableau.III.12 les actions sur la dalle:---------- 56
Tableau.III.13 Détermination des coefficients μ_x et μ_y:---------- 56
Tableau.III.14 : les données---------- 57
Tableau.III.15: Calcul des sections de la dalle pleine ---------- 57
Tableau.III.16 : Vérification à l'E.L.S ---------- 58
Tableau III.17: Vérification à l'E.L.S---------- 58
Tableau III.18: Vérification de flèche de ldalle---------- 59
Tableau III.19: Les actions sur la dalle---------- 61
Tableau III.20: Les valeurs du travail externe---------- 62
Tableau III.21 : Les valeurs du travail externe ---------- 62
Tableau III. 22 : Les valeurs du travail externe ---------- 64
Tableau III.23: Les valeurs du travail interne ---------- 64
Tableau III.24: Les données---------- 65
Tableau III.25: Ferraillage du balcon---------- 65
Tableau III.26 : Vérification à l'E.L.S---------- 66
Tableau III.27: Vérification au cisaillement ---------- 66
Tableau III.28: Vérification de flèche de la dalle---------- 67
Tableau III.29: G du palier de repos de l'escalier ---------- 69
Tableau III.30 : G de la paillasse de l'escalier ---------- 70
Tableau III.31. Combinaison des charges de l'escalier ---------- 70
Tableau III.32: les données---------- 73
Tableau III.33: Calcul des sections d'acier de l'escalier---------- 73
Tableau III.34 : Les armatures de répartition: ---------- 74
Tableau III.:35 : Vérification de l'espacement ---------- 74
Tableau II.36: Vérification l'E.L.S---------- 74
Tableau III.37: Vérification de la flèche de l'escalier---------- 76
Tableau III.38: schématisation de la poutre palière---------- 76
Tableau III.39: Evaluation des charges et surcharges de la poutre palière---------- 77
Tableau III.40: les sections adopté à l'ELU---------- 78
Tableau III-41 les vérifications l'ELS---------- 81
Tableau III- 42 Charges permanentes---------- 83
Tableau III -43 Les charges concentrées---------- 83
Tableau III -44 Détermination des chargements de la dalle ---------- 84

Tableau III -45 Les données ---------- 87
Tableau III -46 Calcul des sections d'acier de la dalle ---------- 87
Tableau III-47 Calcul de Mser ---------- 89
Tableau III -48 Vérification l'ELS ---------- 89

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV -1: Calcule de centre de masse ---------- 92
Tableau IV -2: Calcule de centre de torsion ---------- 94
Tableau IV -3 : Calcule d'excentricité théorique ---------- 95
Tableau IV. 4: Calcule d'excentricité accidentelle ---------- 96
Tableau IV -5 : Calcule d'excentricité totale ---------- 97
Tableau IV. 6. détermination du facteur de qualité Q de la structure ---------- 102
Tableau IV. 7 : Le comportement des trois premiers modes ---------- 104
Tableau IV – 8 : Les modes ---------- 104
TableauIV 9: Coefficient de participation massique ---------- 104
Tableau IV -10 : vérification des périodes. ---------- 106
Tableau IV. 11 vérifications des périodes ---------- 107
Tableau IV. 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ---------- 107
Tableau IV. 13: Forces sismiques selon la hauteur suivant X ---------- 110
Tableau IV. 14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y ---------- 111
Tableau IV. 15 calcul du moment de renversement: ---------- 112
Tableau IV. 16: calcul du moment stabilisant ---------- 113
Tableau IV. 17: Vérification de stabilisation ---------- 113
Tableau IV. 18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X 114
Tableau IV. 19: Vérification des déplacements inter-étage sens Y 115
Tableau IV. 20: Vérification l'effet P-I sens X 116
Tableau IV. 21 : Vérification l'effet P-I sens Y 117
Tableau IV. 22. Vérification de L'effort normal reduit ---------- 118

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V. 1. Les données du calcul ---------- 120
Tableau V. 2. Ferraillage longitudinal des poutres principales 121
Tableau V. 3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.....122
Tableau .V.4 : Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres principal) 122
Tableau. V.5 : Vérification des contraintes à L'E.L.S. (les poutres secondaire) 123
Tableau .V.6: vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA .. 124
Tableau .V.7 vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA -- 124
Tableau. V.8: Calcule de σu ---------- 124
Tableau .V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales---- 125
Tableau .V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires - 125
Tableau .V-11 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement ---------- 126
Tableau.V.12. Vérification de la flèche des poutres 126
Tableau.V.13. Vérification détaillée de la flèche des poutres..... 127
Tableau V.14. Calcule le ferraillage des poteaux l'ELU ---------- 131
Tableau V.15 ferraillages longitudinaux des poteaux ---------- 133
Tableau V -16 vérification des armatures à ELS des poteaux---------- 134
Tableau V -17 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux ---------- 136
Tableau V -18 les armatures transversales et leurs espacements ---------- 138
Tableau V -19 Vérification de la quantité d'armatures transversales---------- 138
Tableau V -20 Armatures verticales des voiles pleins---------- 146
Tableau V- 21 Armatures verticales des trumeaux---------- 151
Tableau V -22 armatures horizontales et leurs espacements dans lesvoiles pleins ----- 156
Tableau V -23 armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeux---------- 160
Tableau V -25 Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux ---------- 168
Tableau V -26 Armatures transversales et leurs espacements dans leslinteaux---------- 169

Chapitre VI : ETUDE INFRA STRUCTURE

Tableau VI.1: Dimensions des semelles des semelles isolées S_1,S_2… S_{17} l'ELS 175
TableauVI.2: dimensionnement des semelles filantes sous voiles l'ELS---------- 177
TableauVI.3: Vérification des contraintes à l'ELU 185
TableauVI.4: Vérification des contraintes à l'ELS 186
TableauVI.5: Calcul des moments à l'ELU ---------- 188
Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELS ---------- 189
Tableau VI.7: Ferraillage des panneaux du radier ---------- 190
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes des panneaux de radier ---------- 191
Tableau VI-9 Ferraillage des nervures ---------- 192
Tableau VI-10 Vérification des contraintes des nervures ---------- 192
Tableau VI-11 vérification des contraintes de L'ELS---------- 197

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W : poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ **Autres notations :**

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage:

Introduction :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc en béton armé comportant huit (07) niveaux sur réez- déchaussée avec terrasse inaccessible **(R+6)** à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux).

Situation :

L'ouvrage en question sera implanté à «Alger», wilaya de ALGER, classée selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de haute sismicité **(zone III).**

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- DTR.C.2.2
- Règlement parasismique "RPA99 version 2003"

La communication verticale d'un étage à l'autres effectue on jointement par un escalier , Les plancher sont constitués des dalles en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2.Description de l'ouvrage:

Le bâtiment est de forme irrégulière (forme **L**).

La bâtisse composée d'un RDC est de (07) étages identiques multi usage (habitation et commerce).

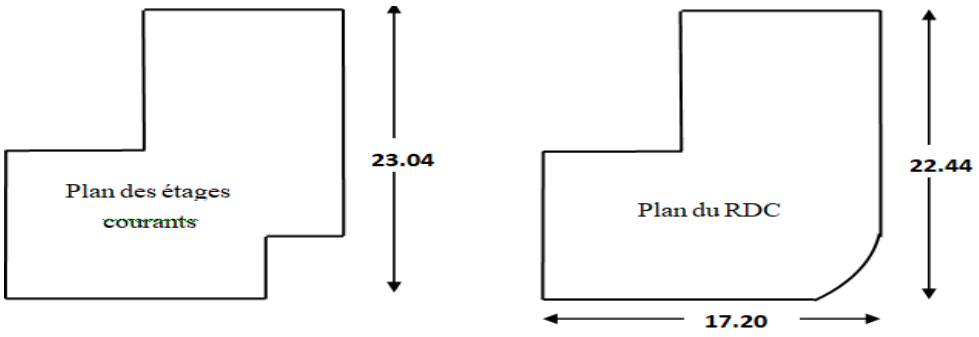


Figure I -1 description de l'ouvrage

- **Planchers:**

-Le type de plancher a adopter pour tous les niveaux est:

- Plancher sa corps creux.
- Plancher dalle pleine.

-La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien.

- **Escaliers:**

-Les escaliers sont a 2volées comprenant un palier de repos.(voire la vue en plans)

- **Revêtement:**

✓ Plancher :

-Carrelage pour les plancher set les escaliers.

✓ Murs:

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafond set les murs intérieurs.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

✓ Murs extérieurs : ils sont constitue sen deux rangées:

-Brique creuse de10cmd'épaisseur.

-L'âme d'air de10cmd'épaisseur.

-Brique creuse de10 cm d'épaisseur.

✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitues par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

- **Acrotère:**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur .Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

- **Local d’ascenseur :**

En raison du fait que notre bâtiment comporte plus de 6 étages, nous envisageons l'installation d'un ascenseur. Cet ascenseur est équipé d'un appareil élévateur qui permet un déplacement vertical et donne accès aux différents niveaux du bâtiment. Il se compose principalement de sa cabine et de sa machinerie.

- **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 parla structure au bon sol.

I.3. Caractéristiques dimensionnelles:

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment:

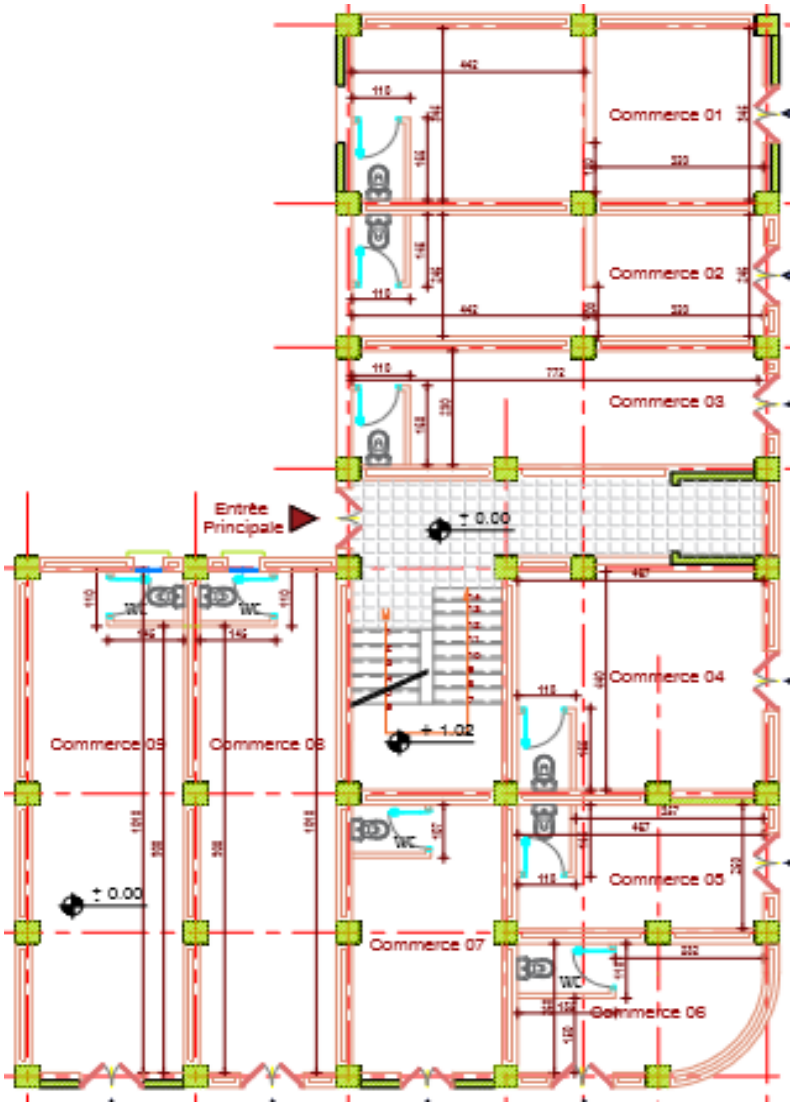


Figure I -2 vue en plans architecture

-Longueur totale du bâtiment:23.04*m*.

-Largeur totale du bâtiment:17.20*m*.

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment

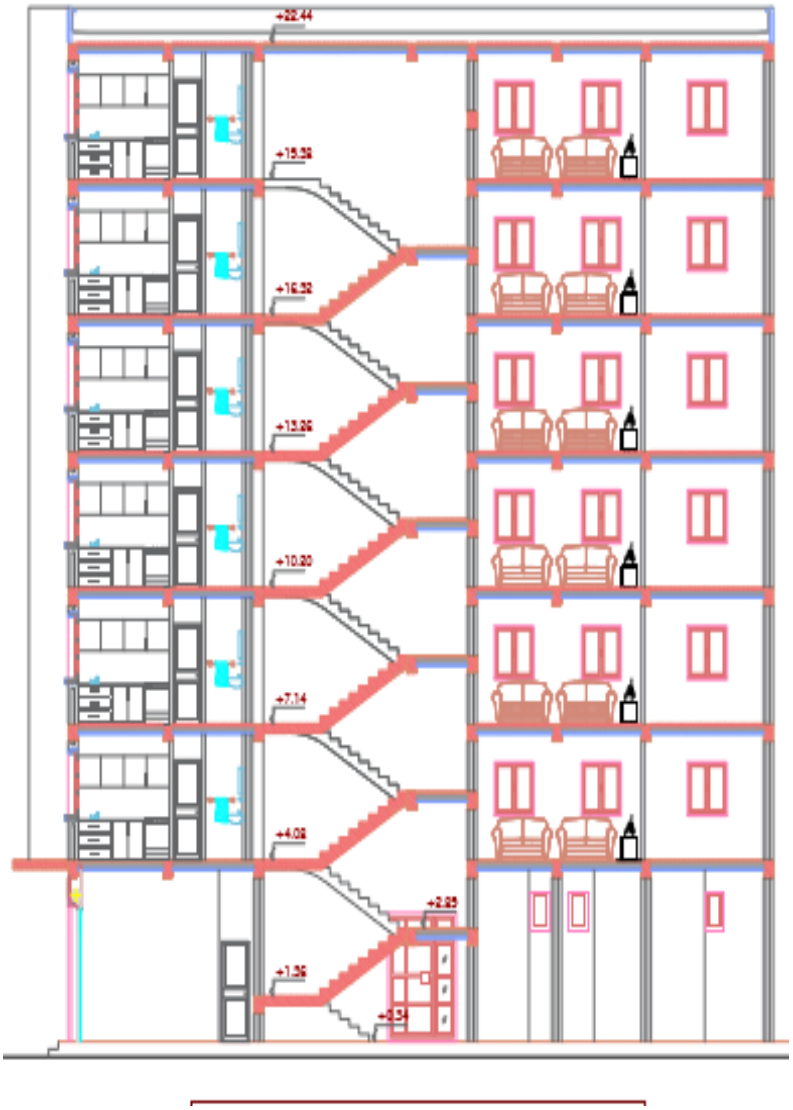


Figure I -3 vue en plans de la coupe

-Hauteur du RDC : h=4.08m.

-Hauteur de l'étage courant : h=3.06m.

-Hauteur totale du bâtiment : ht= 22.44m et 0.60mdel'acrotère.

I.4.Conception structurelle*:*

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003.D'après la condition de l'article 3.4.A pour les structures en béton arme, les hauteurs des bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

Par conséquent, nous avons opté pour un système de ont revêtement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles.

Pour ce genre contreventement il y'a lieu également de vérifier les conditions suivantes:

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi 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

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.5.1.Béton :

a)Définition:

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage selon le type d'ouvrage à réaliser

Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction.

C'est donc la compression qui va définir sa résistance, définie comme la contrainte

maximale en compression du béton, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendues pour avoir un béton arme résistant a la compression et à la traction.

b) Composition du béton:

- **Ciment :**

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

- Résistance mécanique
- Imperméabilité à l'eau

- **Granulat :**

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8,8/15,15/25).

- **Eau de gâchage:**

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

c)Préparation du béton:

L'appel au laboratoire est obligatoire afin de prendre des échantillons de chaque matériau disponible sur chantier.

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométrique des agrégats existant sur chantier.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est:
  - 350Kg/m³ de ciment CEMII/42.5
  - 400L de sable Dg ≤ 5mm.
  - 800L de gravillon Dg ≤ 25mm.
  - 210 L d'eau.

- **Pourquoi les CEM II/42.5?**

Le ciment CEMII/42.5 est destiné aux travaux de bâtiment et de Génie Civil nécessitant de fortes résistances à court terme.

Le ciment port land est composé de:

- 80% à 94% de clinker.
- 6% à 20% de calcaire.
- 0% à 5% de constituants secondaires.

La présence d'une faible quantité de sulfate, de calcium assure la régularité de la prise.

On a choisi les CEMII/42.5parceque:

- Ils conviennent pour les travaux de toute nature en béton armé.
- Ils sont bien adoptés pour les travaux massifs exigeant une élévation de température modérée.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

⇒**La masse volumique :** La masse volumique du béton est comprise entre 2200 et 2400Kg/m³.Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la maitrise de vibration.

⇒**Le retrait:** Le retrait est un phénomène physique présent au sein d toutes les matières poreuses. Le retrait du béton correspond a des variations dimensionnelles mettant enjeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton.

⇒**La dilatation:** Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évaluera 10^{-5}, pour une variation de $\pm 20°C$ on obtient:$\Delta L = \pm(2/1000)X$ longueur.

⇒**Le fluage:** Est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'une chargement à une pièce en béton.

⇒**La résistance.**

1- Résistance du béton à la compression:

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'égale de 28 jours dite valeur caractéristique requise, noté f_{c28}. Selon les règles D.T.R B.C.2.2 la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi **:** $\mathbf{0.685\, fc28.\, l(j+1)}$**.**

Si j≥28→$\boldsymbol{fcj = fc_{28}}$La résistance caractéristique du béton à adopter et qui peut être

vérifiée dans suivant si non elle sera comme suit:fc_{28}=25MPa

2- **Résistance du béton à la traction*:***

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" est déduite de celle de Compression par l'intermédiaire de la relation :

$ftj=0.6+0.06\,fc28$ **Pour** $fc28\leq 40MPa$

$fc^{28}=25MPa\rightarrow ft^{28}=2.1MPa$

⇒**Module de déformation longitudinale du béton:**

- Le module de déformation longitudinale instantané est donné par:

Ei=11000(fcj)⅓

Ei=3216.2MPa…….C.B.A.93

- Le module de déformation différée est donné par:

.Ei=3700(fc)⅓

Ei=10721.398MPa… C.B.A.93

- La valeur du module d'élasticité transversale est donné par**:**

G=E/(2(1+υ)

υ: coefficient de poisson.

E: déformation relative transversal eau longitudinal.

- Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient:

υ=0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service(ELS).

υ=0.00 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime(ELU).

e)Caractéristique limites du béton:

1-Contrainte ultime du béton en compression*:*

On a: $f_{bu}=0.85f_{cj}/y_b$ en pratique on aura: $f_{cj}=f_{c28}$

Avec: f_{bu}**:** contrainte limite ultime de compression.

y_b:Coefficient de sécurité.

γ_b=1.15;pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow \mathbf{f_{bu}=18.47MPa.}$

γ_b=1.50;pour les situations durables.

$\Rightarrow \boldsymbol{f_{bu}=14.2MPa}$.

2) Contrainte ultime du béton au cisaillement:

$\overline{\tau_u}$ **= min(0.2f$_{cj}$/γ_b;5 MPa);**si la fissuration non préjudiciable.

$\overline{\tau_u}$ **=min(0.15f$_{cj}$/γ_b;4 MPa);**si la fissuration préjudiciable.

3) Contrainte de service du béton en compression:

$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}$ pour $\overline{\sigma_b}=25MPa$

4) Diagramme de contrainte de déformation:

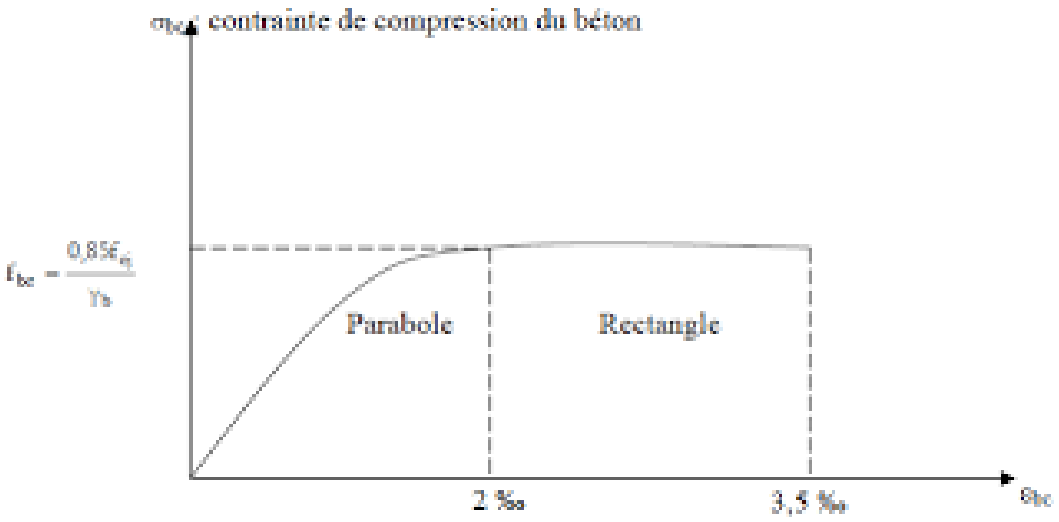


Figure I -4 diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé.

I.5.2.L'acier:

a)Définition *:*

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier .

Ils existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fonte set les ferroalliages.

b) Type d'acier:

Tableau I.1 Les types d'aciers utilisé set leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse(RL)	Armaturees transversales	FeE215 FeE235	ϕ6*et*ϕ8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinal	FeE400 FeE500	*HA*≥8
Treillissoudé	Table decompression	TLE520	0≤ϕ≤6

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 Type 1,Fe=400MPa.

c)Contraintes limites:

1. Contrainte limite à l'ELU*:*

$\bar{\sigma} = fe/\gamma s$ ..... Aciers naturels (résisteà24000Kg/cm²)

$\bar{\sigma s} = 101 fe/\gamma s$ .....Aciers écrouis (résisteà2800Kg/cm²)

Avec γs: coefficient de sécurité dépond de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15 & en\ situationcourante \quad \sigma s = 348MPa \\ \gamma s = 1 & ensituationaccidentelle \quad \sigma s = 400MPa \end{cases}$$

2. contrainte limite de service :

Fissuration peu nuisible de la contrainte …… aucune vérification à effectuer Fissuration préjudiciable .....$\bar{\sigma s} = (2fe/3; 110\sqrt{f_{tj}\eta})\ MPa$

Fissuration très préjudiciable .....$\bar{\sigma s} = M(\frac{fe}{}; 90\sqrt{f_{tj}\eta}) MPa$

η:Coefficientdesécuritédéponddel'adhérence. η =1

pour les acier(RL).η=1.6

pour les acier(HA).

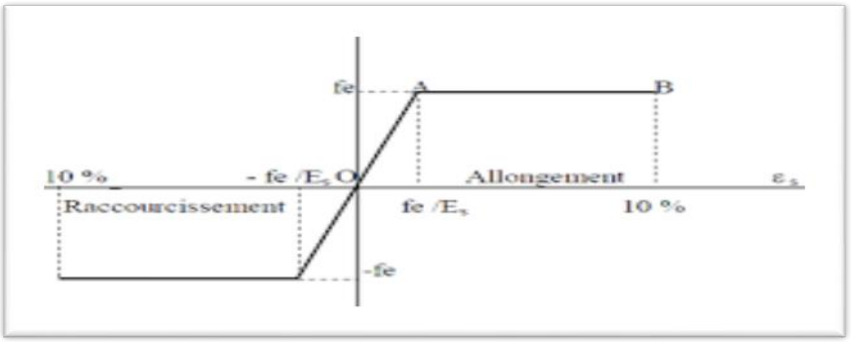


Figure I -5 Diagramme de déformation-contrainte.

Conclusion:

En adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude:

$f_{c28}=25MP$

$f_{t28}=2.1MPa$

$E_{i28}=32146.2MPa$

$E_{v28}=10721.398MPa$

$$\sigma_{bc}\begin{cases}=18.48MPa & situation\ accidentelle\\ =14.20\ MPa & situationdurable\end{cases}$$

$$\overline{r_u}\begin{cases}=3.33MPa & fissurationpeunuisible\\ =2.5MPa & fissurationpréjudiciable\end{cases}$$

FeE400, Fe=400Mpa : Pour les armatures longitudinales.

FeE235, Fe=235 Mpa : Pour les armatures transversales.

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

Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel l'ouvrage sera implanté à une contrainte admissible de 1,5 bar, ce qui équivaut à 0,15 Mpa. De plus, une profondeur d'ancrage de 2 mètres est prévue pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage en le fixant solidement dans le sol.

CHAPITRE II

PREDIMENTIONENTS DES ELEMENTS

II.1. Introduction:

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, pour estimer approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles du C.B.A93 et le RPA99 version 2003.

Les résultats obtenus sont ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus.

II.2 Pré dimensionnement des planchers:

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

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés:

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux:

Les planchers à corps creux sont constitués des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$
- ➢ et $ht \geq L/22.5$

Avec:

- ♦ L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus

  Dans notre cas : L = 4.50m

  - ➢ $450/20 \leq ht \leq 450/25 \Rightarrow 22.50cm \leq ht \leq 18.00$ cm.
  - ➢ $ht \leq 450/22.5 \Rightarrow ht \geq 20.00$ cm.

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4)cm

$\Rightarrow$ht=20 cm

Dont : h=16 cm (la dimension de notre poutrelle).e= 4cm(comme table de compression).

- ➢ $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm **(CV)**.

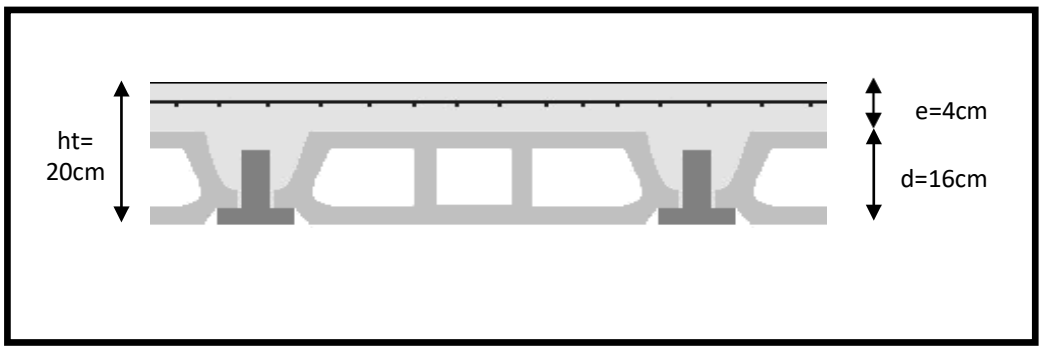


Figure II-1 dimensionnement de plancher à corps creux

II.2.2 Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:……. [1]

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

- 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 nu. Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.00 m.

Sécurité contre l'incendie :

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

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

ep= 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Condition d'isolation acoustique [1]**:** ep≥ 15cm.

⇒Critère de résistance $300/35 \leq e_p \leq 300/30$ $8.57 \leq e_p \leq 10.00$

⇒La sécurité contre l'incendie: ep=6cm

⇒Condition d'isolation acoustique : ep =8 cm

- **Conclusion:**

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

Condition de la flèche :

Si L≤ 5m $\Rightarrow$ $F \leq \frac{L}{500}$.

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

II .3 Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

- **Maçonnerie:**

Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau I.1 Les types d'aciers utilisé set leurs nuances.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

Murs extérieurs(double-cloison):

Tableau II-2 charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**



Figure II.2.Coupe de mur en maçonnerie

- **Plancher terrasse :**

1. Plancher corps creux:

Charges permanentes:

Tableau II-3 Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de liege	0.03	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.60**

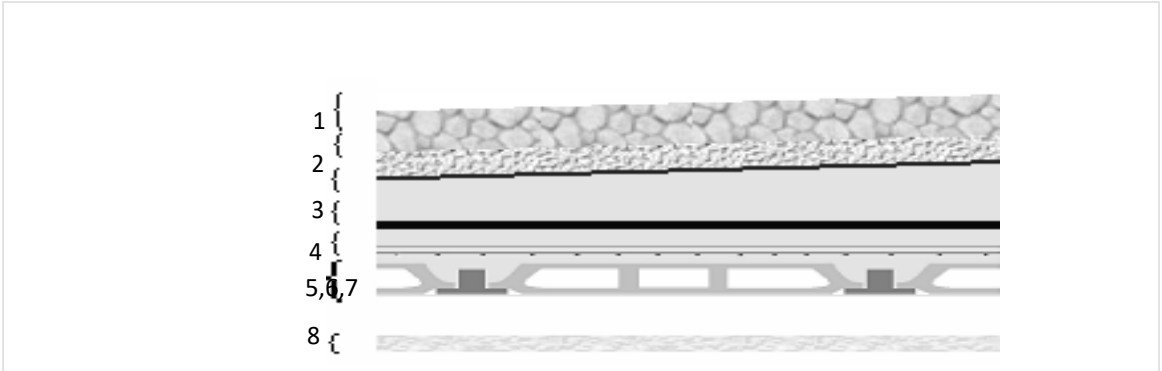


Figure II-3 composants d'un plancher terrasse

Charges d'exploitation**:** Terrasse

inaccessible Q = 1KN/m^2.

2. Plancher courant:

Charges permanentes:

Tableau II-4 Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	Mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.00**

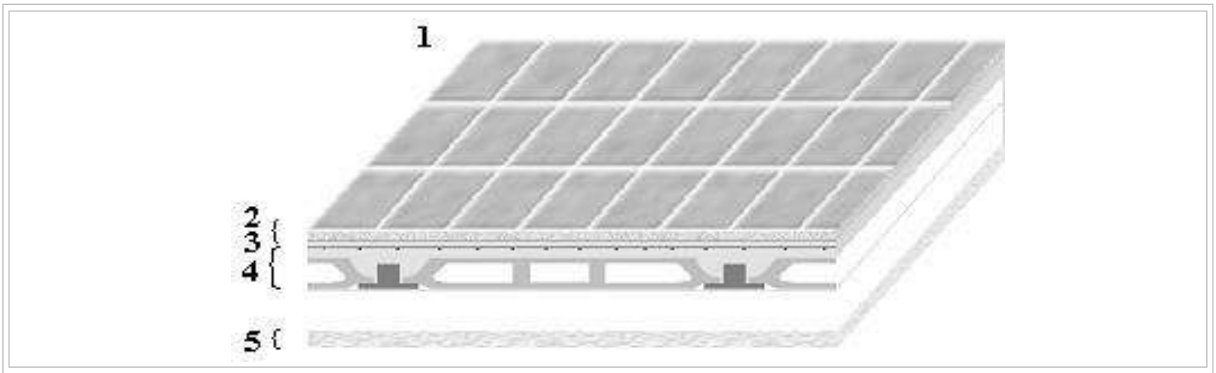


Figure II-4 composants d'un plancher courant

Charges d'exploitation:

Tableau II-5 surcharge d'exploitation du plancher

	Terrasse inaccessible	**Plancher courant (habitation)**	**Plancher RDC (commerce)**	**Balcon**
Charges d'exploitation (*kN/m²*)	**1.00**	**1.50**	**4.00**	**3.50**

- **Dalle pleine :**

Etage courant:

Tableau II-6 Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Cloison légére	0.01	1.62
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**5.61**

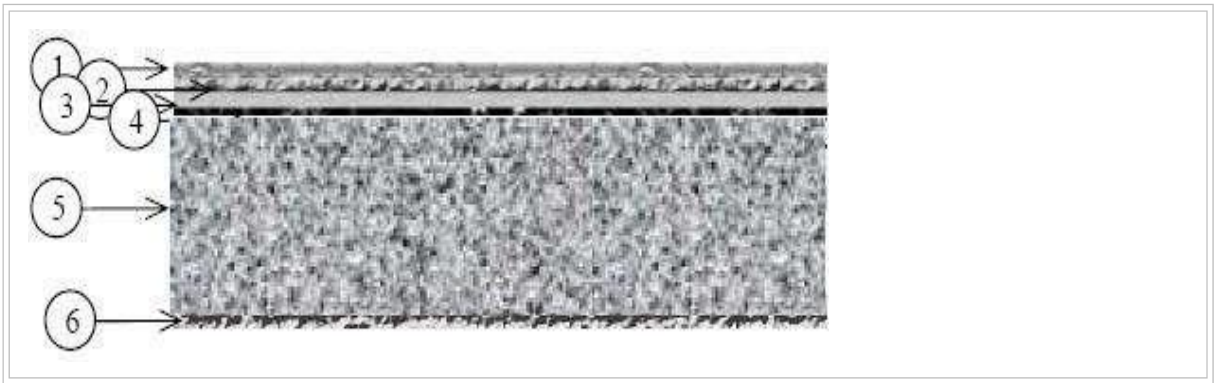


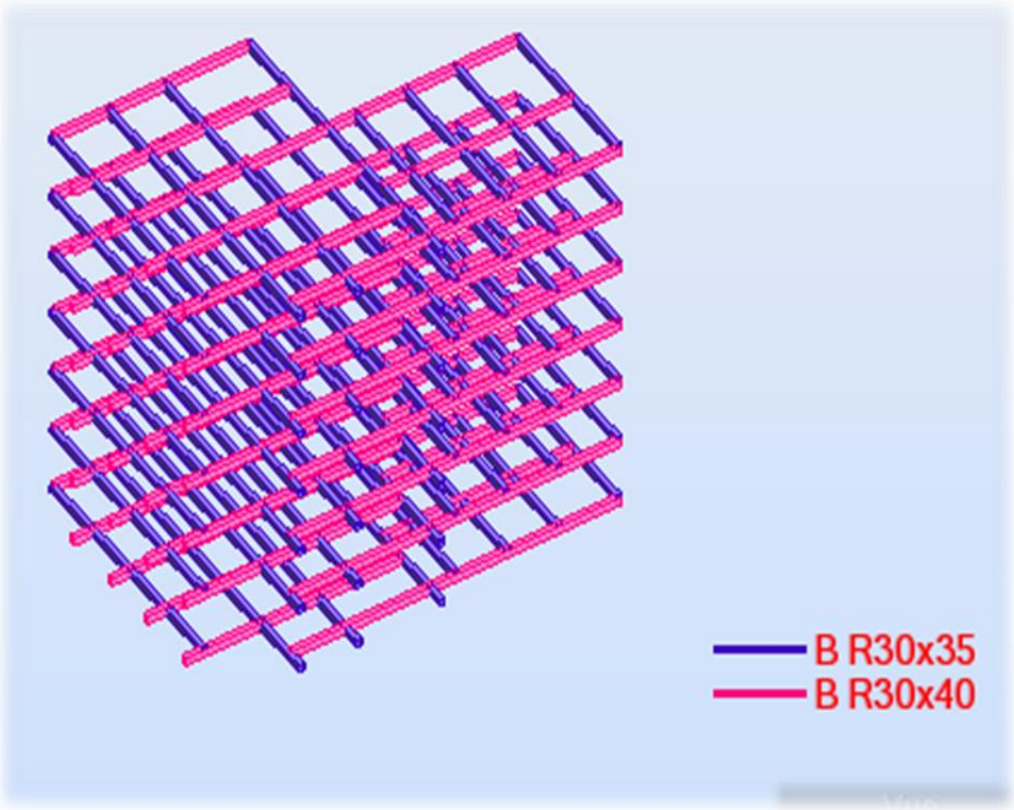
Figure II-5 composants de la dalle d'étage

II.4 Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts du aux charges transmises par les planchers.

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les [Ouvrage en BA], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien(RPA99) Règles(CBA93)

LES POUTRES :



FigureII-6 Robot 1

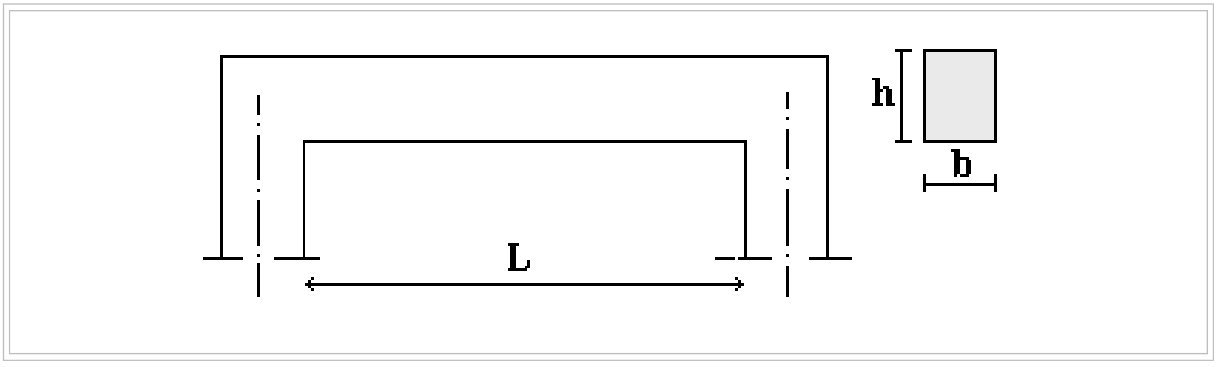


Figure II-7 Dimensionnement de la poutre

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

❖ **Selon C.B.A93**

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ **Vérification d'aprèsRPA99version 2003:(article7.5.1):**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

Avec : L : la portée de la poutre.
h : la hauteur de la poutre.
b: la largeur de la poutre.

II.4.1 Les poutres principale :

L=L_{max}=4.47m

❖ C.B.A93:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} & 29.8 \leq h \leq 44.7 & onprend{:}h=40cm \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h & 12.00 \leq b \leq 28.00 & onprend{:}b=30cm \end{cases}$$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003:(article7.5.1):**

$$\begin{cases} b=30cm>20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots v\acute{e}rifier \\ h=40cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots v\acute{e}rifier \\ h/b=1.33 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots v\acute{e}rifier \end{cases}$$

⇒Donc on opte pour une poutre de section **(30x40)**

II.4.2 Les poutres secondaires:

L=L_{max}=4.55m

❖ C.B.A93:

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $30.33 \leq h \leq 45.50$ $onprend: h=35cm$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $10.50 \leq b \leq 24.50$ $onprend: b=30cm$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003:(article7.5.1):**

$b=30cm>20cm$ ..... $vérifier$

$h=35cm \geq 30cm$ ..... $vérifier$

$h/b=1.16 \leq 4$ ..... $vérifier$

⇒**Donc on opte pour une poutre de section (35x30)**

Vérification de la flèche :[2]► Art [B.6.5]◄:

L=4.47m $F_{limit}=\frac{L}{1000}+0.5=0.947cm$

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 peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

Vérification selon leRPA99

Choix du poteau le plus sollicité: Le poteau le plus sollicité est(voir plans)

II Pour toutes les raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralisel'utilisation aux poteaux les plus sollicité soit : les poteaux centraux d'ou : (C-4 ; 5).

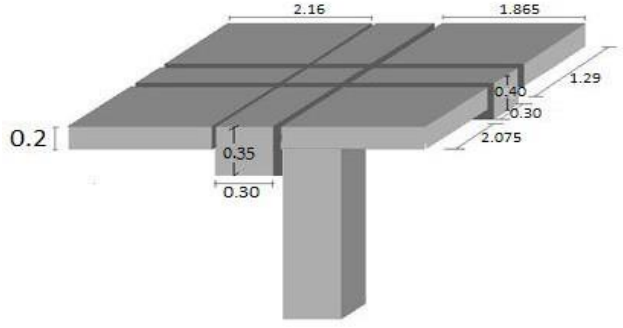
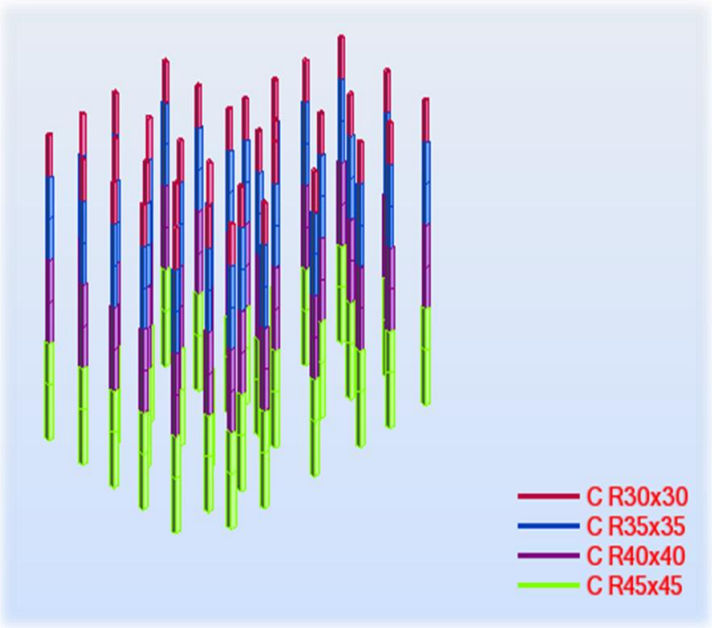


Figure II-8 le poteau plus sollicité

Dimensions des poteaux :

On prend :

1. h = 45cm Soit (b x h)= (45x45) cm² pour RDC/1ER étage
2. h = 40cm Soit (b x h)= (40x40) cm² pour 2/3EME étage
3. h = 35cm Soit (b x h)= (35x35) cm² pour 4/5EME étage
4. h = 30cm Soit (b x h)= (30X30) cm² pour 6EME étage



FigureII-9 Robot 2

Calcul de la longueur L_f:

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 luidans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

♦ L_0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs,Cas des étages courants.

♦ L_0 =4,08 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

Les Etapes de pré dimensionnement :

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

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

✓ Vérifier : $\overline{\mathbf{N}}_{ultime} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

- N_u : Effort normal admissible { l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ; Br = (a-2cm)*(b-2cm).
- γ_b= 1,50 & 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 { 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau { calculé:

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

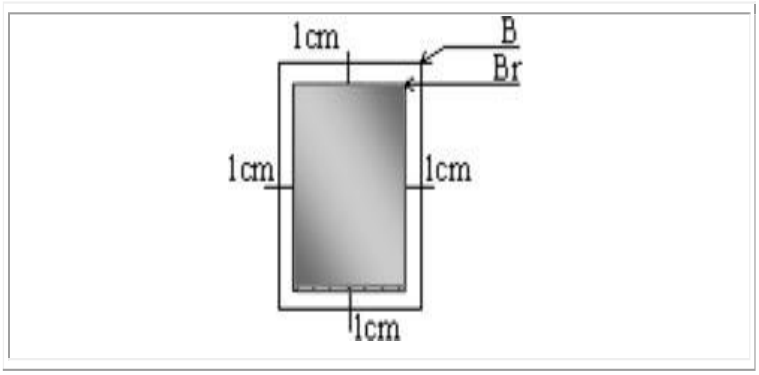
Avec :

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

$\boldsymbol{L_f = 0.7 L_0}$: C'est la longueur de flambement.

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

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



FigureII-10 Section réduite du poteau

Tableau II-7 calcule de $\bar{N}_u$

	dimension	h_e (*m*)	Br (*mm²*)	λ	α	As (*mm²*)	$\bar{N}_u$ (*kN*)
le 6eme étage	30x30	3.06	78400	24.73	0.773	90	1146.48
le 5eme étage	35x35	3.06	108900	21.20	0.792	122.5	1630.95
le 4eme étage	35x35	3.06	108900	21.20	0.792	122.5	1630.95
le 3eme étage	40x40	3.06	144400	18.55	0.805	160	2197.43
le 2eme étage	40x40	3.06	144400	18.55	0.805	160	2197.43
le 1ere étage	45x45	3.06	184900	16.49	0.814	202.5	2844.53
le RDC	45x45	4.08	184900	21.99	0.788	202.5	2753.67

la surface reprise par le poteau :

- Tous les étages:

$$S_t = (1.29+2.075+0.3)\times(1.865+2.16+0.3)=15.85\ m^2$$

$$S_p = (1.29+2.075)\times(1.865+2.16)=13.54\ m^2$$

Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou sur abondant.

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 {chaque étage de10% jusqu' {0,5Q.

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

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

Tableau II-8 détermination des charges d'exploitations

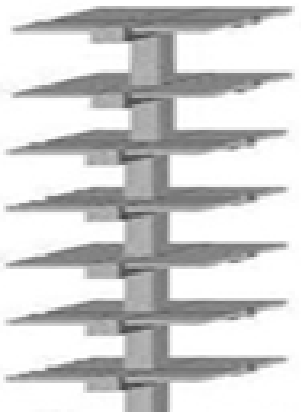
	q (kN/m^2)	$s_t(m^2)$	Q(kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum(kN)
6eme étage	**1.5**		**Q0=**	**23.775**	**1**	**39.625**
5eme étage	**1.5**		**Q1=**	**23.775**	**0.95**	**61.022**
4eme étage	**1.5**		**Q2=**	**23.775**	**0.90**	**80.042**
3eme étage	**1.5**		**Q3=**	**23.775**	**0.85**	**96.685**
2eme étage	**1.5**		**Q4=**	**23.775**	**0.80**	**110.95**
1eme étage	**1.5**	**15.85**	**Q5=**	**23.775**	**0.75**	**122.837**
RDC	**4.0**		**Q6=**	**63.400**	**0.714**	**162.970**

Charges permanentes et Nu:

Une majoration de10% de l'effort normal est{considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau II-9vérifications du($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)

	Eléments	G (*kN*)	G (*kN*)	G_{cum} (*kN*)	Q_{cum} (*kN*)	Nu (*kN*)	1.1Nu(*kN*)	U (*kN*)	1.1Nu $N \leq \bar{N}_u$
6eme étage	Poutre P	11.36	119.67	119.67	15.85	185.33	203.86	1146.48	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	6.88							
	Plancher	81.24							
5emeétage	Poutre P	11.36	114.04	345.26	61.022	557.63	613.39	1630.95	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	9.37							
	Plancher	81.24							
4emeétage	Poutre P	11.36	114.04	459.3	80.042	740.12	814.13	1630.95	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	9.37							
	Plancher	81.24							
3erétage	Poutre P	11.36	116.91	576.21	96.685	922.91	1015.20	2197.43	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	12.24							
	Plancher	81.24							
2emeétage	Poutre P	11.36	116.91	693.12	110.95	1102.14	1212.35	2197.43	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	12.24							
	Plancher	81.24							
1emeétage	Poutre P	11.36	120.16	813.28	122.837	1282.18	1410.40	2844.53	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	15.49							
	Plancher	81.24							
Le RDC	Poutre P	11.36	120.16	933.44	162.97	1504.6	1655.06	2753.67	**CV**
	Poutre S	12.07							
	Poteau	15.49							
	Plancher	81.24							



Fugire II-11 schématisation du poteau étudie
(Pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée)

VérificationselonleRPA99v2003:

D'après le RPA99 v 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées:

Tableau II-10 vérifications de coffrage des

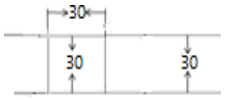
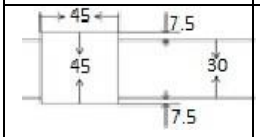
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min(b, h)≥30*cm*	Min(b, h)=30 *cm*≥30*cm*	**CV**
Min(b, h)≥he/20	Min (b, h)=30*cm*≥(he/20)=(4.08-0.40)/20=18.40*cm*	**CV**
0.25≤ (b/h)≤ 4	0.25≤ (b/h)=1≤ 4	**CV**

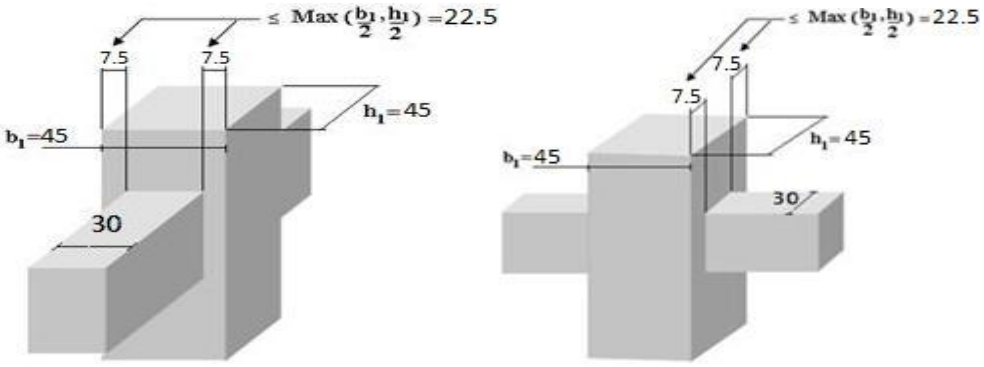
Vérification aux zones nodales: (RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq \text{Max}(b_1/2;h_1/2)$

Tableau II-11vérification aux zones nodales

	b_{max}(cm)	h_1(cm)	b_1(cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d(cm)	$\text{Max}(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq \text{Max}(b_1/2;h_1/2$
	30	30	30	Oui	0.0	15	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui



Poutre secondaire Poutre principale

FugireII-12 les poutres principales et secondaires

II. 6 Pré dimensionnement des voiles:

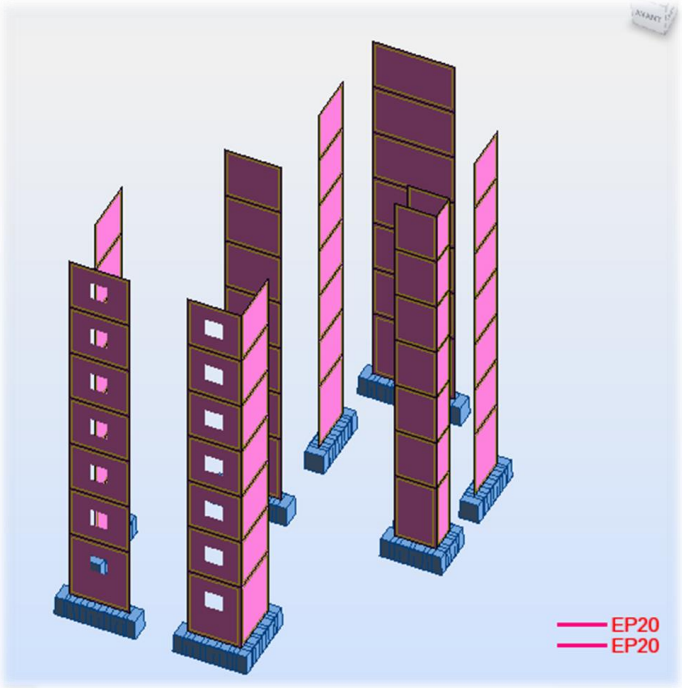
Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils sauront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

LES VOILES :

- On adopte pour tous les voiles d'étages courants une épaisseur de : a=EP =20cm.



FigureII-13 Robot 3

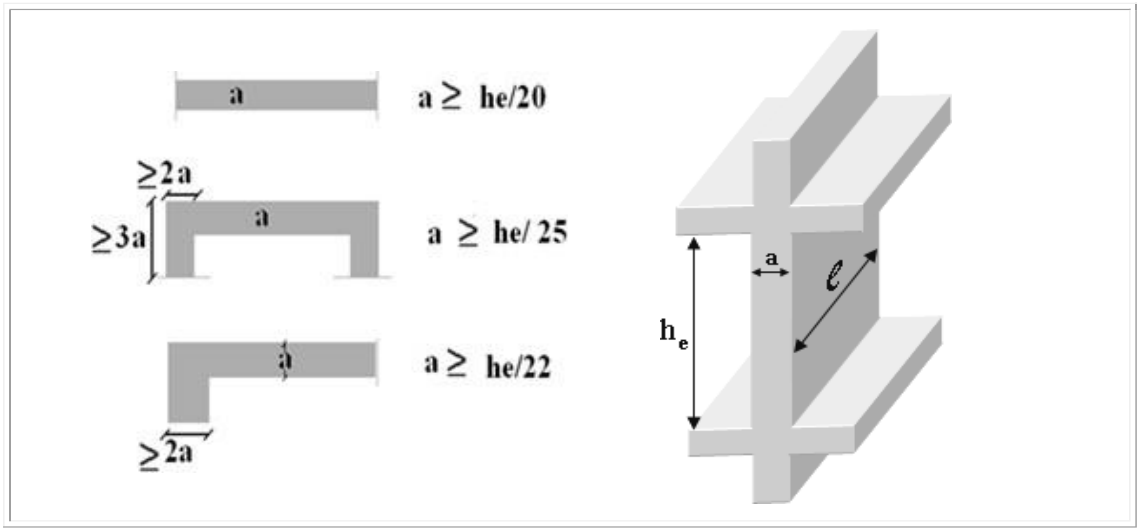


Figure II- 14 Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- **he** = 4.08-0.4=3.68m.**(RDC)**
- a ≥ MAX(15cm; he/25;he/22;he/20)

  a ≥ MAX(15cm;14.72cm;16.72cm;18.40cm)

  a ≥ 18.40cm

  On adopte: a=20 cm

  - **he** =3.06-0.4=2.66m.**(étages courants)**
  - a ≥ MAX(15cm; he/25;he/22;he/20)=

    a ≥ MAX(15cm;10.64cm;12.09cm;13.30cm)

    a ≥ 13.30cm

  On adopte: a=15 cm

Chapitre III

Les élements secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment l'encastrement dû une charge d'exploitation horizontale de 1kN/ml appliquée à son extrémité libre. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

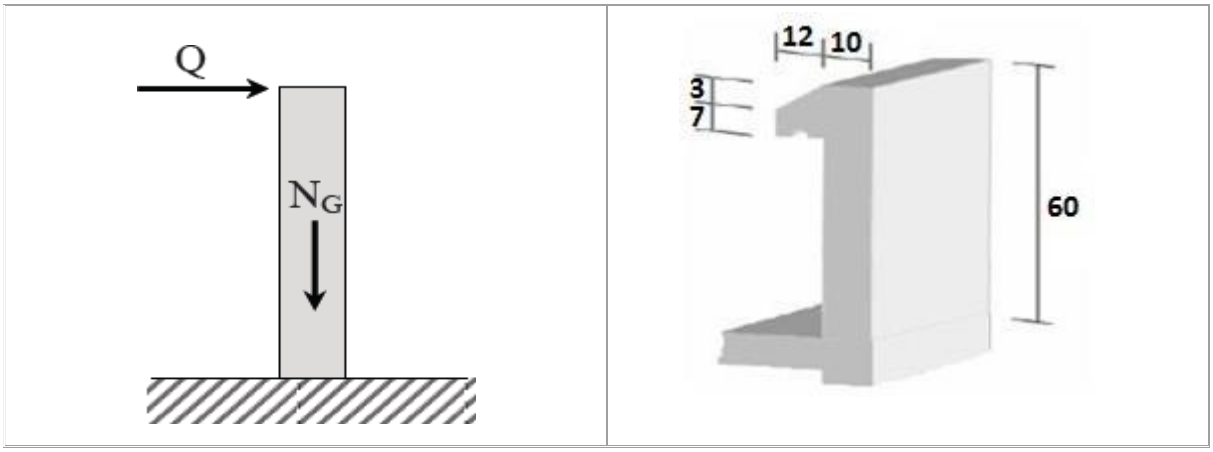


Figure III -1 L'acrotère

Évaluation des charges et surcharges:

Tableau III -1 Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,755kN
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

Détermination des efforts :

Tableau III -2 Les effort

	E.L.U
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 1.35*1.755=2.369
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1,5*1=1.5
Moment d'encastrement : Mu (kN.m)	1,5 * Q * h =1.5*1*0.6=0.9

Calcul du ferraillage :

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

Tableau III -3 Les charges

Données			
T f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

À E L U :

- **l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38.00$ cm

On a : $e_0 = 38.00\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm **Erreur ! Signet non défini.**

- 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.

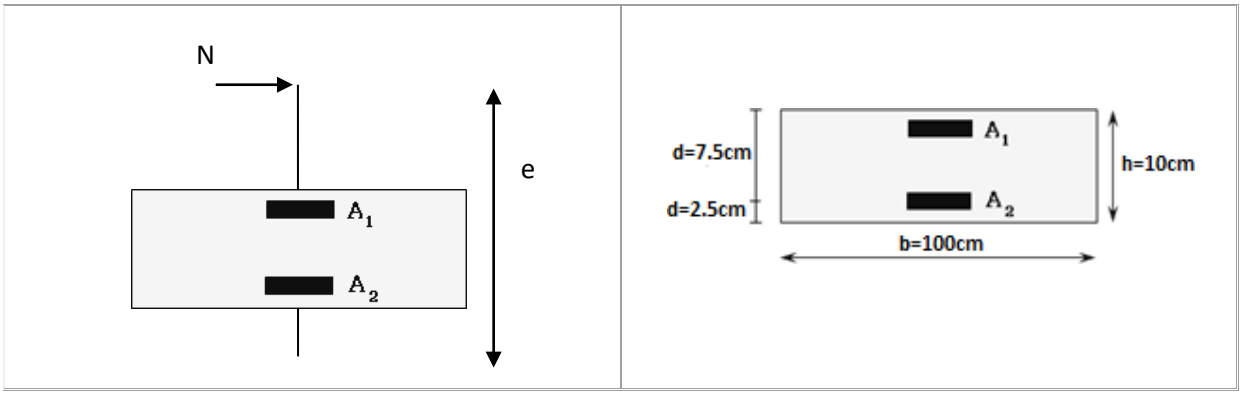


Figure III -2 Section de B.A l’ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ e=0.405m

$M1 = N * e \quad \Rightarrow$ M1=0.96 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \quad \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M1}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \quad \Rightarrow A_1 = 0,37\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.30\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.30\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$; $A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.30\ cm^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera: $A = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$

❖ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$;

❖ **Espacement :**

S_t= (100/4)=25 cm ≤ S_{min} =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

$S_{rép}$= (60/4)=15 cm ≤ S_{min} =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

Vérification à l'E.L.S :

Données**:** N_{ser} = 1.755 ; M_{ser} = 0.60 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a **$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.6/1.755 = 34.19$ cm**

(h/2)-c = 5-2.5 = 2.5 cm < e_0=34.19 cm

Vérification de l'effort tranchant :

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

Égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{2.369}{0.9x0.075} = -33.60\,kN$$

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

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

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

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

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

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

Vérification de l'acrotère au séisme :

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, [Modificatifs et compléments aux RPA99 **(groupe d'usage 2 , zone III)**]
- C_p: facteur de force horizontal, **(R.P.A page 43 tab. 6.1)**
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp = 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.404 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN} \quad \text{.....(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontal

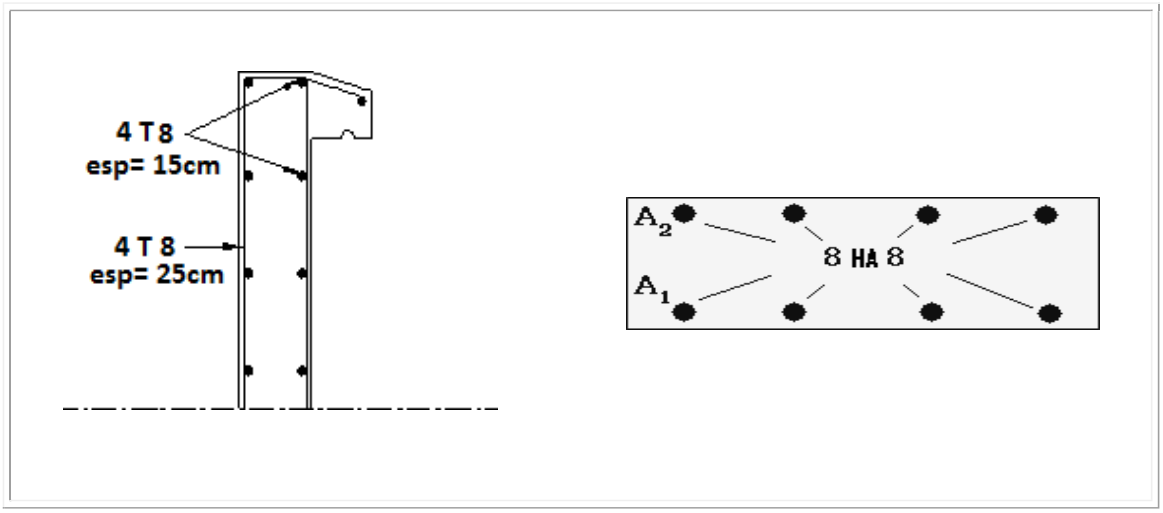


Figure III -3 Section de B.A l'ELU

III.2.Plancher corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation,il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm 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.

La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :33cm

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

$$A_t \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures. 50cm $\leq$ (L=65cm) $\leq$ 65cm $\Rightarrow$ $A_t \geq 0.5$ cm² /m.l

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

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

On choisira: $A_t = 5 \upsilon 5 = 0.98 \text{ cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_l = 5 \upsilon 5 = 0.98 \text{ cm}^2$, esp = 20 cm

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

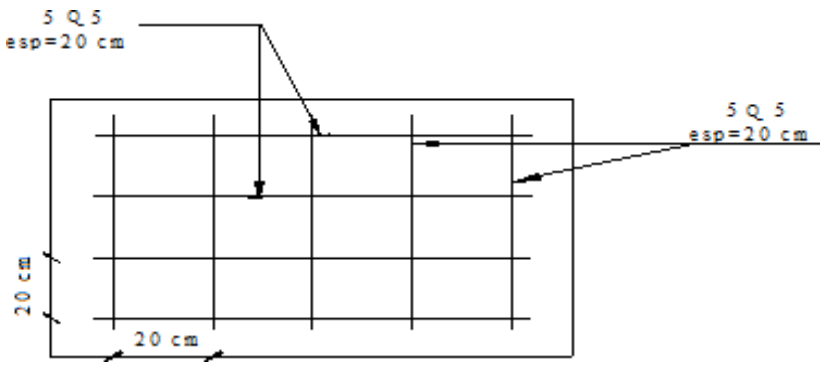


Figure III -4 disposition constructive des armatures de la table de compression

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.

avant coulage :

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

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

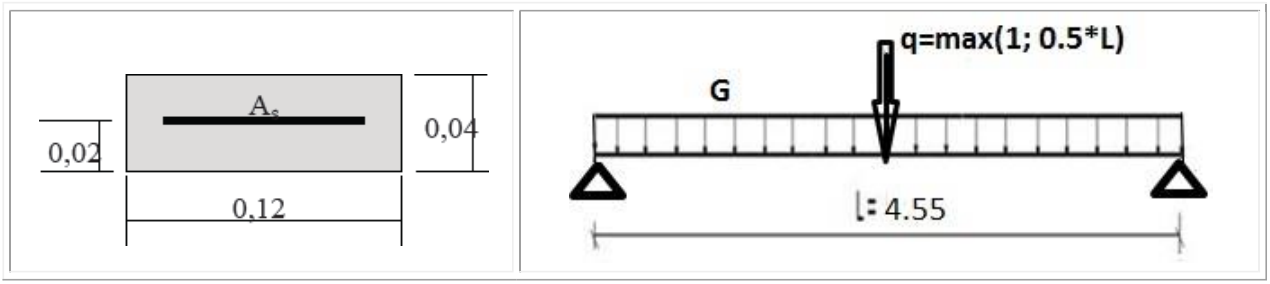


Figure III -5 schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau III -4 les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.55	2.28	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 octroie :

Tableau III -5 Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\overline{QL^2/8= 1.99}$	$\overline{QL/4 =2.59}$	1.35MG+1.5MQ=6.57

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma b} * b * d^2} = \frac{6.57 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 9.64 \gg \mu_{max} = 0.392$$

Cette valeur de μ=9.64 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation

Après coulage :

Vérification de la flèche :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml
- Q = 1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue
- $f = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $f = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau III -6 Détermination le nombre des

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	f̄ (cm)	f ≤ f̄
0	2.08	0.65	4.308	4.55	1.79	0.91	Non
1				2.27	0.11	0.45	Oui

On place 1 étaiement à une distance L=2.27 m.

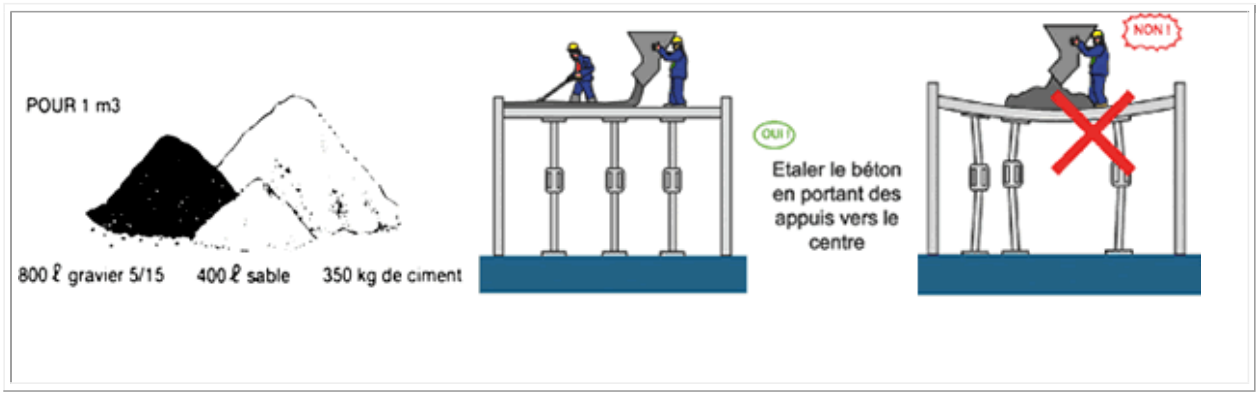


Figure III -6 Choix de disposition des étaiements

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

- Poutrelle à 1 seule travée.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

Méthode de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les poutres continues remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm². $Q \le Min\begin{cases}2G\\5000N/mm^2\end{cases}$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 : $0.8 \le \frac{Li}{Li+1} \le 1.25$

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

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

1) $M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \ge M_{Max}\begin{cases}1.05M_0\\(1+0.3\alpha)M_0\end{cases}$

2) $M_t \ge \begin{cases}\frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 & Si\ la\ travée\ est\ de\ rive\\ \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 & Si\ la\ travée\ est\ \text{intermédiaire}\end{cases}$

3) Pour les appuis:

$\begin{cases}M_a \ge 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées}\\ M_a \ge 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.}\\ M_a \ge 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.}\\ M_a \ge 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive}\end{cases}$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$(kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ Avec : T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

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

- **Remarque :**

1- Dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

2- le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo ; **Ma**=**Mb**=-0.5 Mo

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de **Caquot**.

S **Exposé de la méthode :**

b) Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitairen'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les momentsen travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$ et où $\frac{k_w}{k_e} = \gamma$ Donc : $\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité: $\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$

Le moment aux appuis: $M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8.5\,(l'_w + l'_e)}$

- **RMQ** : on prend les moments des appuis du rive comme semi encastrement $M_{app}=0.2\ M_0$ (M_0 : moment isostatique)

Le moment en travée: La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment :

a)Une seule travée : à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o \frac{-M_e + M_w}{2}$$

b) Deux travée et plus : ($\frac{dMt}{dx} = 0$) comme moment maximum en travée:

$$M_t(x) = \frac{P.l}{2}x + \frac{M_w - M_e}{2}.x - \frac{P.x^2}{2} - M_w$$

Avec :

- P : Charge répartie de la travée.
- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie { gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie { droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant { gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant { droite de l'appui considéré.

Evaluation des charges et surcharges :

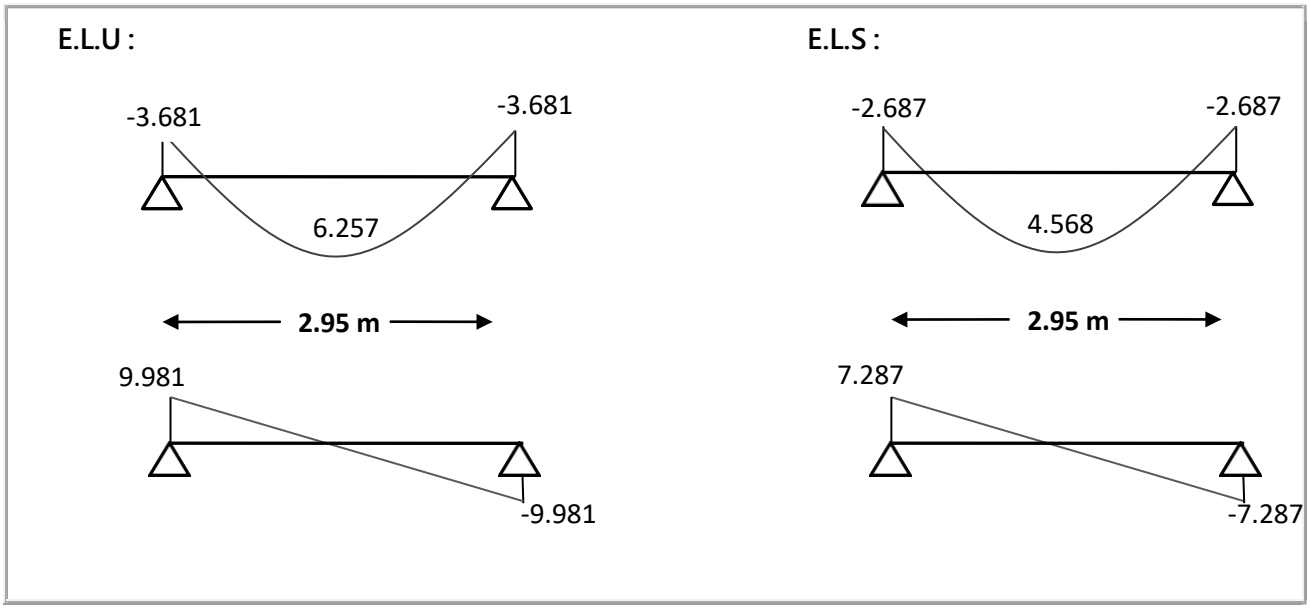
Tableau III -7 Actions de calcul des poutrelles après

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.60*0.65=4.29	1*0.65=0.650	6.767	4.940
Plancher courant	6.00*0.65=3.90	1.5*0.65=0.975	6.728	4.875

Sollicitations de calcul :

❖ **1ier type : Poutrelle à 1 seule travée.**

La méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



Fugire III -7 Sollicitations de calcul des poutrelles **à une seule travée** après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

❖ **2ème type : Poutrelle à 3 travées.**

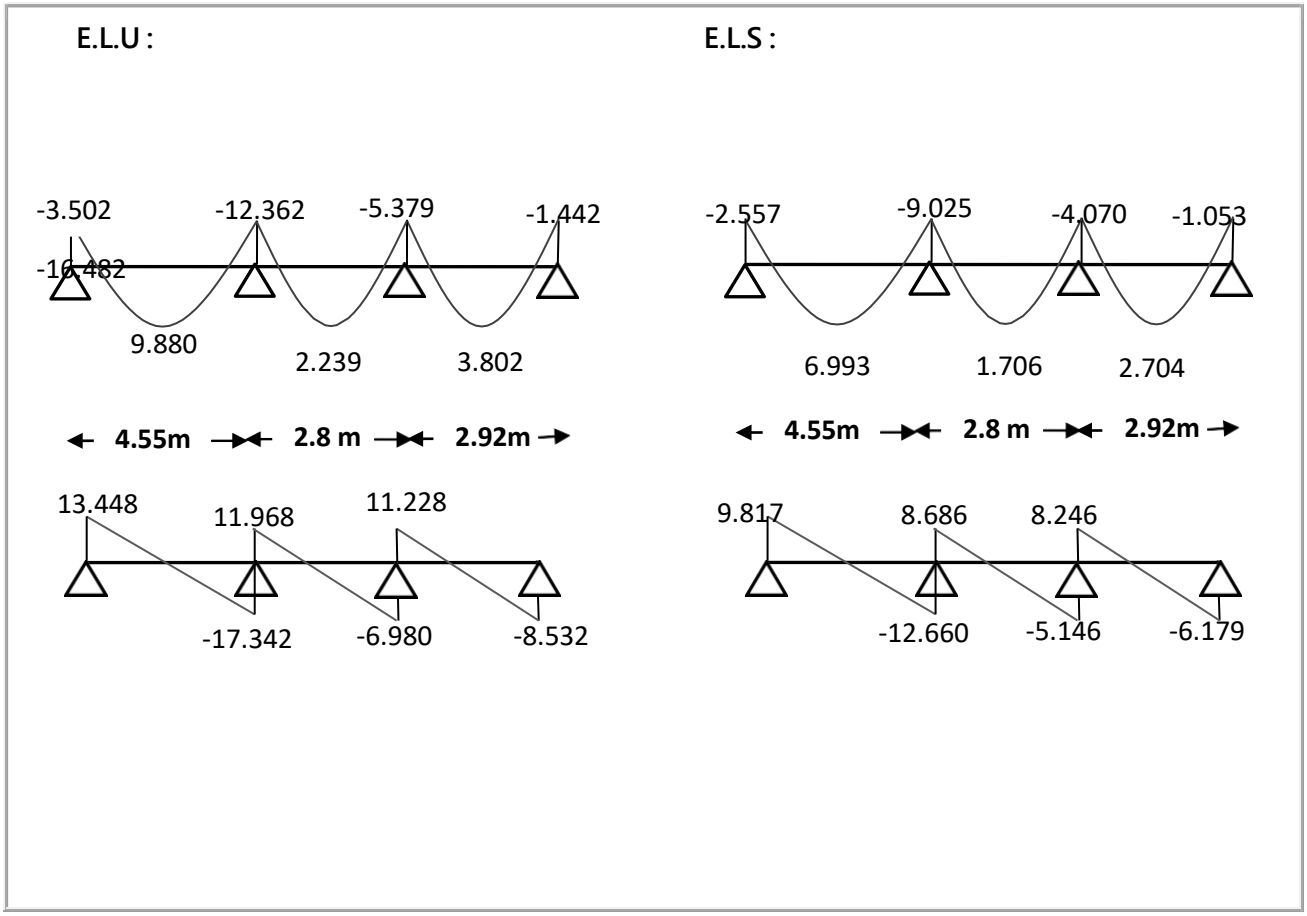
Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 0.65\ kN/m^2 \leq \text{Min}\begin{cases} 2G = 8.48\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.62 < 1.25$ **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot**.



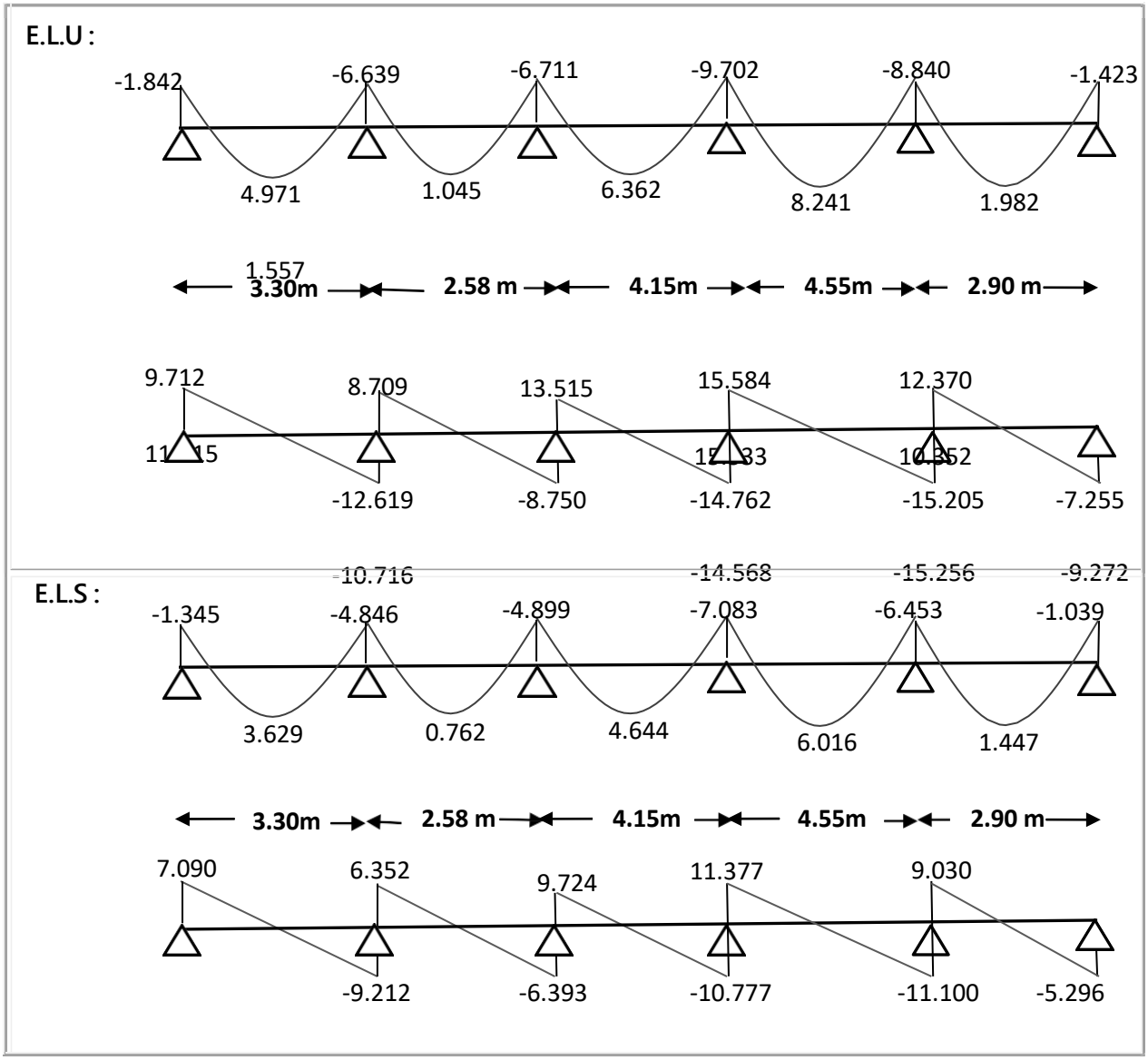
Fugire III -8 Sollicitations de calcul des poutrelles **à trois travées** après coulage
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

❖ **3ème type : Poutrelle à 5 travées.**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 0.65\ kN/m^2 \leq \text{Min}\begin{cases} 2G = 8.48\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**
- l'inertie est constante pour toutes les travées.
- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.28 < 1.25$ **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot**.



Fugire III -9 Sollicitations de calcul des poutrelles **à cinq travées** après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

❖ **4ème type : Poutrelle à 6 travées.**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 0.65\ kN/m^2 \leq \text{Min}\begin{cases} 2G = 8.48 \quad kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**
- l'inertie est constante pour toutes les travées. **(C.V)**
- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.28 < 1.25$ **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot**.

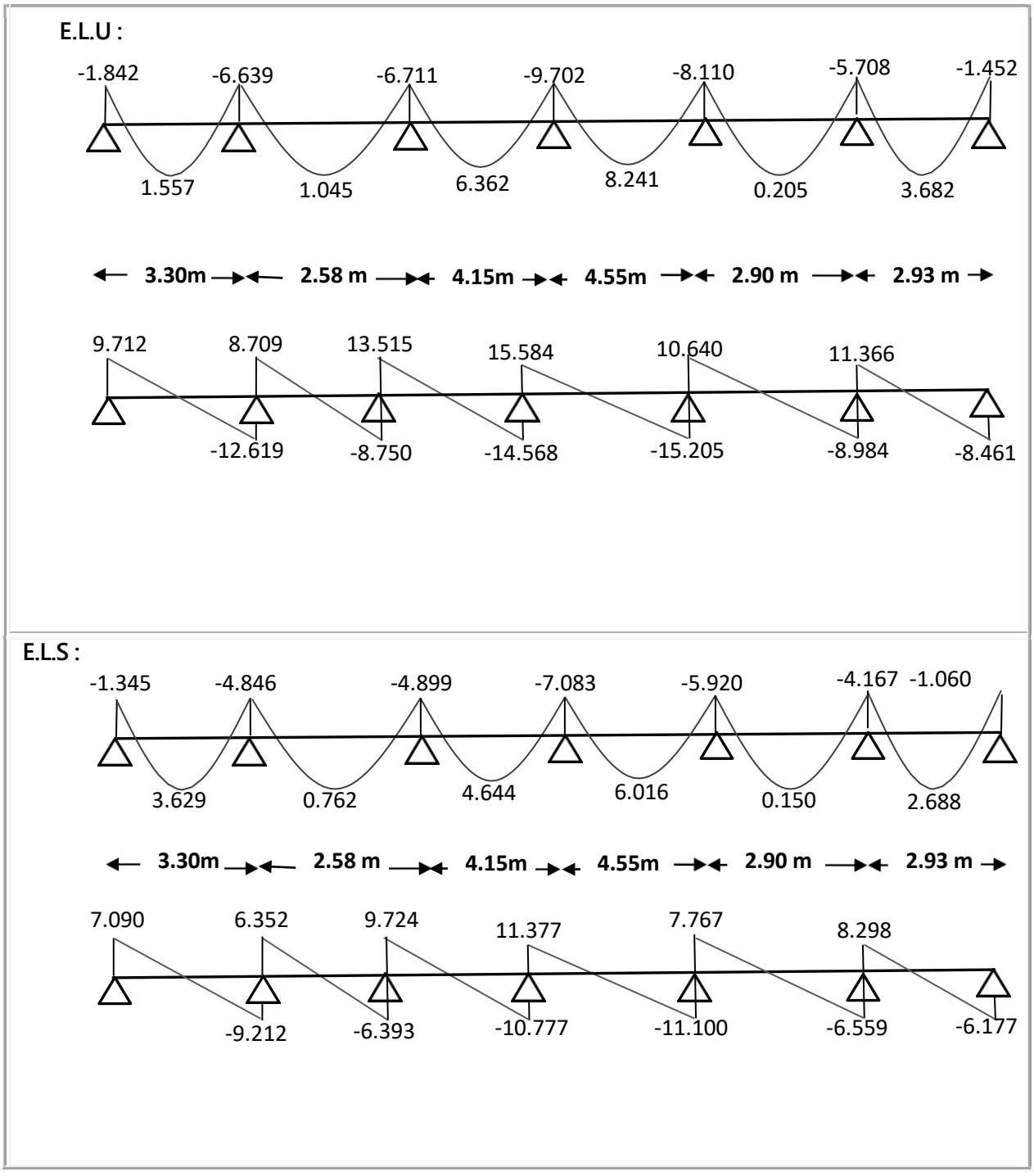


Tableau III -10 Sollicitations de calcul des poutrelles **à six travées** après coulage
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

Récapitulations :

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

Tableau III -8 Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)	Tu (kN)
sollicitations	**12.362**	**9.880**	**17.342**	**9.025**	**6.993**	**12.660**
référence	**Poutrelle à 3travées**	**Poutrelle à 3 travées**	**Poutrelle à 3 travées**	**Poutrelle à 3 travées**	**Poutrelle à 3 travées**	**Poutrelle à 3 travées**

Ferraillage de la dalle de compression :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

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

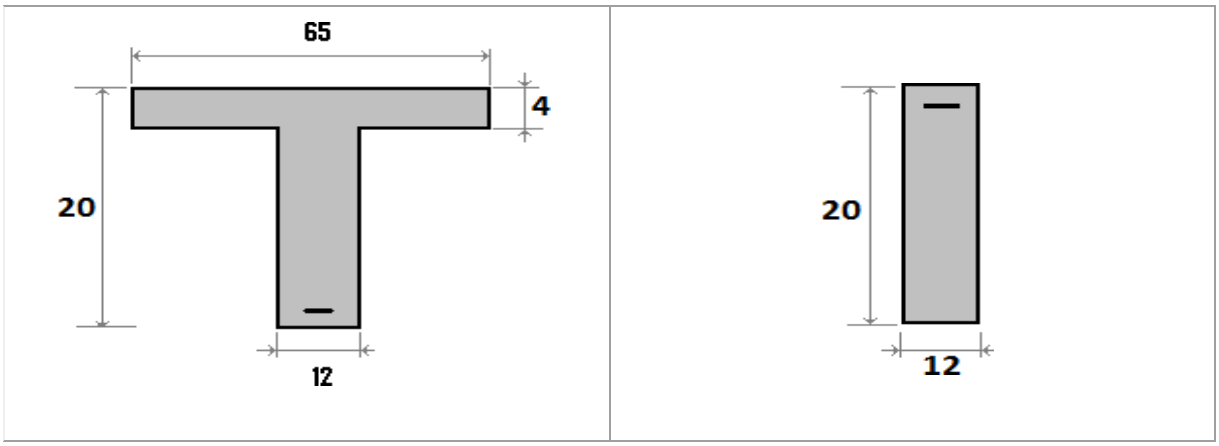


Figure III -11 les sections considérées pour le calcul des ferraillages.
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est **peu nuisible**, la situation est durable.

Tableau III -9 calcule des armatures

		En travée	Aux appuis
EL	M_u (kN.m)	9.880	12.362
	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	0.033	0.224
	μ_l	0.392	
	μ< μ_l	**CV**	**CV**
	β	0.9835	0.872
	A′(cm²)	0	0
	A (cm²)	1.61	2.02
	Le chois	**3HA10=2.36 cm²**	**2HA12=2.26 cm²**
Vérification a l'E	M_{ser} (kN.m)	6.993	9.025
	$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	15	
	σ_b (Mpa)	3.30	4.30
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	**CV**	**CV**

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

Tableau III -10 ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA12

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ8 ; et deux autres barres sera comme un ferraillage de dalle de compression.

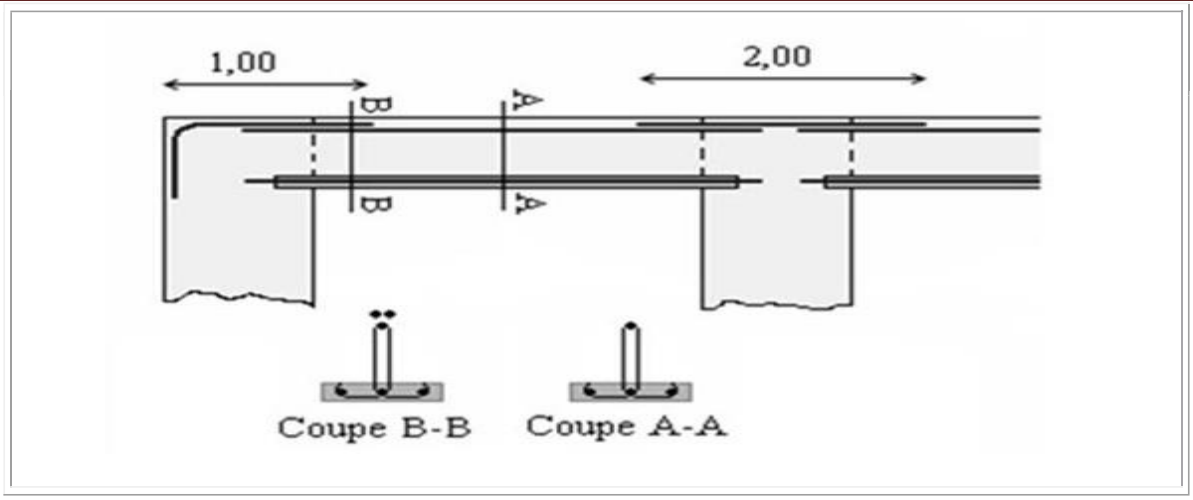


Figure III -12 Disposition constructive des armatures

Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{17.342 * 10^3}{120 * 180} = 0.80\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

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

Appui de rive: $M_u = 12.362$ kN.m $> 0{,}9V_u d = 0.9*17.342*0.18 = 2.809$ kN.m

Aucun prolongement à faire.

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

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

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

$$\Rightarrow V_u = 17.342\,\text{kN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129{,}6\ \text{kN} \qquad \textbf{(C.V)}$$

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

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

$$\sigma_m = \frac{2\times 17.342\times 10^3}{120\times 162} = 1{,}78\ \text{MPa} < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(C.V)}$$

$$A = 2.26\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 17..342\times 10^3}{400} = 0.50\text{cm}^2 \quad \text{(C.V)}$$

Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III -11 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.55 = 0.044 Mt/(15 Mo)=0.85/15=0.057	ρ=At/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.0109 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

$M_{ser} = 6.993\text{kN.m}$, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.18} = 0.0109$; $\rho = 1.09\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.856$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}\cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 192.31\ \text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3\cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05\cdot 2.1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0.0109} = 3.772 \quad ; \quad \lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.508$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75\cdot 2.1}{4\cdot 0.0109\cdot 192.31 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.649$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7.101\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + h_0(b-b_0)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 20021.06\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 6.387*10^3\ \text{cm}^4 \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 11.130*10^3\ \text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{6.993*4.55^2*10^8}{10.(32164.195*6387)} \Rightarrow f_i = 7.047\text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{6.993*4.55^2*10^8}{10.(10721.398*11130)} \Rightarrow f_v = 12.132\text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 12.132 - 7.047 = 5.085$ mm ; Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4550}{500} = 9.10$ mm ; Donc: $\Delta f_t = 5.080\text{ mm} < f_{Limite} = 9.10$ mm.

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

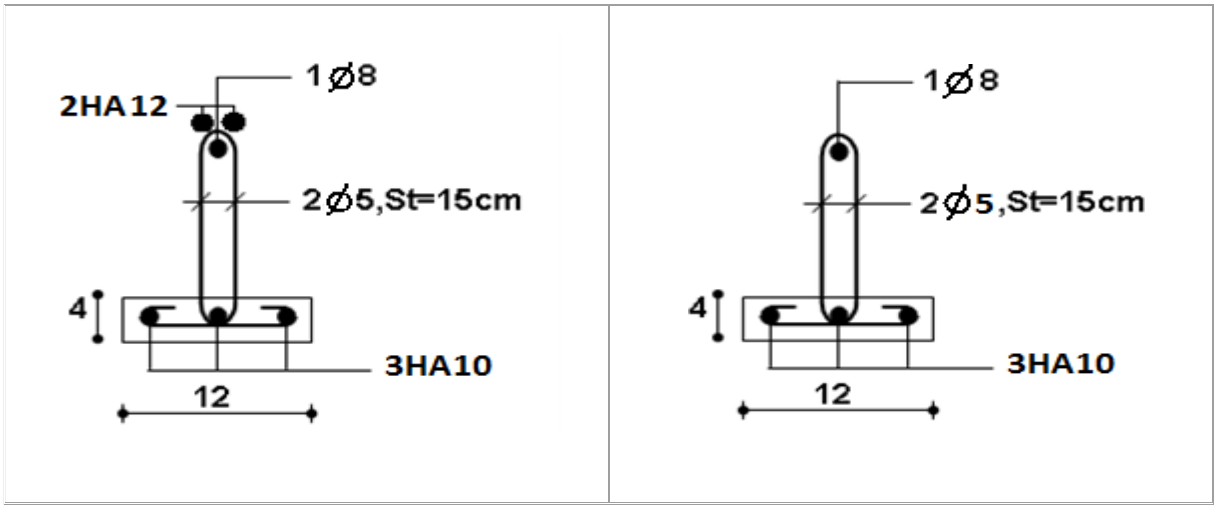


Figure III -13 ferraillage des poutrelles en zone d'appui ({ gauche), en travée ({ droite)

III.3. Les dalles pleines :

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, et l'autre dalle sous forme rectangulaire finit par un demi rond repose sur deux appuis.

- Aussi pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des deux types.

Forme rectangulaire :

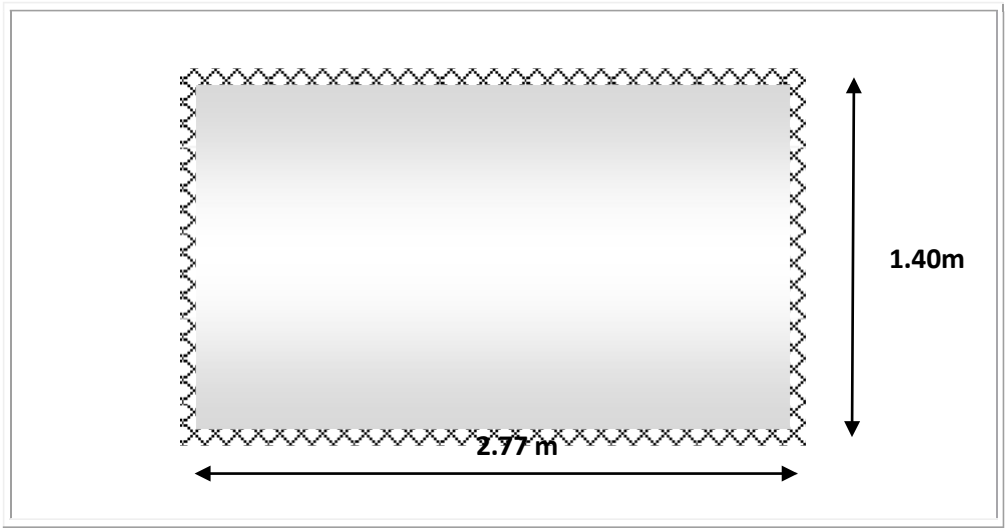


Figure III -14 dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe

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.

- o Donc on utilise pour cette dalle la méthode forfaitaire car :
  - a- Un panneau rectangulaire **(C.V)**
  - b- Une charge uniformément repartie **(C.V)**
  - c- $Q < \min(2*G ; 5\ kN/m^2) = 5\ kN/m^2$ **(C.V)**

Prédimensionnement :

L'épaisseur sera: $L/40 \geq e \geq L/45 \Rightarrow 277/40 \geq e \geq 277/45 \Rightarrow 6.93 \geq e \geq 6.16$

On adopte **e=15 cm**.

Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III -12 les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	2.5	**11.32**
ELS			**8.11**

Calcul du ferraillage :

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.40}{2.77} = 0.51 > 0.40$ ⇒ La dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III -13 Détermination des coefficients μ_x et μ_y

	μ_x	μ_y
ELU: =0	0.0951	0.2500
ELS :=0.2	0.0987	0.3758

Détermination des moments :

- A l'E.L.U:

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times (1.4)^2 \times 11.32 = 2.10\ \text{KNm} \\ M_y^u = 0.2500 \times 2.10 = 0.53\ \text{KNm} \end{cases}$$

- A l'E.L.S:

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times (1.4)^2 \times 8.11 = 1.57\ \text{KNm} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 1.57 = 0.59\ \text{KNm} \end{cases}$$

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

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= 15 cm	d=13cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

$$M_x^t = 0.85 M_x^u = 1.79 \text{ KNm} \qquad M_x^a = 0.5 M_x^u = 1.05 \text{ KNm}$$
$$M_y^t = 0.85 M_y^u = 0.45 \text{ KNm} \qquad M_y^a = 0.5 M_y^u = 0.27 \text{ KNm}$$

Tableau III -20 : Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u kN.m	μ	Q	A cm²	A_{min} cm²	A_{final} cm²	A_{choisi}
Suivant	travée	1.79	0.007	0.9965	0.40	1.5	3.14	**4HA10**
	appuis	1.05	0.004	0.998	0.23	1.5	3.14	**4HA10**
Suivant y	travée	0.45	0.002	0.999	0.10	1.5	3.14	**4HA10**
	appuis	0.25	0.001	0.9995	0.06	1.5	3.14	**4HA10**

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est **peu nuisible** :

$$M_x^t = 0.85 M_x^u = 1.33 \text{ KNm} \qquad M_x^a = 0.5 M_x^u = 0.79 \text{ KNm}$$
$$M_y^t = 0.85 M_y^u = 0.50 \text{ KNm} \qquad M_y^a = 0.5 M_y^u = 0.30 \text{ KNm}$$

Tableau III -15 Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	1.33	0.79	0.50	0.30
σb adm(Mpa)	15			
σ_b (MPa)	0.90	0.50	0.30	0.20
σb ≤σb adm	**CV**		**CV**	

Condition d'espacement :

S_t=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

Vérification au cisaillement :

Tableau III -15 Vérification à l'E.L.S

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2.772 * Ly + Lx} = \frac{11.32 * 1.4 * 2.77}{2 * 2.77 + 1.4} = 6.33\ kN$	$\frac{P * Lx * Ly}{2.773 * Ly} = \frac{11.32 * 1.4 * 2.77}{3 * 2.77} = 5.28\ kN$
r_u	$\frac{6.33 * 10^3}{1000 * 130} = 0.049\ MPa$	$\frac{6.33 * 10^3}{1000 * 130} = 0.049\ MPa$
$\bar{r}_u$	$\frac{0.07 * fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$r_u \leq \bar{r}_u$	**CV**	**CV**

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau III -17 Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	$M_t/(20M_o)$	$h/Lx \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.107	0.0425	**CV**	0.0015	0.0050	**CV**

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

III.4. Les balcons :

Introduction :

Dans notre ouvrage ;nous avons deux types de balcons :

1ère type : comporte une dalle de deux appuis, assimilée à une console de portée 1,40m et son surface est : (1.40*3.00)

2ème type: comporte une dalle de trois appuis, assimilée à une console de portée 1,40m et son surface est : (1.40*4.55)

✓ Pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des deux types.

Epaisseur de balcon: $e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$; On prend: **e=15cm**

✓ par la méthode de ligne de rupture on a :

principe de la méthode :

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.

$T_{ext} = P \cdot f$ (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 { poser :$\sum Text = \sum Tint$

Hypothèses du 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.

Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III -18 Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	3.50	12.824
ELS			9.110

1ère type :

Schéma statique :

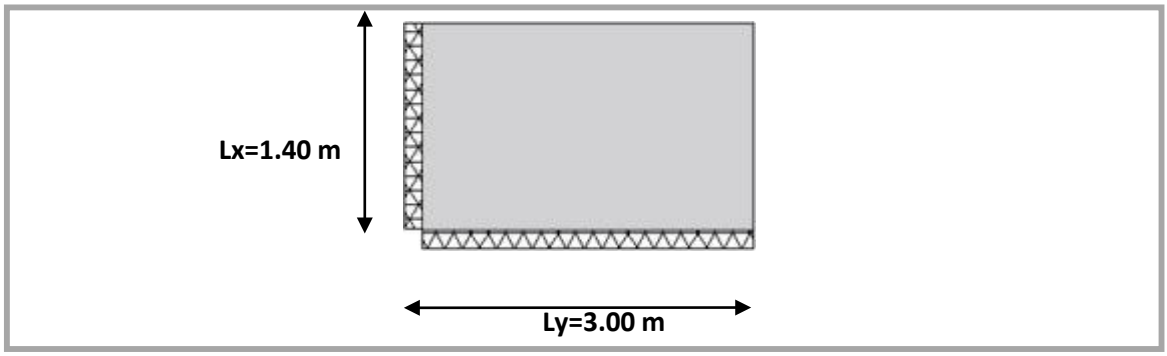


Figure III -15 schémas statique du balcon

Calcul de rupture de la dalle:

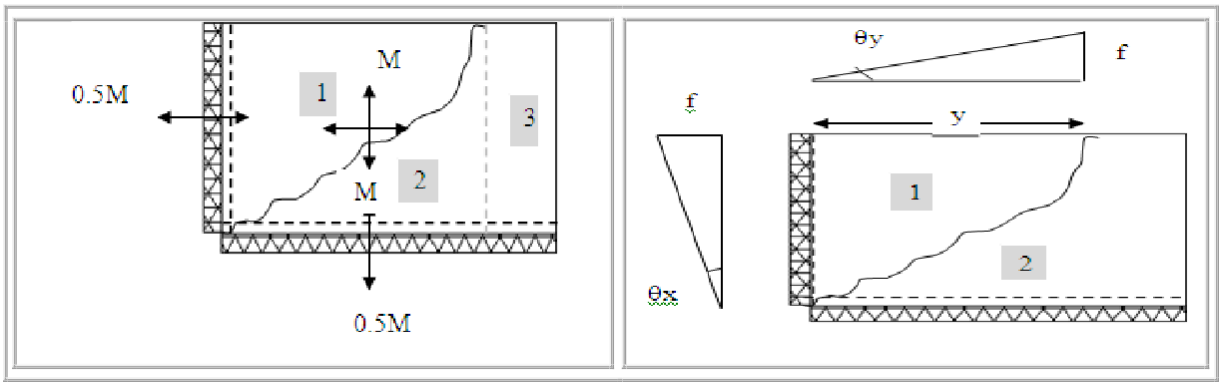


Figure - III 16 schémas statique du balcon type

ELU :

Tableau III -19 Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0.700 y	f/3	2.992.f.y
2	0.700 y	f/3	2.992.f.y
3	4.200-1.40 y	f/2	(26.930-8.977 y).f
		Σ	(26.930-2.993 y).f

Tableau III -20 Les valeurs du travail externe

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.40	f/y	1,40.M.f/y
	-	0,5M	1.40	f/y	0,700.M.f/y
2	+	M	y	f/1.40	0,714.M.f.y
	-	0,5M	y	f/1.40	0,357.M.f.y
				Σ	$(^{2.100}+1.071\ y).M.f._y$

$\sum$Travaux externes = $\sum$Travaux internes

$(26.930-2.993\ y).f = (\frac{2.100}{y}+1.071\ y).M.f \Rightarrow \quad M = \frac{26.930-2.993\ y}{\frac{2.100}{y}+1.071\ y}$

$\frac{dM}{dy} = -28.842\ y^2-12.570\ y+54.553 = 0$ et $0 < y \leq 3.00$ (m)

$\Rightarrow y=1.200$ m $\Rightarrow M=7.689$ (KN.m)

2ème type :

Schéma statique :

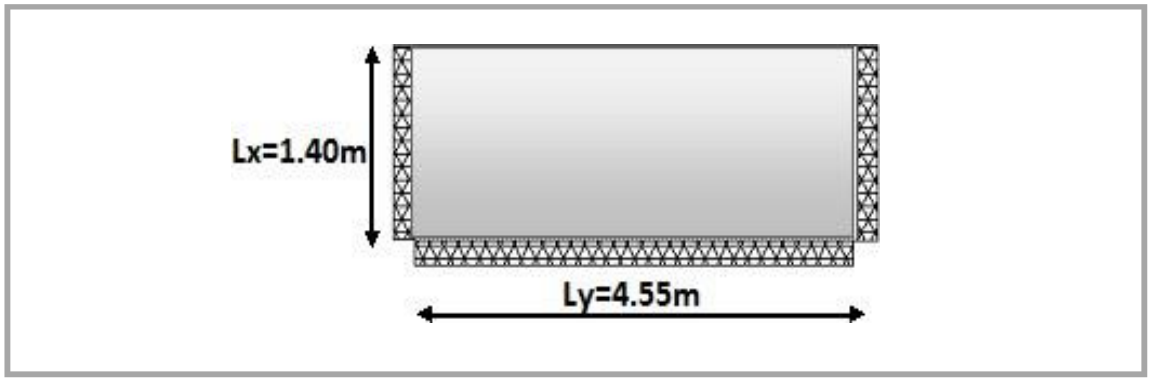


Figure III -17 schémas statique du balcon

Calcul de rupture de la dalle:

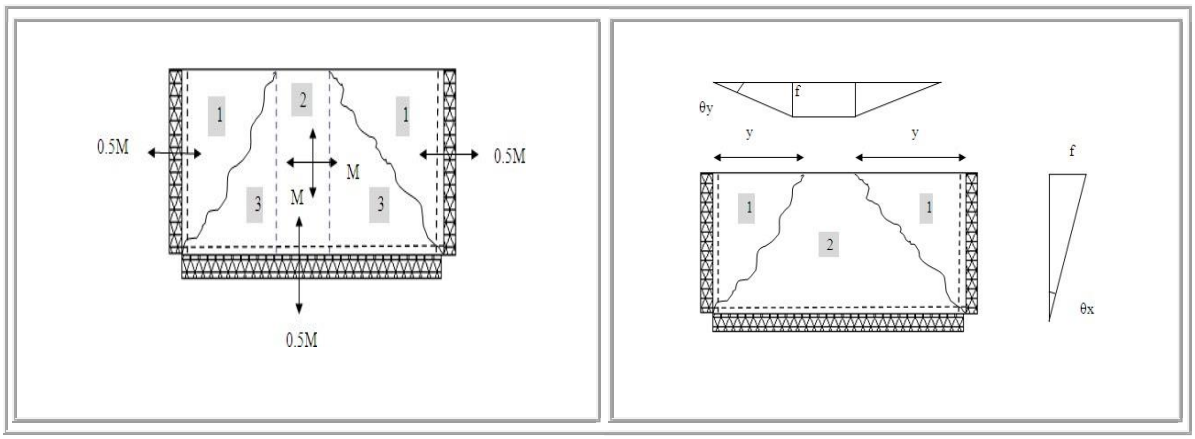


Figure III -18 Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2

ELU :

Tableau III -21 Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	2 0.70 y	f/3	5,985.f.y
2	6.37-2.8 y	f/2	(40.844-17.954 y).f
3	2 0.70 y	f/3	5.985.f.y
		∑	(40.844-5.984 y).f

Tableau III -22 Les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2 M	1.40	f/y	2,80.M.f/y
	-	2 0,5M	1.40	f/y	1,40.M.f/y
2	+	M	2y	f/1.40	1,429.M.f.y
	-	0,5M	4.55	f/1.40	1,625.M.f
				∑	(4/2y)+1.429 y+1.625).M.f

$\sum$Travaux externes = $\sum$Travaux internes

$(40.844\text{-}5.984\ y).f = \left(\frac{4.2}{y}+1.429\ y+1.625\right).M.f \Rightarrow M = \frac{40.844-5.984\ y}{\frac{4.2}{y}+1.429\ y+1.625}$

$\frac{dM}{dy} = -76.096\ y^2-50.266\ y+17.545 = 0$ et $0 < y \leq 1.45$ (m)

$\Rightarrow y=0.253$ m $\Rightarrow M=2.116$ (KN.m)

✓ On remarque que le 1ère type est le plus défavorable donc on adopte :

$\Rightarrow y=1.200$ m $\Rightarrow M=7.689$ (KN.m) $\Rightarrow \begin{cases} Mt=7.689\ (KN.m) \\ Ma=3.845\ (KN.m) \end{cases}$

ELS :

$$M = \frac{19.131 - 2.127\,y}{\frac{2.100}{y} + 1.071\,y} \Rightarrow Mser = 5.462\ (KN.m) \Rightarrow \begin{matrix} Mt = 5.462\ (KN.m) \\ Ma = 2.731\ (KN.m) \end{matrix}$$

Tableau III -23 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= 15 cm	d=13cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$\emptyset p \leq h/10 = 15/10 = 1.5$ cm, On adopte alors $\emptyset = 10$ m

- $\rho = Lx/Ly = 1.40/3.00 = 0.47$

  et $0.4 < 0.47 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

Tableau III -24 Ferraillage du balcon

		M_u kN.m	μ	Q	A cm²	A_{min} cm²	A_{final} cm²	A_{choisi}
Suivant x	travée	7.689	0.032	0.984	1.73	1.5	3.14	4HA10
	appuis	3.345	0.014	0.993	0.75	1.5	3.14	4HA10
Suivant y	travée	7.689	0.032	0.984	1.73	1.5	3.14	4HA10
	appuis	3.345	0.014	0.993	0.75	1.5	3.14	4HA10

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est **peu nuisible** :

Tableau III -25 Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	5.462	2.731	5.462	2.731
$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	15			
σ_b (MPa)	3.00	1.50	3.00	1.50
$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	**CV**		**CV**	

Condition d'espacement :

$S_t=(100/4)=25\ cm \leq S_{t\ adm}=\min(3h=45cm;33cm)=33cm$

Vérification au cisaillement :

Tableau III -26 Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{12.824*1.4*3}{2*3.00+1.4} = 6.412\ kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{12.824*1.4*3}{3*3.00} = 5.985\ kN$
ru	$\frac{6.412*10^3}{1000*130} = 0.049\ MPa$	$\frac{5.985*10^3}{1000*130} = 0.046\ MPa$
τ_u	$\frac{0.07*fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$ru \leq \tau_u$	**CV**	**CV**

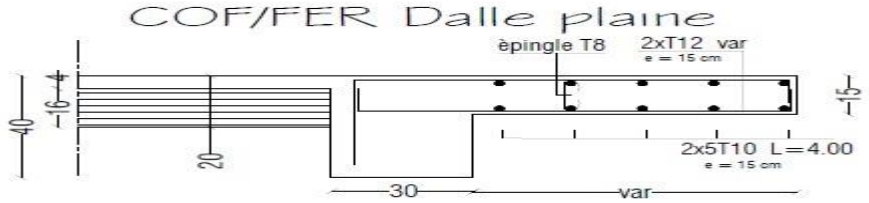
Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau III -27 Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	$M_t/(20M_o)$	$h/Lx \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.107	0.0425	**CV**	0.0024	0.0050	**CV**

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



III.5. Les Escaliers :

Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer pied d'un niveau un autre, un escalier sert donc monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteurd'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 contre marche** : 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 palierssuccessifs.
- **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 demarches.
- **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.

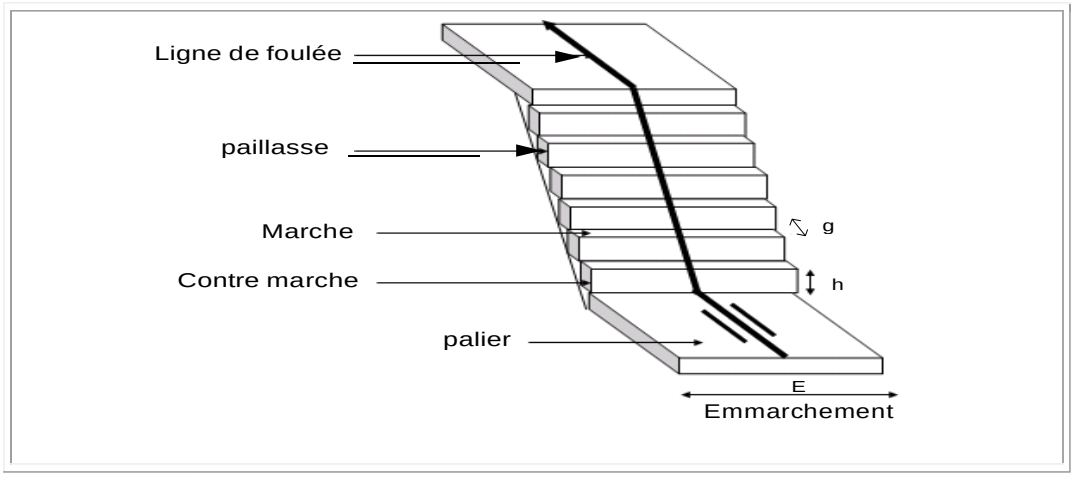


Figure III -19 Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pré dimensionnement :

On a un seul type d'escalier gauche à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

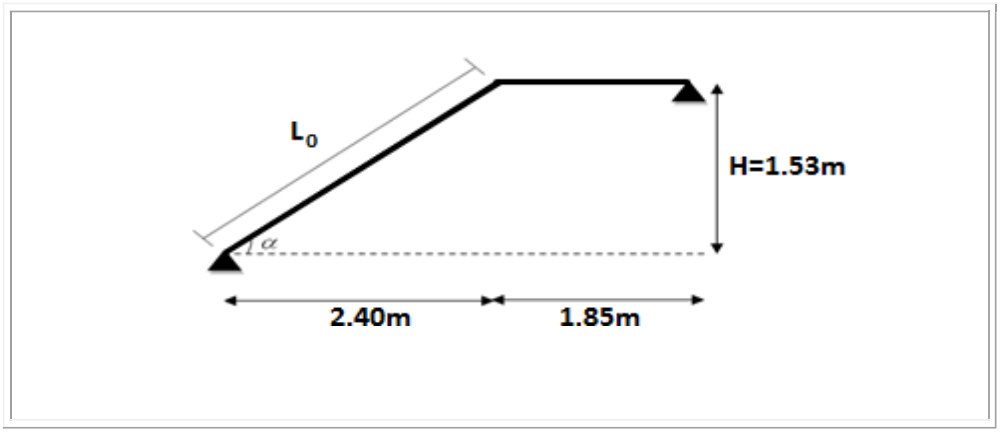


Figure III -20 Dimensions de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm
- Nombre de marches : $\frac{240}{30} = 8$
- Nombre de contremarches : $\frac{153}{17} = 9$

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$59cm \leq g+ 2h = 64cm \leq 66cm.$ **(CV)**

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$tg\,\alpha = H / L = 1.53/2.40 = 0.637$

donc : $\alpha = 32.52°$

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

$l = 1.85 + 2.40 = 4.25m$

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

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 12.14 \leq e \leq 14.16$$ On adopte: **e = 15cm.**

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Tableau III -28 G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.750
5	Enduit ciment	0.02	18	0.360
			TOTAL	**5.490**

Tableau III-29 G de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.447
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.360
			TOTAL	**8.312**

Charge d'exploitation :

$Q = 2.5KN/m2$

Détermination des efforts :

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III -30 Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.490	2.50	11.162	7.990
Paillasse	8.312	2.50	14.971	10.812

A l'E.L.U :

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (14.971 \text{ x } 2.4) + (11.162\text{x } 1.85) = 56.580 \text{ kN}$

$R_a + R_b = 56.580 \text{ kN}$

$\sum M/B = 0$

$R_a \times 4{,}25 - 14{,}971 \times 2{,}40 \times 3{,}05 - 11.162 \times 1.85 \times 0{,}925 = 0$

$R_a = 30.280$ kN et $R_b = 26.300$ kN

- **$(0 \le x \le 2.40)$**

  Moment fléchissant : $M(x) = 30.280x - 14.971x^2/2$

  Effort tranchant: $T(x) = -14.971x + 30.280$

  $M(0) = 0$ kN.m ; $T(0) = 30.280$kN

  $M(2.4) = 29.556$ kN.m ; $T(2.4) = -5.650$kN

- **$(0 \le x \le 1.85)$**

  Moment fléchissant **:** $M(x) = 29.556 - 5.650x - 11.162x^2/2$

  Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -5.650 - 11.162x$

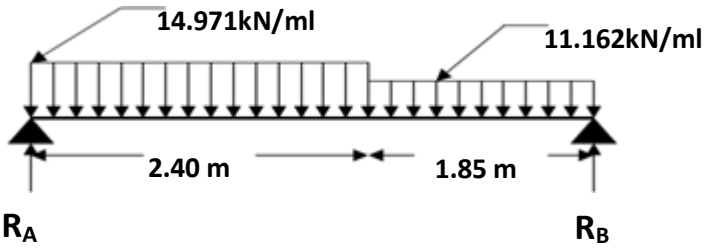
  $M(0) = 29.556$ kN.m; $T(0) = -5.650$ kN

  $M(1.85) = 0$ kN.m; $T(1.85) = -26.300$ kN

  - Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

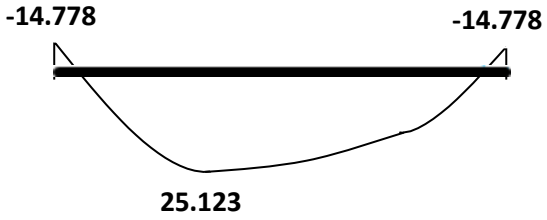
    $Mt = 0.85Mo = 0.85 * 29.556 = 25.123$ kN.m

    $Ma = Mb = -0.5\ Mo = -0.5 * 29.556 = -14.778$ kN.m



M_{umax} (en travée) $= 25.123$ KN.m

M_{umax} (en appui) $= 14.778$ KN.m



$V_{umax} = 30.280$ KN



Figure III -21 Schéma statique à l'E.L.U

✓ **A l'E.L.S**

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (10.812 \times 2.40) + (7.99 \times 1.85) = 40.730$ kN

$R_a + R_b = 40.730$ kN

$\sum M/B = 0$

$R_a \times 4.25 - 10{,}812 \times 2{,}40 \times 3.05 - 7.99 \times 1.85 \times 0{,}925 = 0$

$R_a = 21.839$ kN et $R_b = 18.891$ kN

- **$(0 \leq x \leq 2.40)$**

Moment fléchissant : $M(x) = 21.839x - 10.812x^2/2$Effort

tranchant: $T(x) = -10.812x + 21.839$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 21.839kN

M (2.4) = 21.275 kN.m ; T (2.4) = -4.110kN

- **$(0 \leq x \leq 1.85)$**

Moment fléchissant : $M(x) = 21.275 - 4.110x - 7.99x^2/2$

Effort tranchant : $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -4.110 - 7.99x$

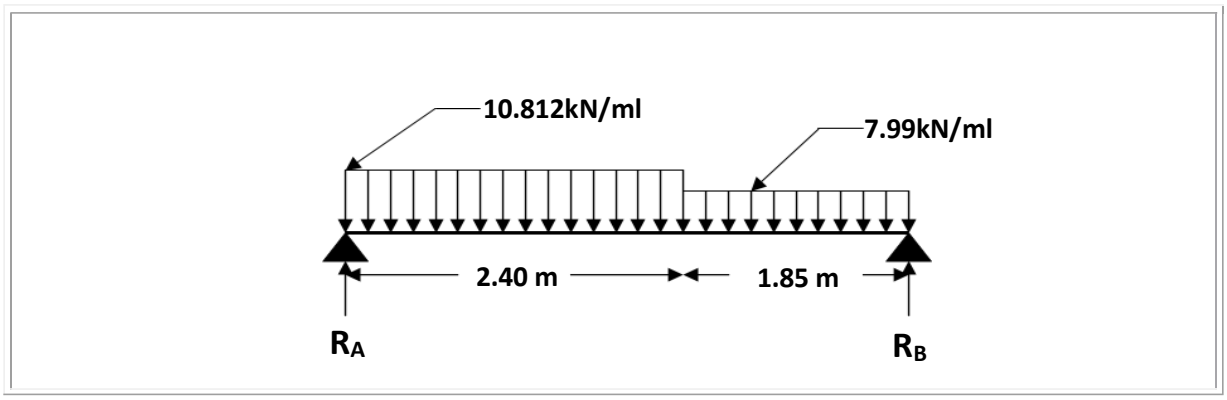
M (0) = 21.275 kN.m; T (0) = -4.110 kN

M (1.85) =0 kN.m; T (1.85) =-18.892 kN

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

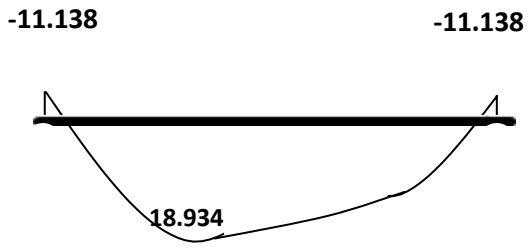
Mt=0.85Mo=0.85*22.275=18.934 kN.m

Ma=Mb=-0.5 Mo=-0.5*22.275=-11.138 kN.m



M_{umax} (en travée) = 18.934 KN.m

M_{umax} (en appui) = 11.138 KN.m



V_{umax} = 21.839 KN



Figure III -22 Schéma statique à l'E.L.S

Ferraillage des escaliers :

Tableau III -31 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= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III -32 Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	25.123	0.105	0.9445	5.89	0	4HA14= 6.16
En appuis	14.778	0.062	0.968	3.38	0	3HA12= 3.39

Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 6.16\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ **(c.v)**

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ **(c.v)**

Les armatures de répartition :

Tableau III -33 Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{6.16}{4}=1.54$	4 HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{3.39}{4}=0.848$	3 HA 8 = 1.51 cm²

✓ **Vérification de l'espacement :**

Tableau III -34 Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm ≤ min*3h=45cm;33cm+=33cm	St=25cm ≤ min*3h=45cm;33cm+=33cm
En appuis	St=35cm ≤ min*4h=60cm;45cm+=45cm	St=35cm ≤ min*4h=60cm;45cm+=45cm

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \qquad \overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III -35 Vérification l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	6.16	3.39
M_{ser} (kN.m)	18.934	11.138
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	8.00	5.90
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30.280 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.233\,MPa \le \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}; 5\right] = 3.33\,MPa \quad (C.V)$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\tau_u = 0.233MPa < \tau_u = 3.33\,MPa$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{425} = 0.035 \ge \frac{0.85}{20} = 0.0425 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{100 \times 13} = 0.0047 \le \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \bar{f}$: $\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si & L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si & L \ge 5m \end{cases}$

❖ **pour les flèches aux charges instantanées:**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$; $I = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$; $\rho = \frac{A}{b.d}$

✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ **pour les flèches aux charges de longues durées:**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$

✓ $I_{fv} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$

✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

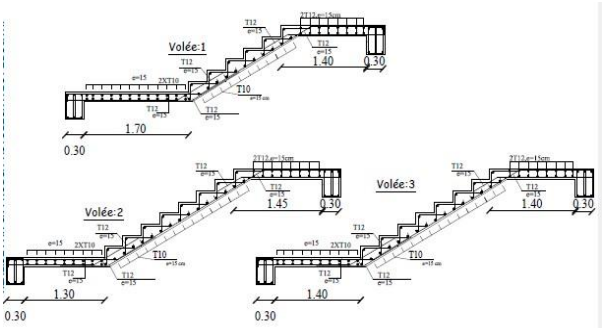
❖ **Détermination de l'axe neutre:** $Y_G = \dfrac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.22\ cm$

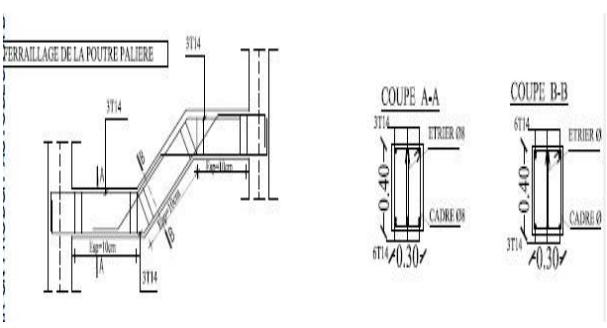
❖ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31013.79 cm^4$$

Tableau III -36 Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
6.16	25.123	0.0047	263.9	0.480	8.22	31013.79
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
28090.72	31419.80	3.785	10.152	6.367	8.500	**Oui**





III.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière { pour rôle le supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

Pré dimensionnement :

$\dfrac{L}{15} \le h \le \dfrac{L}{10}$ et $0.3h \le b \le 0.7$; la longueur de la poutre: **L = 2.77 m.**

Tableau III -37 schématisation de la poutre palière

	poutres palières
Conditions de résistance	L_{max}= 2.77 m ⇒ 18.47cm ≤ h ≤ 27.70cm on adopte **h = 30 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selonle RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.00 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.1083) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 30 cm ; b = 30 cm**

Charges revenants à la poutre:

Tableau III -38 Evaluation des charges et surcharges de la poutre palière

	G (kN/m)	G_{tot} (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Poids propre de la poutre	0.3*0.3*25=2.250	6.093	2.5*0.70=1.750	10.851	7.843
Poids propre de la dalle	5.490*0.70=3.843				

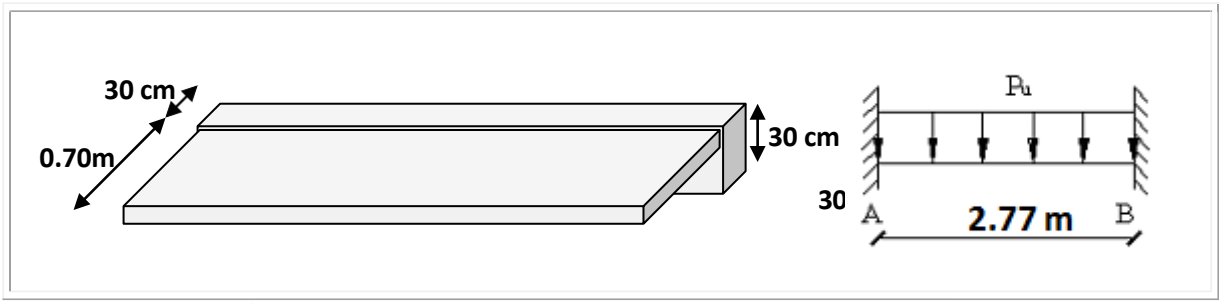


Figure III -23 schématisation de la poutre palière

Calcul les moments et les efforts tranchants:

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

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

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

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

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{10.851 \times 2.77}{2} = 15.029KN \quad \text{donc: } T^{max} = 15.029KN$$

$$M_t = \frac{10.851 \times (2.77)^2}{24} = 3.469\ KNm\ ; \qquad M_a = \frac{10.851 \times (2.77)^2}{12} = 6.938\ KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{PL}{2} = \frac{7.843 \times 2.77}{2} = 10.863\,KN \quad \text{donc: } T^{max} = 10.863\,KN$$

$$M_t = \frac{7.843 \times (2.77)^2}{24} = 2.507\,KNm\ ; \qquad M_a = \frac{7.843 \times (2.77)^2}{12} = 5.015\,KNm.$$

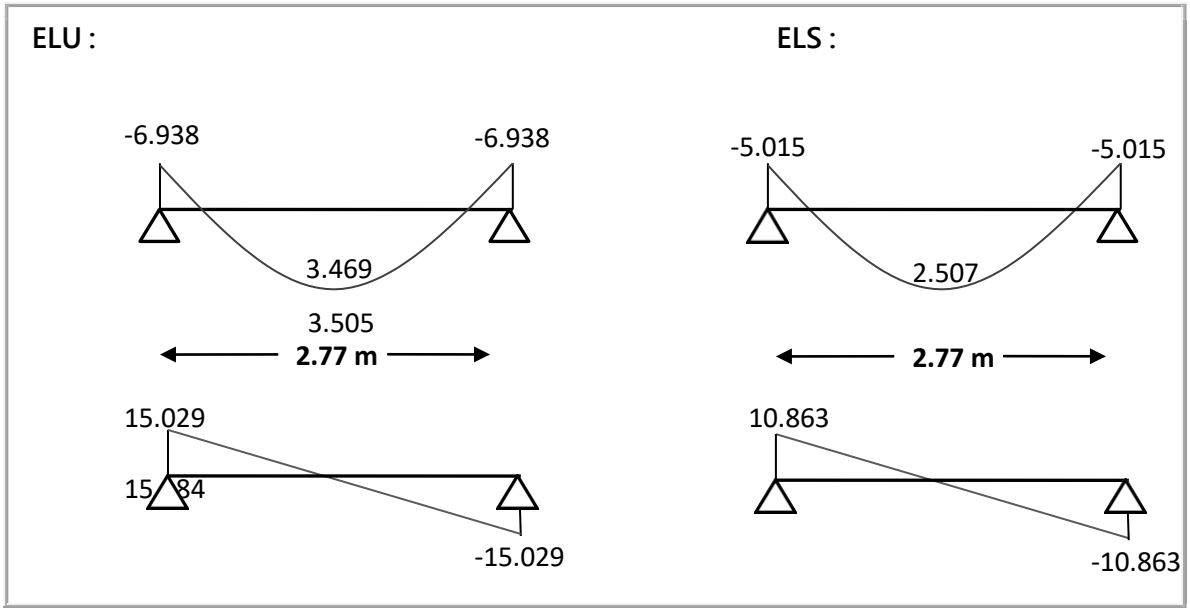


Figure III – 24 Sollicitations de calcul des poutres palières
L'échelle n'est pas respectée

Ferraillage de la poutre palière:

a. Armatures longitudinales:

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

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; e =3 cm.

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

✓ **ELU:**

Tableau III-39 les sections adopté à l'ELU

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisit}$ (cm²)
En travée	3.469	0.011	0.01385	0.9945	0.37	0	**0.90**	2.35
En appuis	6.938	0.022	0.0279	0.989	0.75	0	**0.90**	2.35

- **Condition de non fragilité: [RPA 99 version 2003]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\ cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée $A = 3\ T\ 10 = 2.35\ cm^2$

en appuis $A = 3\ T\ 10 = 2.35\ cm^2$

- **Vérification de l'effort tranchant: [RPA 99 version 2003]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15.029 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.186\ MPa \leq \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}; 5\right] = 3.33\ MPa \quad (C.V)$$

$\tau_u = 0.186\ MPa < \tau_u = 3.33\ MPa$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [CBA93]**

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

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[25\ cm; 24\ cm] = 24\ cm$$

$$V^u = 15.029\ KN \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 240 = 480\ KN \qquad \textbf{(c.v)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [RPA 99 version 2003]**

$$V_u + M_u / 0.9 \times d = 15.029 - 6.938 / 0.9 \times 0.27 = -13.522 < 0$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A_l » peut équilibré l'effort tranchant.

- **Contrainte de compression dans les bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4abf_{c28} / \gamma_b = 0.4 \times 240 \times 300 \times 25 / 1.5 = 480KN$$

$$V_u = 15.029 < \overline{V_u} = 480$$

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :**

$$\sigma_m = |V_u| / ab_0 \leq \overline{\sigma_m} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b$$

σ_m =15.029 x 10^3 /240 x 300 =0.209 MPa

$$\overline{\sigma_m} = 21.66MPa \Rightarrow \sigma_m < \overline{\sigma_m}$$ **(C.V)**

b. Armatures transversales:

$$\upsilon_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57 \; ; \; \upsilon_l = 10\text{ mm}; \frac{b_0}{10} = 30; \; \upsilon_l = 12mm\right] = 8.57mm$$

$$\upsilon_t = 8\text{ mm} < 8.57\text{mm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\upsilon_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2 \Longrightarrow a_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 10\text{ cm} & \text{(zonenodale)} \\ S_t = 20\text{ cm} & \text{(zonecourante)} \end{cases}$

$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}[0.9d; 40\text{cm}] = 24.30cm$; $S_t < \overline{S_t}$ Pour les deux zones

On a $A_t = a_t.n_t = 2.00\text{cm}^2 > A_{min}$ **(C.V)**

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

✓ avec $k = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90°$:

Zone nodale: $$\frac{2.0\times10^2}{300\times70} = 0.01 \geq \frac{1.15(0.186 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -14.18.10^{-4}$$

Zone courante: $$\frac{2.0\times10^2}{300\times140} = 0.005 \geq \frac{1.15(0.186 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -14.18.10^{-4}$$

2- $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $$A_t = 2.0\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times70}{400} = 0.210\,\text{cm}^2$$

Zone courante: $$A_t = 2.0\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times140}{400} = 0.420\,\text{cm}^2$$

Verification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme **peu nuisible**, donc il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 0.6*Fc28 **Avec:** $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

Tableau III-40 les vérifications { l'ELS

	M_{ser} (KNm)	A (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (Mpa)
En travée	2.507	2.35	1.00	15	**c.v**
En appuis	5.015	2.35	2.00	15	**c.v**

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

- **Vérification de la flèche: [RPA 99 version 2003]**

Les conditions suivantes:

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{2.77} = 0.108 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.108 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_{0x}} = 0.085 \qquad \textbf{(c.v)}$$

Avec : $M_t = K*M_{0x}$;K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.85$.

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{30\times 27} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \textbf{(c.v)}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

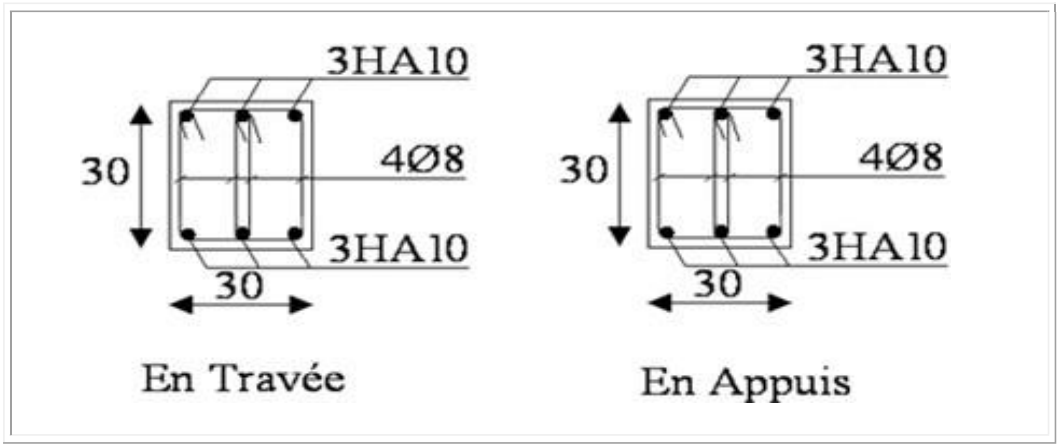


Figure III -25 Ferraillages des poutres palières

III.6 La dalle machine :

Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport { celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'{ 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.

Pré dimensionnement :

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

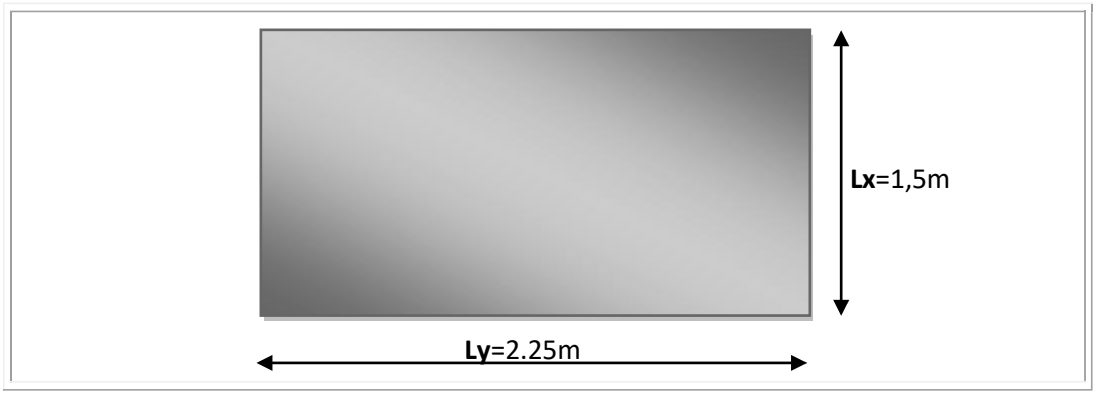


Figure III -26 Dimensions de la dalle machine

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

Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation:

Charges permanentes G:

Tableau III- 41 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**

Poids de la machine supportée :

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

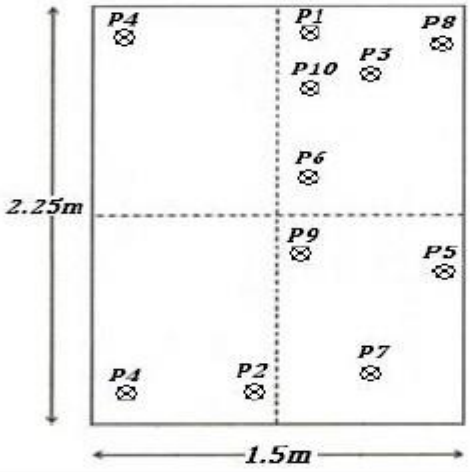


Figure - III 27 Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III -42 Les charges concentrées

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

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

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

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 -43 Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
57.86	5	85.62	62.86

- ❖ Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

Calcul des sollicitations :

On a: : $\rho=L_x/L_y = 1.5/2.25 =0.66$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

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.

Hypothèses (ligne de rupture) :

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

Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

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

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

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

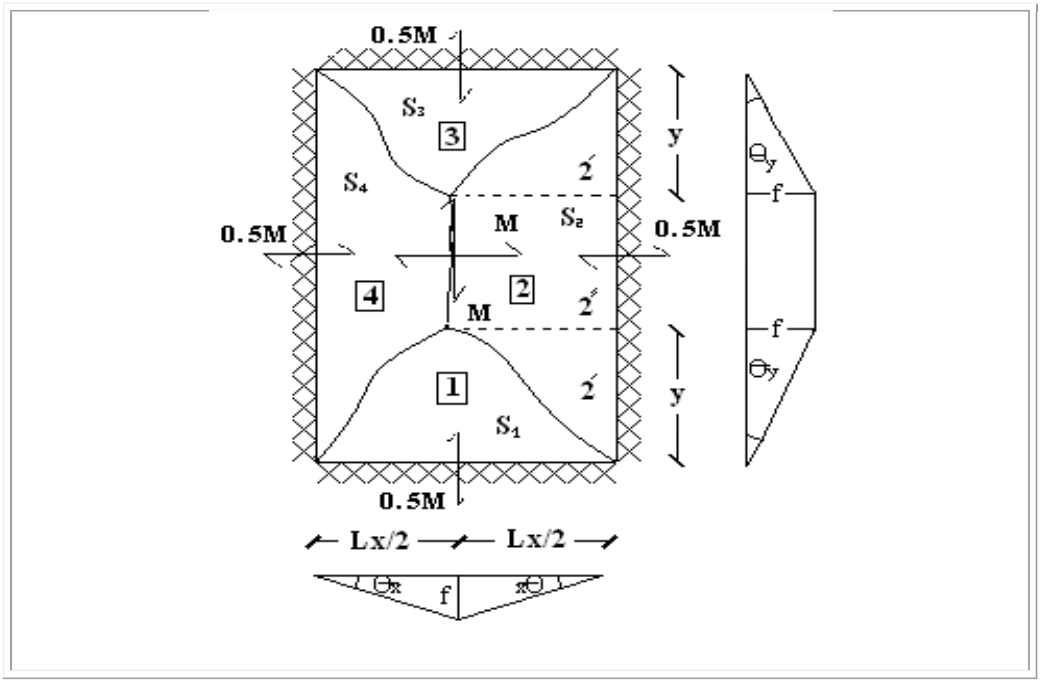


Figure III -28 Les lignes de rupture

- **Travail externe :**

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

Avec :

$$T^{1}_{ext} = T^{3}_{ext}$$

$$T^{2}_{ext} = T^{4}_{ext}$$

❖ **Travail interne :**

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

Avec :

- $T^{1}_{int} = T^{3}_{int}$
- $T^{2}_{int} = T^{4}_{int}$

$$T^{1}_{int} = 0.5M.L_X.\theta_y + M.L_X.\theta \qquad \theta_y = tg\theta_y = f/v$$

$$T^{1}_{int} = 1.5M.L^{*} f/y$$

$$T^{2}_{int} = M.L_X.\theta_y + 0.5M.L_X.\theta \qquad \theta_x = tg\theta_x = 2f/v$$

$$T^{2}_{int} = 3M.(L_X/L_y)^{*} f$$

$$T_{int} = 3M.[(L_X/y)+(2Ly/Lx)]^{*} f$$

❖ **Principe du travail virtuel**

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

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

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 -44 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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III -45 Calcul des sections d’acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En	9.16	0.012	0.994	1.17	0	2.5
	En	4.64	0.006	0.997	0.59	0	2.5
Sens y	En	9.16	0.014	0.993	1.23	0	2.5
	En	4.64	0.007	0.996	0.62	0	2.5

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

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

❖ **Condition d'espacement :**

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

On prend : $S = 25\ cm$

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.

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-46 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 -47 Vérification l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{b-}$
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

❖ 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 :

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

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

Vérification de non poinçonnement :

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

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times (f_{cj}/\gamma)$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 KN , $\gamma_b = 1.5$, $f_{cj} = 25$ 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 (ƒc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie)

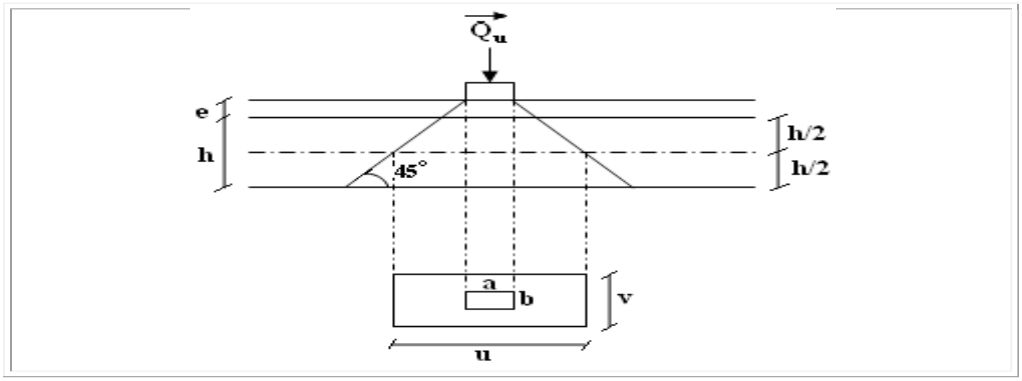


Figure III -29 la vérification de non poinçonnement

Chapitre IV

Etude dynamique

IV .1 Introduction :

le contreventement de notre structure est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions du plan. Pour une meilleure résistance aux séismes, il est important d'avoir une répartition équilibrée des masses et des rigidités. Ainsi, le système de contreventement doit être disposé de manière à :

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

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT 19.

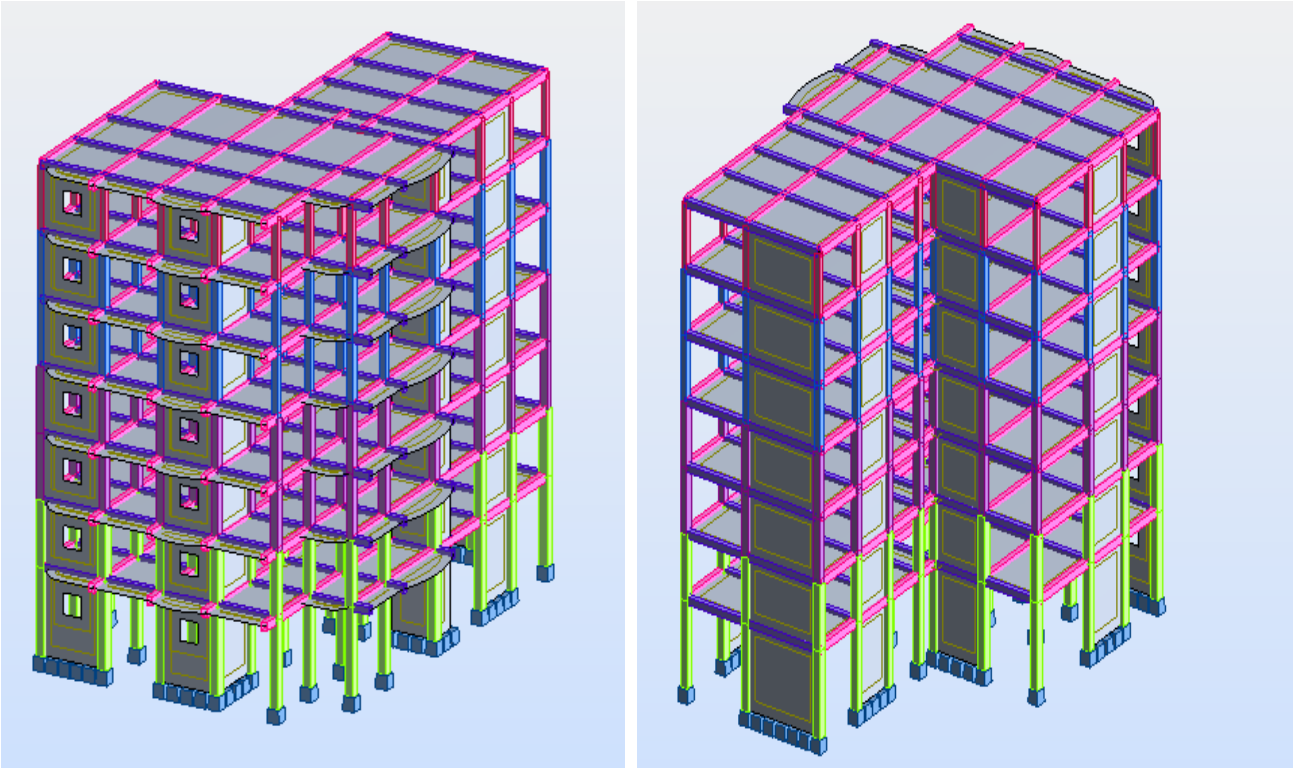


Figure IV -1 Vue 3D de la structure

IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure :

Dans l'étude dynamique d'une structure, il est essentiel de connaître les caractéristiques géométriques qui influent sur l'évaluation des efforts horizontaux dus aux séismes. Pour résoudre efficacement le problème, les caractéristiques suivantes doivent être déterminées :

- ✓ Le centre de masse de la structure.

✓ Le centre de torsion, qui est l'axe autour duquel la structure a tendance à tourner lorsqu'elle est soumise à un séisme.

Il est important que ces deux centres soient proches l'un de l'autre pour éviter une rotation excessive de la structure pendant un séisme. Cela permet un déplacement libre dans les deux sens et contribue à la stabilité de l'ouvrage face aux forces sismiques.

IV.2.1 Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

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.

Tableau IV - 1 Calcule de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+22.44	1290,07	11649,32	14074,64	9,03	10,91
+19.38	1370,09	12330,81	14988,78	9.00	10,94
+16.32	1374,23	12381,83	14992,87	9,01	10,91
+13.26	1471,34	13212,67	16067,08	8,98	10,92
+10.02	1471,34	13212,67	16067,08	8,98	10,92
+7.14	1580,86	14164,54	17263,02	8,96	10,92
+4.08	2044,60	18421,84	22817,73	9,01	11,16

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

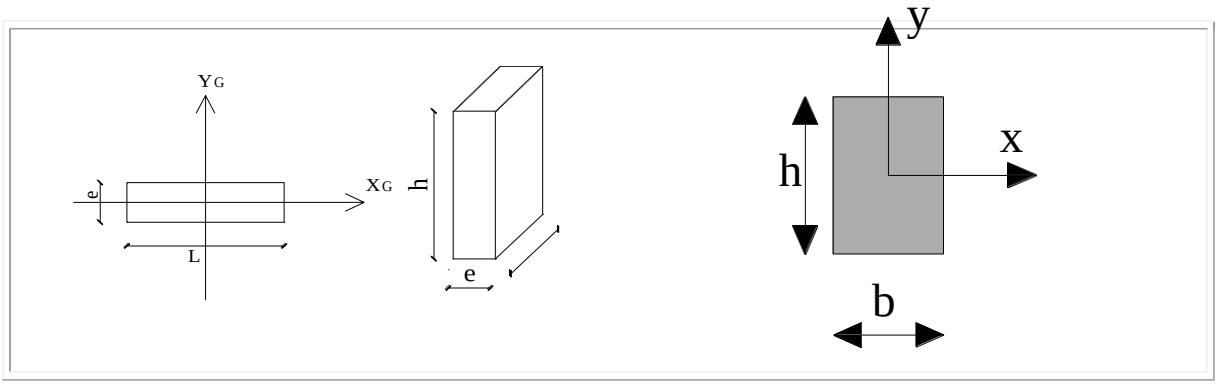


Figure IV-2 dimension des voiles et poteaux

Tableau IV -2 Calcule de centre de torsion

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Xi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_T(m)	Y_T(m)
+22.44	6081985,70	3100739,70	$54.55*10^6$	$34.73*10^6$	8,97	11,20
+19.38	6461544,70	3314580,80	$57.89*10^6$	$37.12*10^6$	8,96	11,20
+16.32	6495574.00	3317419,70	$58.20*10^6$	$37.15*10^6$	8,96	11,20
+13.26	6972280,10	3566057,10	$61.84*10^6$	$39.90*10^6$	8,87	11,19
+10.02	6972261,70	3566651,60	$61.84*10^6$	$39.91*10^6$	8,87	11,19
+7.14	7519371,40	3847411,90	$66.70*10^6$	$43.01*10^6$	8,87	11,18
+4.08	9778421,10	5203835,60	$87.61*10^6$	$57.86*10^6$	8,96	11,12

IV.2. 3. Excentricité :

- **Excentricité théorique (statique) :**

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

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV -3 Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_T	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_T	$E_{y\ Théo}$ (m)
+22.44	9,03	8,97	0,06	10,91	11,20	0,29
+19.38	9.00	8,96	0,04	10,94	11,20	0,26
+16.32	9,01	8,96	0,04	10,91	11,20	0,28
+13.26	8,98	8,87	0,11	10,92	11,19	0,28
+10.02	8,98	8,87	0,11	10,92	11,19	0,28
+7.14	8,96	8,87	0,09	10,92	11,18	0,27
+4.08	9,01	8,96	0,05	11,16	11,12	0,04

- **Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]**

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

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

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

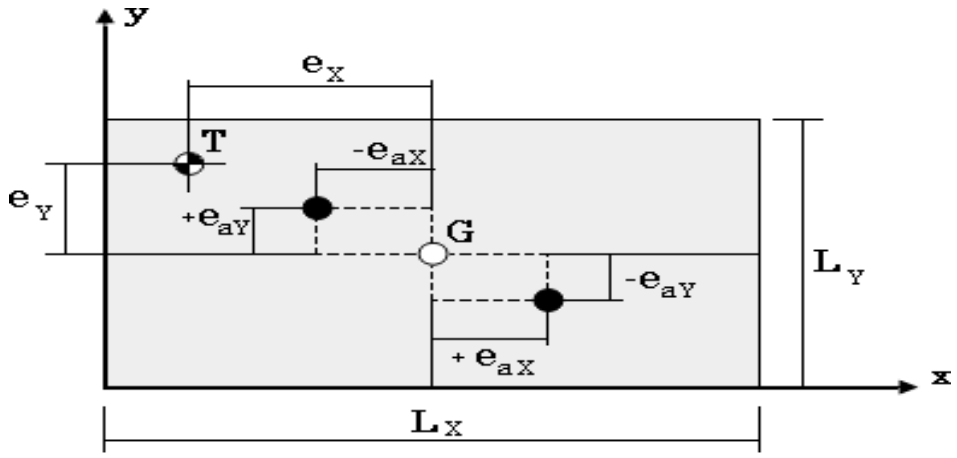
Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV -4 Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+22.44	16,92	23,60	0,85	1,18
+19.38	16,92	23,60	0,85	1,18
+16.32	16,92	23,60	0,85	1,18
+13.26	16,92	23,60	0,85	1,18
+10.02	16,92	23,60	0,85	1,18
+7.14	16,92	23,60	0,85	1,18
+4.08	16,92	23,60	0,85	1,18

- **Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]**

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



Position des centre de masse

Tableau IV -5 Calcule d'excentricité totale

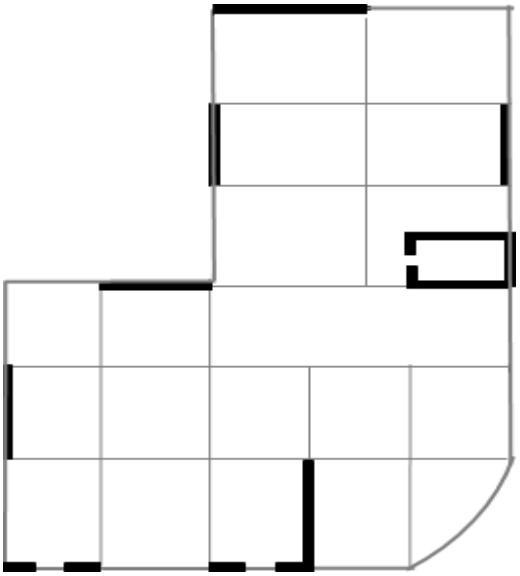
	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$		$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	
+22.44	0,06	0,85	0,91	-0,79	0,29	1,18	1,47	-0,89
+19.38	0,04	0,85	0,89	-0,81	0,26	1,18	1,44	-0,92
+16.32	0,04	0,85	0,89	-0,81	0,28	1,18	1,46	-0,90
+13.26	0,11	0,85	0,96	-0,74	0,28	1,18	1,46	-0,90
+10.02	0,11	0,85	0,96	-0,74	0,28	1,18	1,46	-0,90
+7.14	0,09	0,85	0,94	-0,76	0,27	1,18	1,45	-0,91
+4.08	0,05	0,85	0,90	-0,8	0,04	1,18	1,22	-1,14

IV .3 les Voiles :

Disposition Des Voiles :

La forme architecturale et la présence d'espace ouvert dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs de l'interaction voiles-portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en : dispositions qui o nt abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification

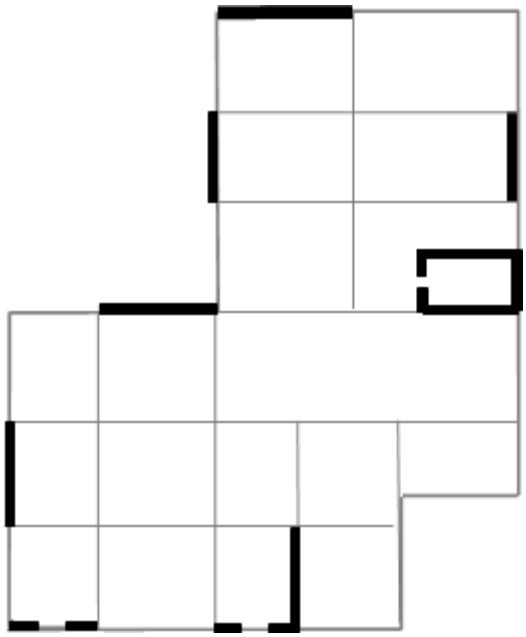
Vue 2 D :



CAGE D'ASCENSEUR

VOILE

Figure IV -3 disposition des voiles aux RDC



CAGE D'ASCENSEUR VOILE

Figure IV -4 disposition des voiles aux étages

IV. 4. Choix de la méthode de calcul :

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

Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1- Pour notre structure, la hauteur est 22.44 m ne dépassant pas les 30 m. **(C.V)**

2- La configuration d'un bloc étudié est irrégulière. **(En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht=22.44 m <17 m) (C.N.V)**

Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

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 structure.

Modélisation :

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

Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

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

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 .

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

$\xi = 7\ \%$ **[RPA : Tab.4.2].**
Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

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

CHARGE VERTICALE

1. -la charge vertical globale = 24087.22KN
2. La charge vertical repris par les voiles = 14588.55KN

CHARGE HORIZONTALE

Suivant XX

1. -la charge horizontale globale =2923.09KN
2. La charge horizontale repris par les voiles = 2799.41KN

Suivant Y-Y

1. -la charge horizontale globale = 2915.26KN
2. La charge horizontale repris par les voiles = 2745.21KN

A partir des résultats ci-dessus on a dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément **RPA 99v2003 [Art.3.4.A.2]**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

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

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Valeurs des pénalités

Tableau IV -6 détermination du facteur de qualité Q de la structure

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Vérifié	0.05
4	Régularité en élévation	Vérifié	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$

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

$$T_1 = 0{,}15\,\text{s}$$

$$T_2 = 0{,}50\,\text{s}$$

s.

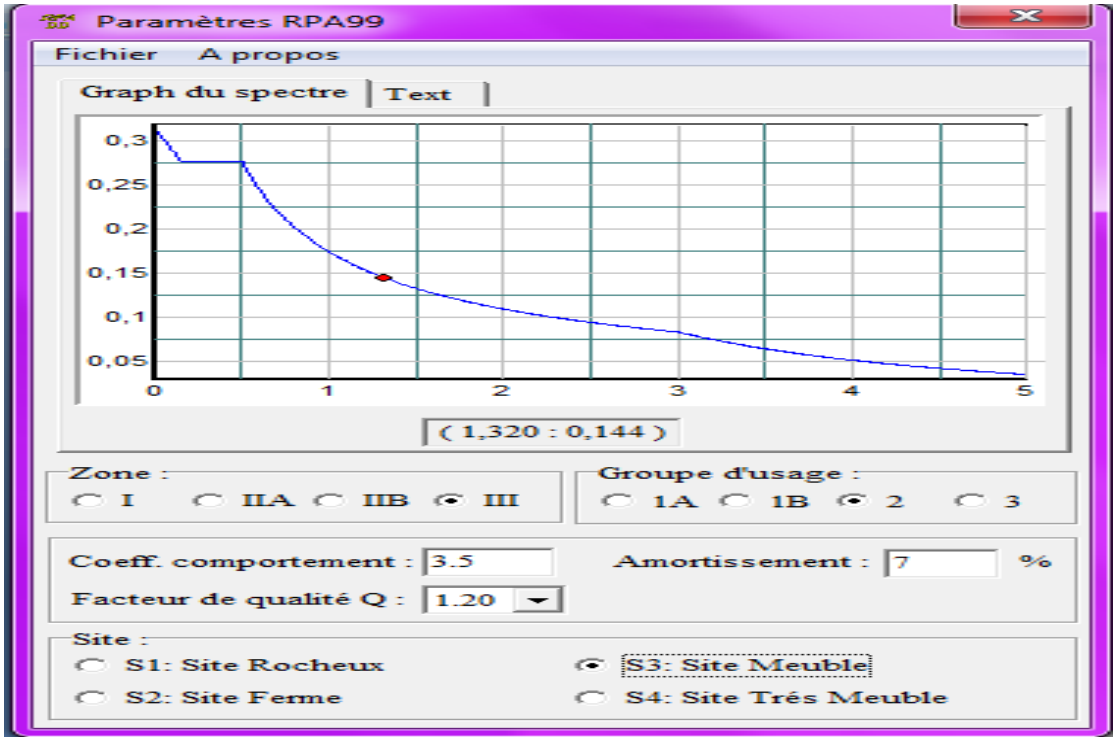


Figure IV -5 Spectre de réponse

IV .5 Résultats de l'analyse dynamique :

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

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

Vérification de comportement :

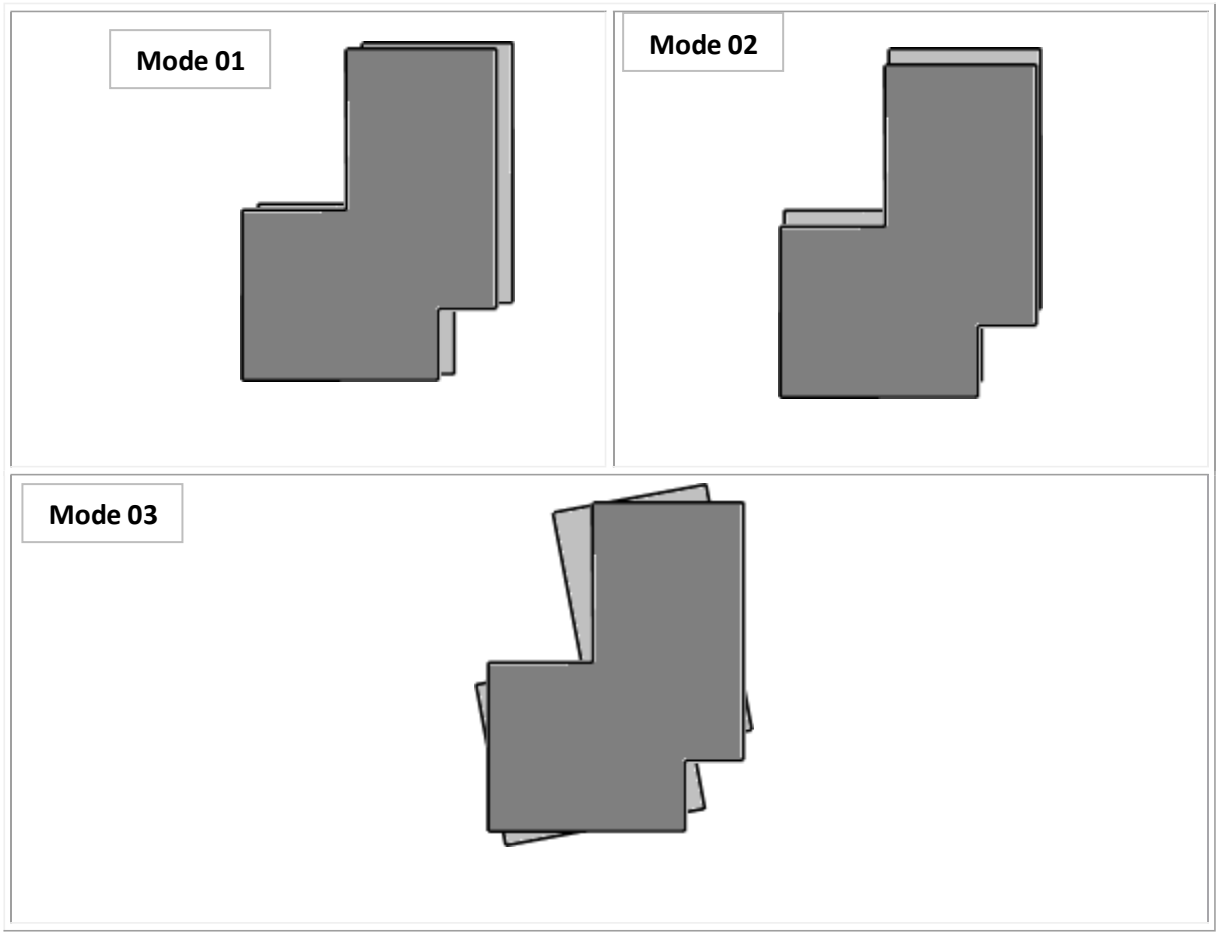


Figure IV -6 Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau IV -7 Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	61.76	11.23	0.00
Mode 2	12.25	58.28	0.00
Mode 3	0.87	1.07	0.00

Tableau IV -8 Les modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant la première diagonale	translation pure suivant la deuxième diagonale	rotation autour de de l'axe Z

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 **RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a**.

Tableau IV - 9 Coefficient de participation massique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
4/ 1	2,16	0,46	8,77	58,85	0,00
4/ 2	2,53	0,40	67,78	68,18	0,00
4/ 3	3,13	0,32	68,37	68,66	0,00
4/ 4	8,69	0,12	70,91	84,48	0,00
4/ 5	9,89	0,10	86,70	87,29	0,01
4/ 6	12,53	0,08	87,06	87,41	0,11
4/ 7	13,78	0,07	87,06	87,41	15,38
4/ 8	13,81	0,07	87,06	87,41	27,60
4/ 9	14,13	0,07	87,06	87,42	28,68
4/ 10	14,75	0,07	91,44	90,49	31,32

La participation modale cumulée atteinte les 90% de la masse totale à partir du 10ème mode pour notre bloc.

Vérification des périodes :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

➢ Caractéristiques **dynamiques propres du modèle initiale :**

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

-Constatation

- Ce modèle présente une période fondamentale T = 0,46s.
- Le 1er mode est un mode translation parallèlement à y-y
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3ème mode est un mode de rotation

PERIODE FONDAMENTALE T :

- Pour la détermination de la valeur du la période fondamentale de la structure, le RPA99 exige la formules empiriques suivantes :

- T1 = Ct (h)¾= 0.050 *(22.44)¾ ⇒1.30T1=0.67……..OK

Alors :

$$\begin{cases} T = 0{,}09\dfrac{h_N}{\sqrt{D}} \\ \textbf{T=min} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}, \quad C_T = 0{,}05$$

➢ T : période fondamentale suivant les deux directions

➢ D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N =22.44m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

⟹ • $D_X = 15.60$

⟹ • $D_Y = 22.10m$

$T_X = 0{,}09\frac{h_N}{\sqrt{D_x}}$ =0,51s

⟶ $T_Y = 0{,}09\frac{h_N}{\sqrt{D_Y}}$ =0,43s

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

- Or $\begin{cases} T_1 = 0,15s & (site3) \\ T_2 = 0,50s & (site3) \end{cases} \rightarrow$

Tableau IV -10 vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.51	0.67	0.665	**CV**
Y	0.43	0.46	0.559	**CV**

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003Art4.2.6]**

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

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

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

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

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

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Groupe d'usage (2) **A=0.25**

Zone sismique (III)

►► [Tab4.1] ◄◄

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

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$
- $avec\ \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$
- d' où $D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ = 2.17 S
- d' où $D_x = 2.5\eta$ = 2.20 S

T2 = 0,5 s, **tableau 4.7** (avec site S3)

D_x= 2.17 s

D_y= 2.20

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

β = 0.20 **tableau 4.5**

W= 22320.13 kN

Donc :

Vx = (0.25*2.17*1.20* **22320.13**) /3.5=**4 151,54kN**

Vy = (0.25*2.20*1.20* **22320.13**) /3.5=**4 208,93kN**

Tableau IV -11 vérification des périodes

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.17	2.20	3.5	1.20	1.20	22320.13	4 151,54	4 208,93

Tableau IV -12 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	4 151,54	3693,47	3321.23	**CV**
Y	4 208,93	4 005.25	3367.14	**CV**

Pour la direction x et y la condition est vérifiée.

Vérification de la stabilité au renversement :

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

Avec :

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

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

Avec :

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

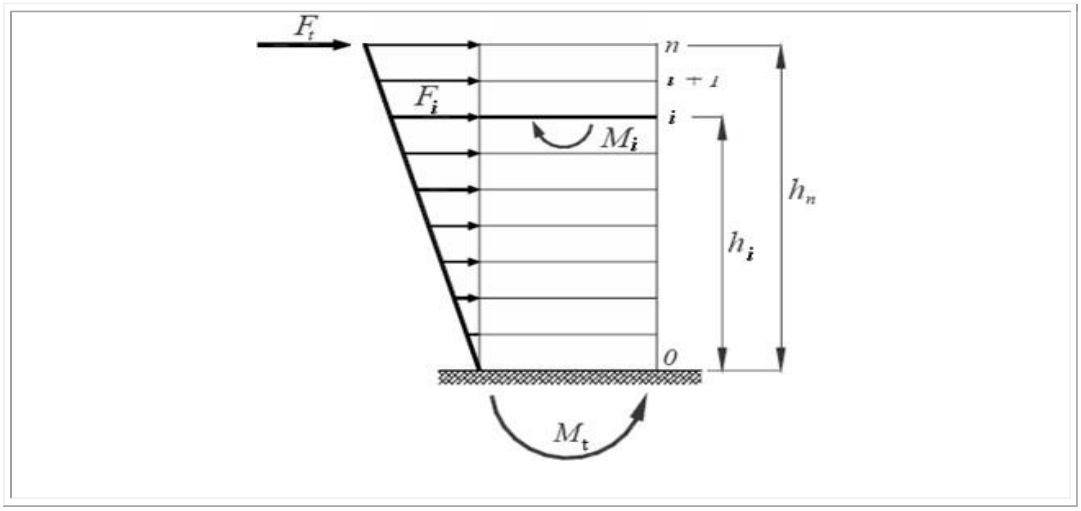


Figure IV -7 Les forces agissant sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

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

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

On a :

- TX = 0,670 s → Ft = 0
- TY = 0,670 s → Ft = 0

Donc:

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

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

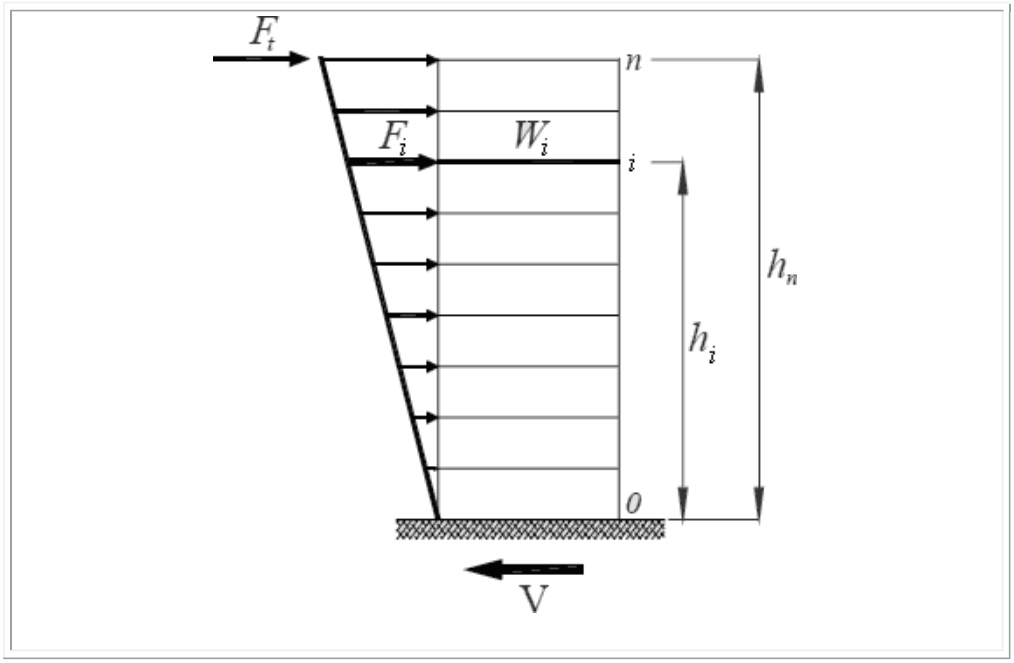


Figure IV -8 Distribution des forces sismiques

V_X = 4 151,54 KN

Tableau IV – 13 Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+22.44	1290,07	28949,13	0,17956583	588,30
+19.38	1370,09	26552,34	0,16469903	539,59
+16.32	1374,23	22427,47	0,13911323	455,76
+13.26	1471,34	19510,03	0,12101692	396,48
+10.02	1471,34	14742,87	0,09144718	299,60
+7.14	1580,86	11287,37	0,07001333	229,38
+4.08	2044,60	8341,97	0,0517436	169,52
	SOMME	**161217,368**	**1**	**4 151,54**

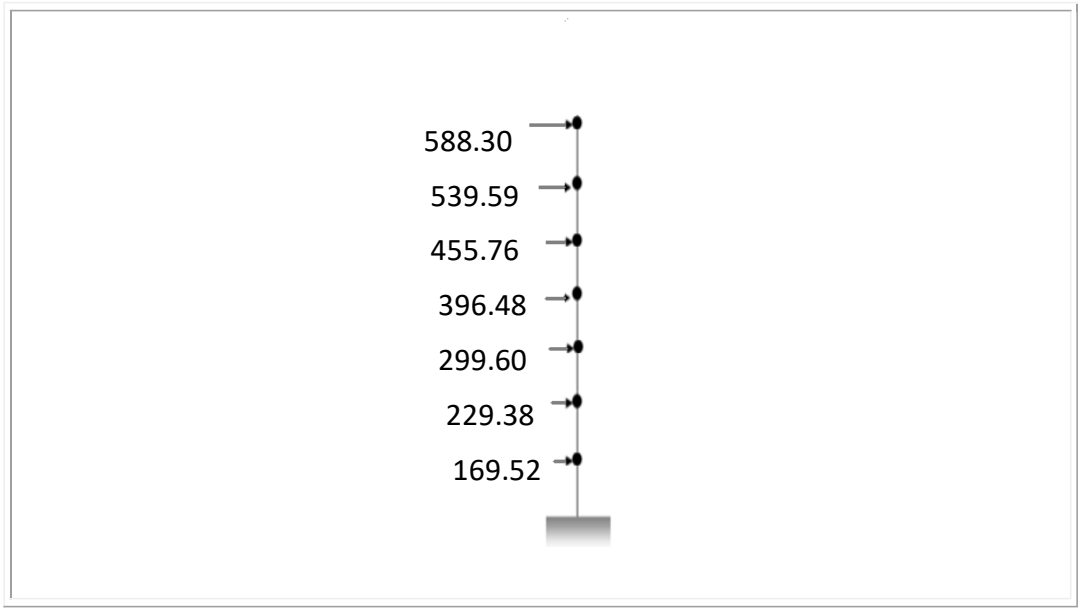


Figure IV -9 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 4 208,93Kn

Tableau IV -14 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+22.44	1290,07	28949,13	0,17956583	412,22
+19.38	1370,09	26552,34	0,16469903	378,09
+16.32	1374,23	22427,47	0,13911323	319,35
+13.26	1471,34	19510,03	0,12101692	277,81
+10.02	1471,34	14742,87	0,09144718	209,93
+7.14	1580,86	11287,37	0,07001333	160,73
+4.08	2044,60	8341,97	0,0517436	118,78
	SOMME	**161217,368**	**1**	**4 208,93**

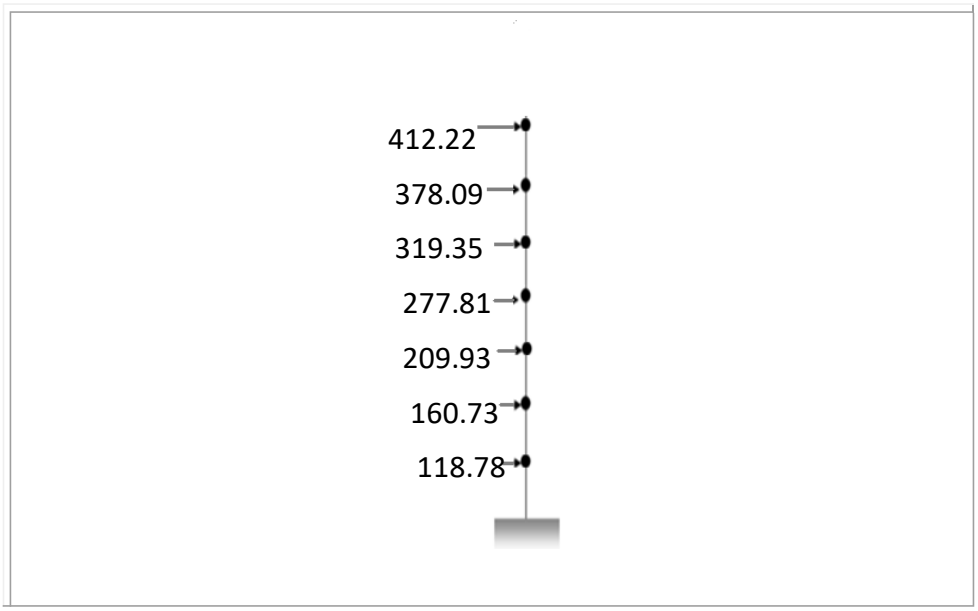


Figure IV -10 Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Moment de renversement :

V Tableau IV -15 calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+22.44	588,30	412,22	13201,452	9250,217
+19.38	539,59	378,09	10457,254	7327,384
+16.32	455,76	319,35	7438,003	5211,792
+13.26	396,48	277,81	5257,325	3683,761
+10.02	299,60	209,93	3001,992	2103,499
+7.14	229,38	160,73	1637,773	1147,612
+4.08	169,52	118,78	691,642	484,622
		∑Mo	**56923,731**	**55523.35**

Moment stabilisant :

Tableau IV -16 calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	X_G (m)	Y_G (m)	Wi (KN)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)
+22.44	9,03	10,91	1580.86	14275.20	17247.22
+19.38	9.00	10,94	1471.34	13242.10	16096.51
+16.32	9,01	10,91	1471.34	13256.81	16052.37
+13.26	8,98	10,92	1374.23	12340.60	15006.62
+10.02	8,98	10,92	1370.09	12303.41	14961.38
+7.14	8,96	10,92	1290.07	11559.01	14087.54
+4.08	9,01	11,16	1153.18	10390.19	12869.53
		∑Mt		**105891.40**	**128893.56**

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

Tableau IV -17 Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
105891.40	128893.56	56923,73	55523.35	1.86	2.32	**CV**

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ **[RPA: Art 4.4.3]**

- 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 **[RPA: Art 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser: Δ k limite $= 0.01$ he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV -18 Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$o_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.44	2.00	7.00			
			1.05	3.06	**CV**
+19.38	1.70	5.95			
			1.05	3.06	**CV**
+16.32	1.40	4.90			
			1.40	3.06	**CV**
+13.26	1.00	3.50			
			1.05	3.06	**CV**
+10.02	0.70	2.45			
			1.05	3.06	**CV**
+7.14	0.40	1.40			
			0.70	3.06	**CV**
+4.08	0.20	0.70			
+0.00	00	00	0.70	4.08	**CV**

Tableau IV -19 Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$o_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.44	1.90	6.65			
			1.40	3.06	**CV**
+19.38	1.50	5.25			
			1.05	3.06	**CV**
+16.32	1.20	4.20			
			1.05	3.06	**CV**
+13.26	0.90	3.15			
			1.05	3.06	**CV**
+10.02	0.60	2.10			
			1.05	3.06	**CV**
+7.14	0.30	1.05			
			0.70	3.06	**CV**
+4.08	0.10	0.35			
			0.35	4.08	**CV**
+0.00	00	00			

Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

- 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 -20 Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta\leq$ **0.10**
+22.44	2443,252	588,30	588,3	1.2	$1.10*10^{-3}$	**CV**
+19.38	3813,342	539,59	1127,89	1.2	$1.4*10^{-3}$	**CV**
+16.32	5187,574	455,76	1583,65	1.6	$2.33*10^{-3}$	**CV**
+13.26	6658,919	396,48	1980,13	1.2	$2.34*10^{-3}$	**CV**
+10.02	8130,264	299,60	2279,73	1.2	$3.38*10^{-3}$	**CV**
+7.14	9711,127	229,38	2509,11	0.8	$3.50*10^{-3}$	**CV**
+4.08	11755,727	169,52	2678,63	0.8	$7.04*10^{-3}$	**CV**

Tableau IV -21 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**
+22.44	2443,252	412,22	412,22	1.6	$2.10*10^{-3}$	**CV**
+19.38	3813,342	378,09	790,31	1.2	$1.95*10^{-3}$	**CV**
+16.32	5187,574	319,35	1109,66	1,2	$2.50*10^{-3}$	**CV**
+13.26	6658,919	277,81	1387,47	1.2	$3.34*10^{-3}$	**CV**
+10.02	8130,264	209,93	1597,4	1.2	$4.83*10^{-3}$	**CV**
+7.14	9711,127	160,73	1758,13	0.8	$5.00*10^{-3}$	**CV**
+4.08	11755,727	118,78	1876,91	0.4	$5.02*10^{-3}$	**CV**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Vérification de L'effort normal reduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante : $\upsilon = N_d / (B*f_c28) \leq 0.3$ **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

Remarque : On va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Avec

υ : effort normal réduit

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV -22 : Vérification de L'effort normal reduit

Etages	Poteaux		Nu		fc28	B	(Nu/fc28*B) ≤ 0.3	Vérification
	b(cm)	h(cm)	(KN)		(KN/cm²)	(cm²)		
RDC/1er étage	45	45				2025	0.20	
2/3 eme étage	40	40	A ELU	1044.25		1600	0.18	
4/5 eme étage	35	35	/	721.50	2,5	1225	0.15	**vérifiée**
6eme étage	30	30	ACC	479,82		900	0.07	
				158.25				

Conclusion :

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux

Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

1) 1.35G+1.5Q
2) 0.8G+E
3) 0.8G-E
4) G+Q-E
5) G+Q
6) G+Q+E

RPA (art. 5.2)

Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V .1 Introduction :

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

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93** :
- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles du **R.P.A99 version 2003** :
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

V .2 Ferraillage des poutres :

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 calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

1. Recommandation du R.P.A99 :

Armatures longitudinales : ►► 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 :
- 4% en Zone courante.
- 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 50ϕ en Zone III.
- en Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- en Travée et appui ≤ Amax RPA

Armatures transversales : ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donnécomme suit :
  - St ≤ h/2 en Zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

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

Tableau V -2 Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Rive et	Terrasse	Travée	101.06	1.35G+1.5Q	0	8.43	**6HA14 =9.24**
		Appui	-120.37	G+Q+Ex	0	8.93	**6HA14 =9.24**
	Etages	Travée	93.24	1.35G+1.5Q	0	7.97	**3HA14 =8.01**
		Appui	-138.44	G+Q+Ex	0	10.45	**3HA14 =10.65**

Tableau V -3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	82.01	G+Q-Ey	0	6.57	**6HA12 F =6.78**
		Appui	89.03	G+Q+Ey	0	7.63	**6HA12 F+3HA12ch =10.17**
	étage	Travée	70.01	G+Q-Ey	0	5.87	**6HA12 F =6.78**
		Appui	89.03	G+Q+Ey	0	7.63	**6HA12 F+3HA12ch =10.17**

2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification { L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées { L'E.L.S sous Mser :

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

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

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s} = \min((2/3)*fe\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202$ Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

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

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq {}^*\sigma_b]$ $\sigma_s \leq {}^*\sigma_s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	55.93	G+Q	12.62	8.0	188.1	**C.V**
		Appui	49.58	G+Q	12.62	7.1	166.7	**C.V**
	Etages	Travée	47.21	G+Q	12.62	7.1	181.7	**C.V**
		Appui	62.10	G+Q	12.62	8.5	182.7	**C.V**

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

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq {}^*\sigma_b$] $\sigma_s \leq {}^*\sigma_s$]
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	50.24	G+Q	6.78	7.6	200.7	**C.V**
		Appui	46.12	G+Q	10.17	7.0	184.2	**C.V**
	étages	Travée	41.02	G+Q	6.78	6.5	182.3	**C.V**
		Appui	49.03	G+Q	10.17	7.5	195.8	**C.V**

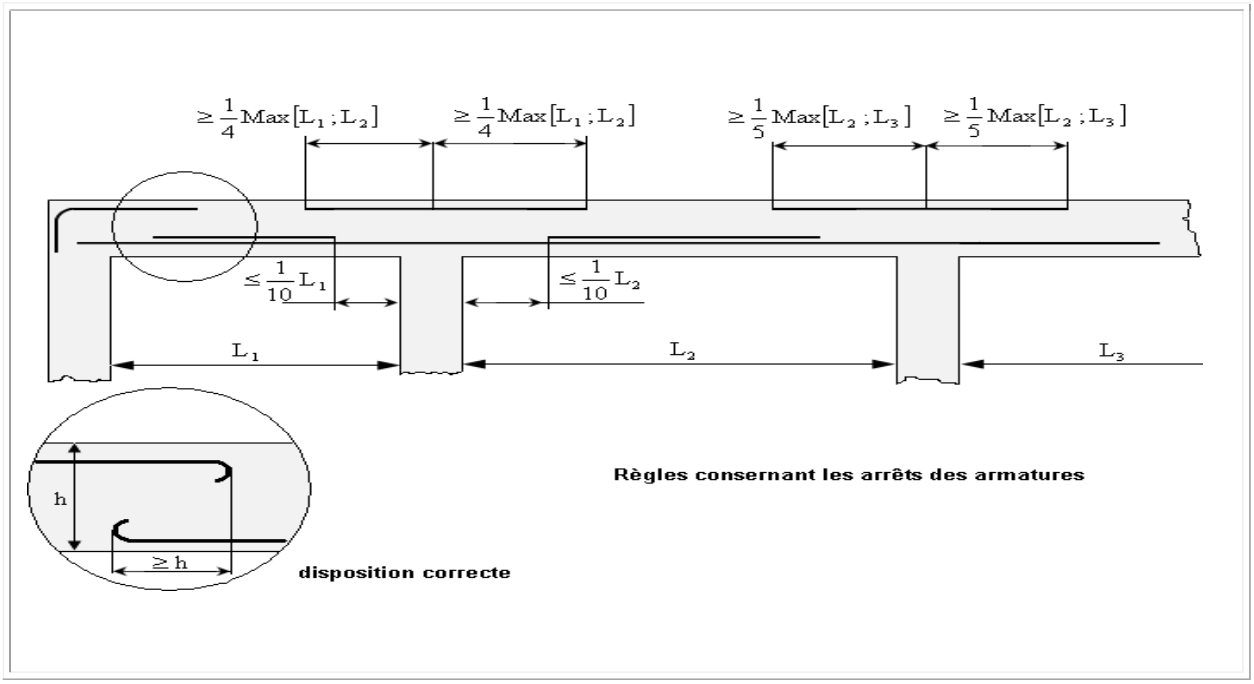


Figure V -1 Disposition des armatures pour les poutres

3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A Travée ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≤ Amax RPA

Tableau V -6 vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

Niveau	Position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA = 1.2cm^2	A_{min} RPA =6.0cm^2	$A_{max\,T}$ RPA =48cm^2	$A_{max\,A}$ RPA =72cm^2	Correction
Terrasse	Travée	12.62	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA14 F+3HA12ch**
	Appui	12.62	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA14 F+3HA12ch**
Etages	Travée	12.62	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA14 F+3HA12ch**
	Appui	12.62	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA14 F+3HA12ch**

Tableau V -7 vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

Niveau	Position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA = 1.05cm^2	A_{min} RPA =5.25cm^2	$A_{max\,T}$ RPA =42cm^2	$A_{max\,A}$ RPA =63cm^2	Correction
Terrasse	Travée	6.78	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA12 F**
	Appui	10.17	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA12F+3HA12ch**
Etages	Travée	6.78	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA12F**
	Appui	10.17	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**6HA12F+3HA12ch**

4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

- T_u: effort tranchant

Tableau V -8 Calcule de $\bar{\tau}_u$

	Poutres de rive et intermédiaires
Fissuration	Les fissurations est préjudiciable
τ_u	$\left[\min\left\|0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right.\right]$
situation durable	$\tau_u = 2.5\,MPa$
Situation accidentelle	$\tau_u = 3.26\,MPa$

Tableau V -9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤τ̄u
Rive et intermédiair	Terrasse	Travée	91.96	1.35G+1.5Q	0.82	2,5	CV
		Appui	209.85	1.35G+1.5Q	1.89	2.5	CV
	Terrasse	Travée	72.17	G+Q+EX	0.65	3.26	CV
		Appui	178.62	G+Q+EX	1.61	3.26	CV

Tableau V -10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	τ̄u (Mpa)	τu≤τ̄u
Terrasse	Appui	38.15	G+Q+EY	0,40	3.26	CV
étages	Appui	114,39	G+Q+EY	1.19	3.26	CV

Calcul des armatures transversales :

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

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4} et 12\varphi\right) \\ S_t = \dfrac{h}{2} \end{cases}$$ Zone nodale

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;\ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$ zone courant

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 -11 Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	1.89	33.3	2.01	10	20	1.12	10	20	**2.01=4HA8**
30x35	1.19	28.8	2.01	8.75	17.5	0.9	8	15	**2.01=4HA8**

5. Vérification de la flèche :

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ **2)** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ **3)** $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K^* M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$.

Tableau V -12 Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.089	0.062	**CV**	0.089	0.085	**CV**	0. 0083	0.0105	**CV**
PS	0.077	0.062	**CV**	0.077	0.085	**CNV**	0.0073	0.0105	**CV**

- ✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres secondaires.
- **Évaluation détaillée de la flèche** : $F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4550}{500} = 9.10$ mm

Tableau V -13 Tableau V.34. Vérification détaillée de la flèche des poutres.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
89.03	7.70	15.44	0.0121	0.851	243.510	0.264	1.735	0.694
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	F_{adm} (mm)	Δf < F_{adm}
209882.23	158.343* 10^3	195.121* 10^3	4.55	4.188	10.198	6.010	9.10	C.V

✓ Donc, On garde h=35cm et b=30cm

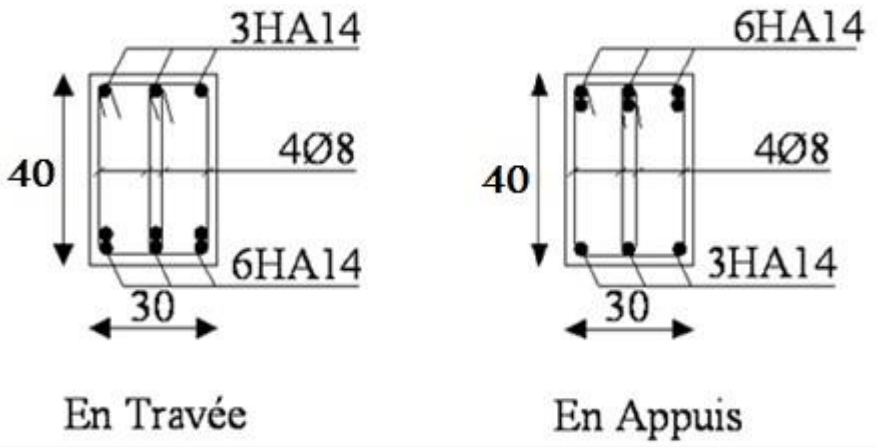


Figure V -2 Ferraillages des poutres principales

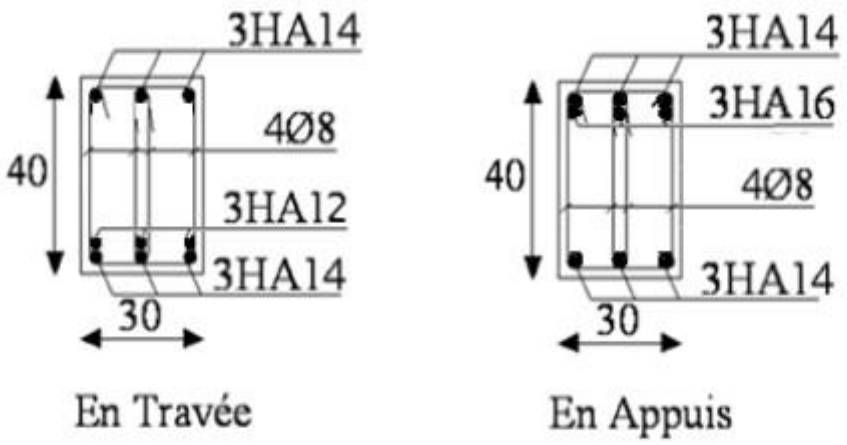


Figure V -3 Ferraillages des poutres secondaires

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.

- Détermination des armatures longitudinales :

Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

❖

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad \text{B: section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

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

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 4\% \text{ : En zone courante}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\% \text{ : En zone de recouvrement.}$$

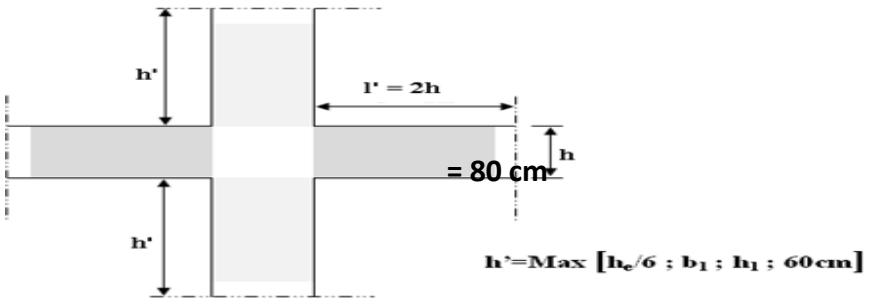


Figure V -4 définition de la zone nodale dans les poteaux

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- 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.

Sollicitations extrêmes de ferraillage :

- les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄
  - ✓ $G + Q \pm E$
  - ✓ $0{,}8G \pm E$

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}.

Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

- **1er cas : Influence du moment.**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit $G+Q\pm E$ soit $0.8G\pm E$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal.**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison $1.35G+1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant { cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u.\ (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\ L^2 f\ (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec P_0 sa longueur libre : $e_a = \text{Max}[\ \frac{l0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$

NB

Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés; c'est pour cette raison, les poteaux des rives sont vérifiés dans cas de fissuration préjudiciable par contre les poteaux intermédiaires sont vérifiés dans cas de fissuration peu préjudiciable.

- **Détermination des sections d'acier:**

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- **1er cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **2eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

- **Détermination des armatures à l'ELU de résistance :**

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures { l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V -14 Calcule le ferraillage des poteaux { l'ELU

	Mu (kN.m)	N (kN)	Combinaison	A_{min} RPA	A_{cal} (cm²)	A choisi
30x30 RIVE	84.59	183.75	G+Q+Ey	8.10	8.54	8.54
	7.91	840.53	1.35G+1.5Q	8.10	8.03	
	27.83	9.13	0.8G-Ey	8.10	2.79	
30x30 INTER	84.59	183.75	G+Q+Ey	8.10	8.94	8.94
	7.38	501.63	1.35G+1.5Q	8.10	8.09	
	19.55	3.54	0.8G-Ex	8.10	1.90	

35x35 RIVE	107.60	241.66	G+Q+Ey	11.03	12.07	12.07
	7.17	481.75	1.35G+1.5Q	11.03	7.74	
	23.89	9.88	0.8G-Ex	11.03	2.03	
35x35 INTER	110.98	299.34	G+Q+Ex	11.03	12.27	12.27
	7.91	840.53	1.35G+1.5Q	11.03	11.87	
	38.03	32.99	0.8G-Ex	11.03	3.49	
40x40 RIVE	120.90	13.03	G+Q+Ey	14.40	8.90	14.40
	28.03	724.46	1.35G+1.5Q	14.40	12.78	
	20.47	5.78	0.8G-Ex	14.40	1.47	
40x40 INTER	133.25	504.28	G+Q+Ex	14.40	15.84	15.84
	6.96	1060.77	1.35G+1.5Q	14.40	16.24	
	29.56	11.62	0.8G-Ey	14.40	2.18	
45x45 RIVE	98.81	511.20	G+Q-Ex	18.23	12.72	18.23
	1.67	1011.04	1.35G+1.5Q	18.23	14.66	
	32.46	14.18	0.8G-Ey	18.23	2.14	
45x45 INTER	112.35	544.02	G+Q-Ex	18.23	13.97	20.48
	2.46	1620.46	1.35G+1.5Q	18.23	20.48	
	26.65	34.65	0.8G-Ey	18.23	11.90	

Tableau V -15 ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	$A_{choisit}$ (cm²)	A_{Finale} (cm²)
30x30 Rive	8.54	8HA12=9.05
30x30 Inter	8.94	8HA12=9.05
35x35 Rive	12.07	8HA14=12.31
35x35 Inter	12.27	8HA14=12.31
40x40 Rive	14.40	8HA16=16.08
40x40 Inter	15.84	8HA16=16.08
45X45 Rive	18.23	4HA20+4HA16=20.60
45X45 Inter	20.48	4HA20+4HA16=20.60

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 400MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V -16 vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur -ation	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq {}^*\sigma_b]$	$\sigma s \leq {}^*\sigma s+$
30X30 RIVE	48.47	80.50	8.54	Préj	5.80	170.7	**CV**	**CV**
30X30INTE	25.54	66.31	8.94	Peu	3.10	112.9	**CV**	**CV**
35X35RIVE	29.74	160.32	12.07	Préj	1.60	147.9	**CV**	**CV**
35X35INTE	24.18	289.96	12.27	Peu	2.30	160.8	**CV**	**CV**
40X40RIVE	28.43	429.51	14.40	Préj	2.90	185.6	**CV**	**CV**
40X40INTE	20.18	429.81	15.84	Peu	2.60	170.6	**CV**	**CV**
45X45 RIVE	30.72	953.24	18.23	Préj	4.90	71.5	**CV**	**CV**
45X45INTE	31.28	583.67	20.48	Peu	3.20	46.1	**CV**	**CV**

Préj : préjudiciable

Peu : peu nuisible

E. Détermination des armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

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

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites ($\alpha = 90°$)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 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 { :

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

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

Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible

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

Section	Combi-naison	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+Ex	178.14	2.20	24.73	0.075	1.875	4.32	**cv**
35x35	G+Q+Ex	158.42	1.43	21.20	0.075	1.875	4.32	**cv**
40x40	G+Q+Ex	155.98	1.08	22.67	0.075	1.875	4.32	**cv**
45x45	G+Q+Ex	203.95	1.12	21.95	0.075	1.875	4.32	**cv**

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_P\right]$$

➢ ΦP : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t . a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(r_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\, f_{c28}}$$

- $S_t \leq \text{Min}\,[0.9d, 40cm]$
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

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

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = P_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{cheminées} > 12cm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau V -18 les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	$St_{cal\ CBA}$ (cm)	Zone	$St_{MAX\ RPA}$	Choix
30x30	178.14	2.01	24.73	2.5	24.30	courante	15cm	4HA8
						nodale	10 cm	4HA8
35x35	158.42	3.14	21.20	2.5	28.35	courante	15cm	4HA10
						nodale	10 cm	4HA10
40x40	155.98	3.14	22.67	2.5	32.40	courante	15cm	4HA10
						nodale	10 cm	4HA10
45x45	203.95	3.14	21.95	2.5	36.45	courante	15cm	4HA10
						nodale	10 cm	4HA10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Tableau V -19 Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	courante	0.446	CV
	nodale	0.670	CV
35x35	courante	0.598	CV
	nodale	0.897	CV
40x40	courante	0.523	CV
	nodale	O.785	CV
45x45	courante	0.465	CV
	Nodale	0.697	CV

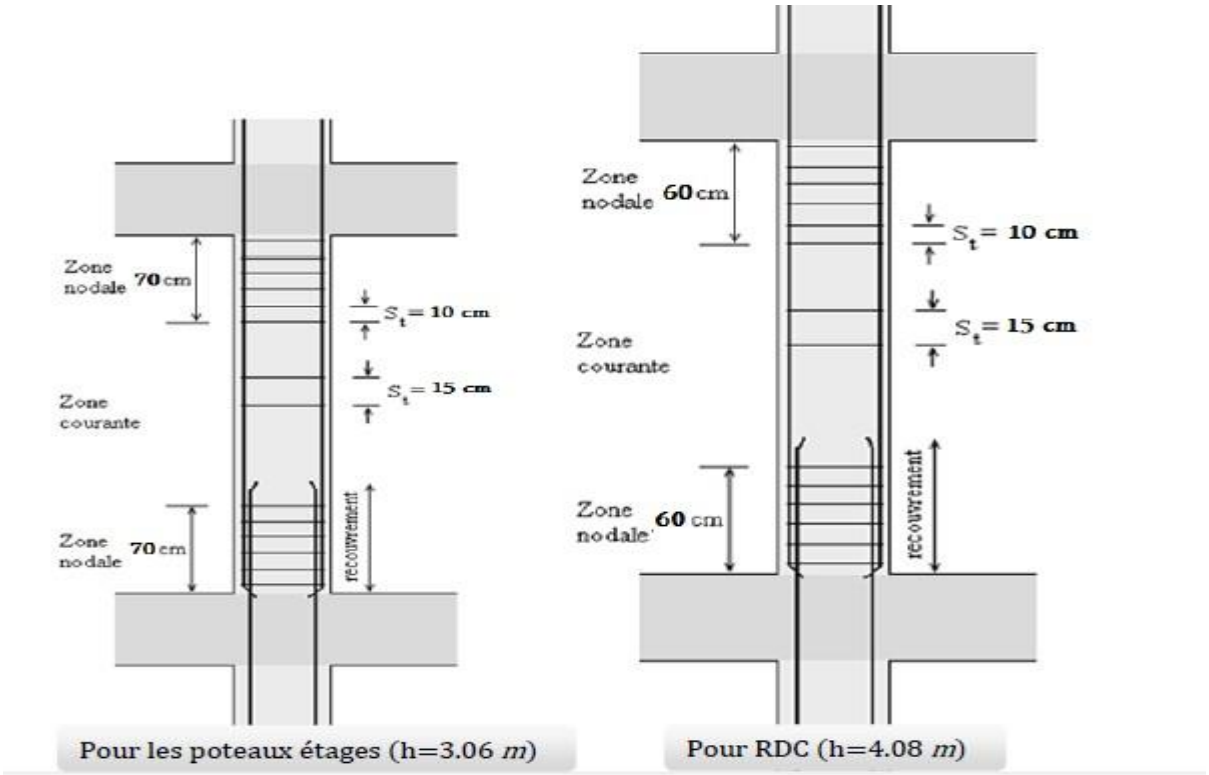


Figure V -5 Disposition des armatures pour les poteaux des étages

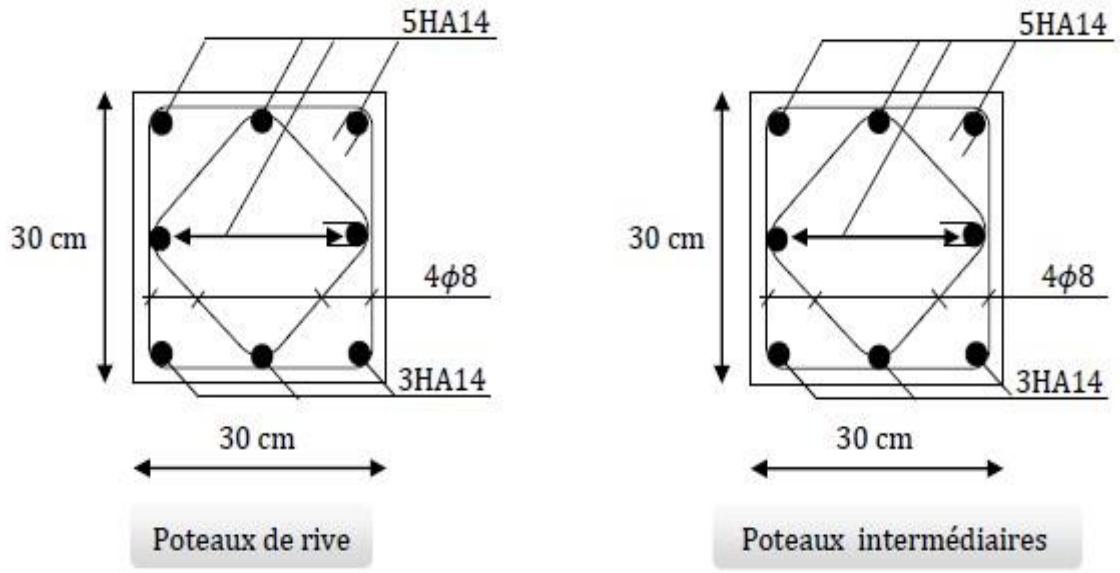


Figure V -6 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6et 7

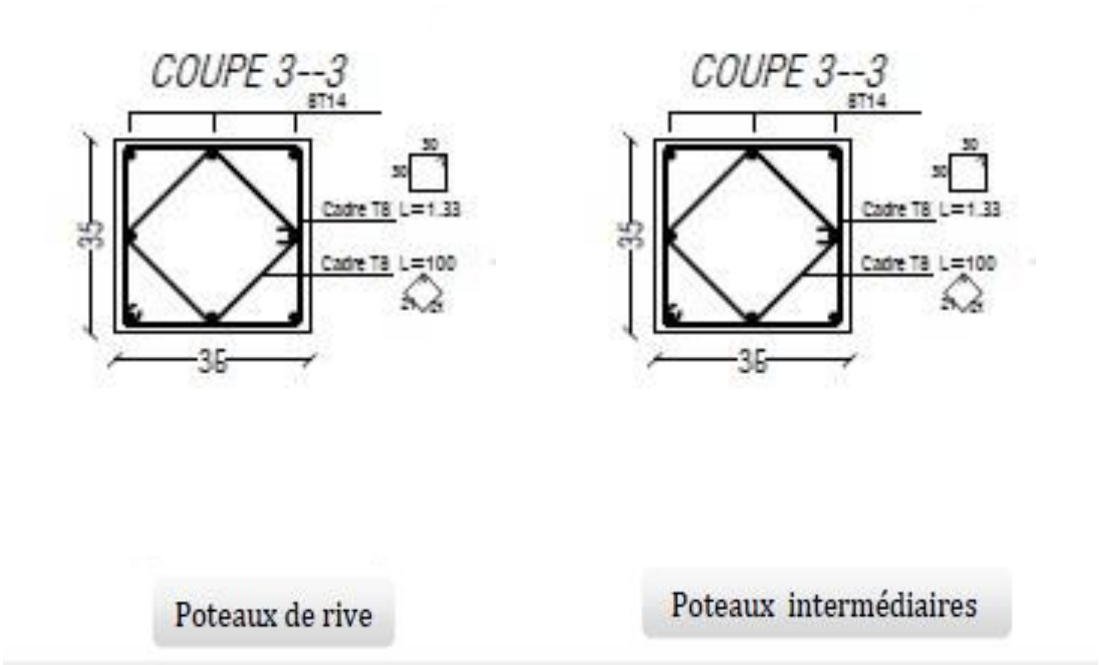


Figure V -6 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4 et 5

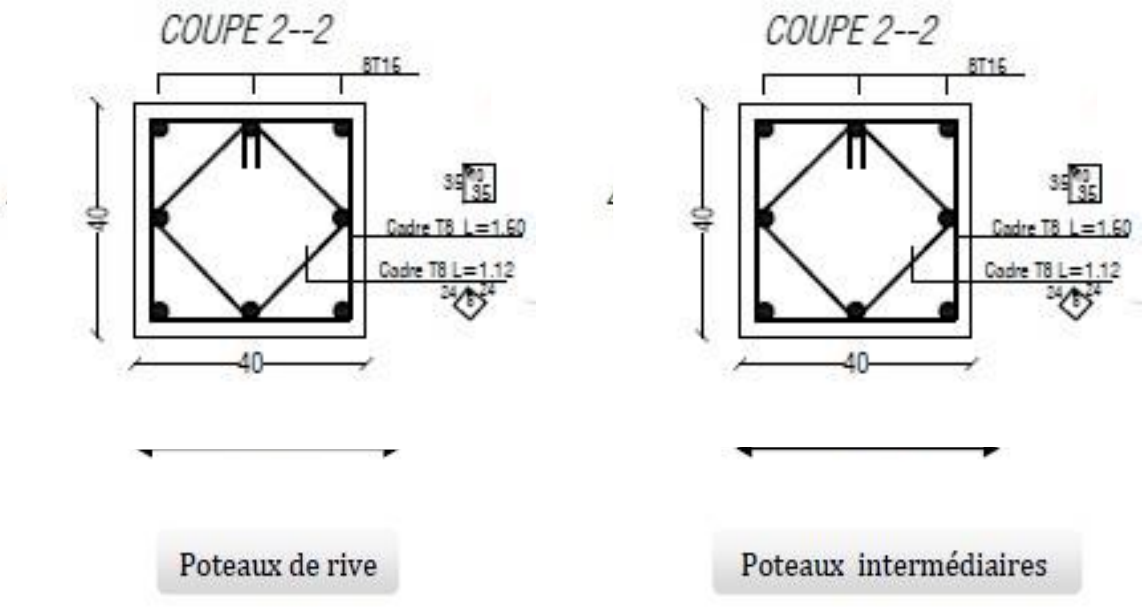


Figure V - 7 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 et 3

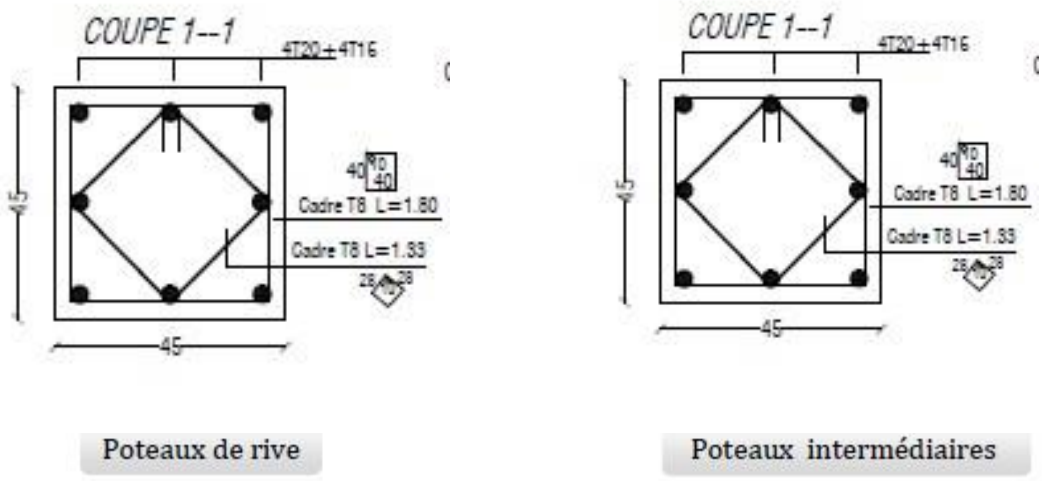


Figure V -8 Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC et 1

V . 4 Ferraillage des voiles:

Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes : Les armatures verticales.

Les armatures transversales.

Les armatures horizontales

Voiles avec files d'ouvertures:

Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

Les linteau :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".

- ✓ Des aciers transversaux "A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " **THONIER** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: $S = a.L$

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

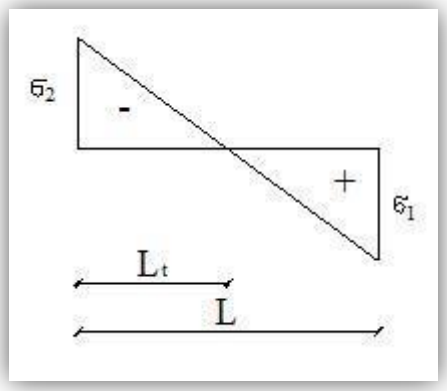
v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1: Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$; $F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ (Force de traction) ; $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} .L$ (La longueur tendue)

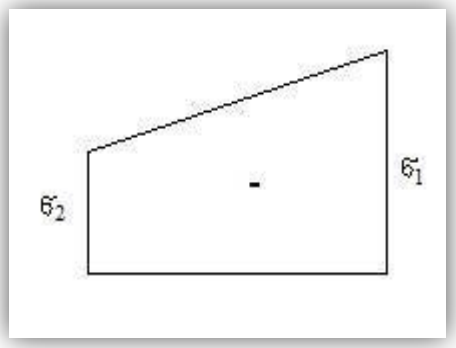
Diagramme des contraintes (SPC)



Cas2: Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e} \; ; \quad F_t = \left\lceil \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right\rceil .L.a$$

Calcul des armatures horizontales et leurs espacements



Cas3: Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

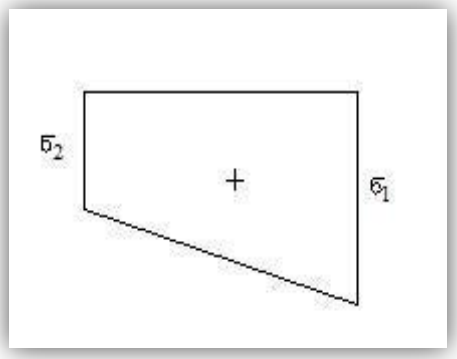


Diagramme des contraintes (SEC)

Recommandations réglementaires:

a : Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

Selon le CBA 93:

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99(V2003):

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ υ_{ver}: diamètre vertical.

B : Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\upsilon_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \upsilon_v\right]$

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{\quad} \quad ; \quad a \qquad S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\tau_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$ **Fissuration peu nuisible**:

$\tau_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$ **Fissuration Préjudiciable**:

- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement.
- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

Selon le RPA 99 V(2003):

$$\upsilon_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30cm\right]$$

C : Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \mathrm{Min}\left[1.8a\,;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

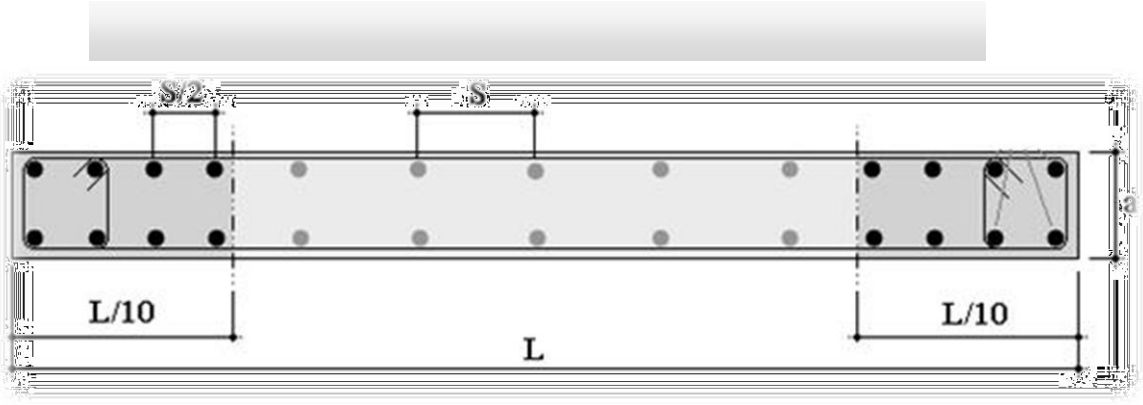


Figure V -10 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Armatures verticales :

Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Les données de calcul:

- ***Situation durable:***

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

- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- ***Situation accidentelle:***

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Les résultats du calcul des armatures { l'ELU de résistance sont démontrés dans lestableaux suivants :

1 .les voiles pleines (sens-X) :

Tableau V -20 Armatures verticales des voiles pleins

L=3.82m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 382	-6.13	5.35	1.78	3.38	23.81	7.64	11.46	20	10	8HA14
1ere	15 × 382	-5.22	3.87	1.63	1.46	11.80	5.73	8.60	20	10	8HA10

2+3	15 × 382	-4.09	2.67	1.51	1.63	7.55	5.73	8.60	20	10	**8HA10**
4+5	15 × 382	-2.25	1.14	1.28	2.79	2.75	5.73	8.60	20	10	**8HA08**
6eme	15 × 382	-0.95	0.31	0.94	3.64	0.55	5.73	8.60	20	10	**8HA08**

L=2.25m (cage d'assesseure)

Niv	S (cm²)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 225	-5.25	5.56	1.16	15.96	16.09	4.5	6.75	20	10	**5HA16**
1ere	15 × 225	-3.62	2.82	0.99	8.46	5.21	3.38	5.06	20	10	**5HA12**
2+3	15 × 225	-2.76	1.62	0.83	4.88	2.53	3.38	5.06	20	10	**5HA12**
4+5	15 × 225	-1.74	0.41	0.43	5.43	0.33	3.38	5.06	20	10	**5HA10**
6eme	15 × 225	-1.28	0.13	0.21	4.97	0.05	3.38	5.06	20	10	**5HA10**

2.les voiles pleines (sens-Y) :

L=2.90m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 290	-7.31	5.29	1.22	1.71	16.10	5.80	8.70	20	10	**6HA14**
1ere	15 × 290	-5.29	3.26	1.11	0.45	6.76	4.35	6.53	20	10	**6HA12**
2+3	15 × 290	-4.14	2.27	1.03	0.25	4.37	4.35	6.53	20	10	**6HA12**
4+5	15 × 290	-2.19	0.78	0.76	0.25	1.11	4.35	6.53	20	10	**6HA10**
6eme	15 × 290	-1.27	0.40	0.69	0.07	0.52	4.35	6.53	20	10	**6HA10**

L=3.20m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 320	8.23 -	6.55	1.42	2.20	23.22	6.40	9.60	20	10	7HA12

1ere	15 × 320	-6.43	4.17	1.26	1.08	1.48	4.80	7.20	20	10	**7HA10**
2+3	15 × 320	-5.14	3.09	1.20	1.19	6.96	4.80	7.20	20	10	**7HA10**
4+5	15 × 320	-2.89	1.23	0.96	1.72	2.20	4.80	7.20	20	10	**7HA08**
6_{eme}	15 × 320	-1.4	0.37	0.67	1.94	0.46	4.80	7.20	20	10	**7HA08**

L=3.22m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 322	-6.31	6.38	1.62	14.43	25.82	4.5	9.66	20	10	**7HA16**
1ere	15 × 322	-0.93	1.06	1.72	0.93	3.41	3.38	7.25	20	10	**7HA10**
2+3	15 × 322	-1.1	1.1	1.61	1.05	3.32	3.38	7.25	20	10	**7HA10**

4+5	15 × 322	-1.36	1.34	1.60	1.21	4.02	3.38	7.25	20	10	**7HA08**
6eme	15 × 322	-1.33	1.38	1.64	1.16	4.24	3.38	7.25	20	10	**7HA08**

L=1.50m

Niv	**S (cm²)**	**σ_1 (MPa)**	**σ_2 (MPa)**	L_t(m)	**F (KN)**	**A_{cal} (cm²)**	**A_{min} (cm²)**		**s (cm)**		**Choix**
							CBA	**RPA**	**Sc**	**Sex**	
RDC	20 × 150	-3.09	4.07	0.85	11.53	8.68	3.00	4.50	20	10	**7HA10**
1ere	15 × 150	-2.80	2.06	0.64	3.99	2.46	2.25	3.38	20	10	**7HA08**
2+3	15 × 150	-2.55	1.42	0.54	0.60	1.43	2.25	3.38	20	10	**7HA08**
4+5	15 × 150	-1.87	0.51	0.32	1.40	0.31	2.25	3.38	20	10	**7HA08**
6eme	15 × 150	-1.17	0.04	0.05	1.88	0.00	2.25	3.38	20	10	**7HA08**

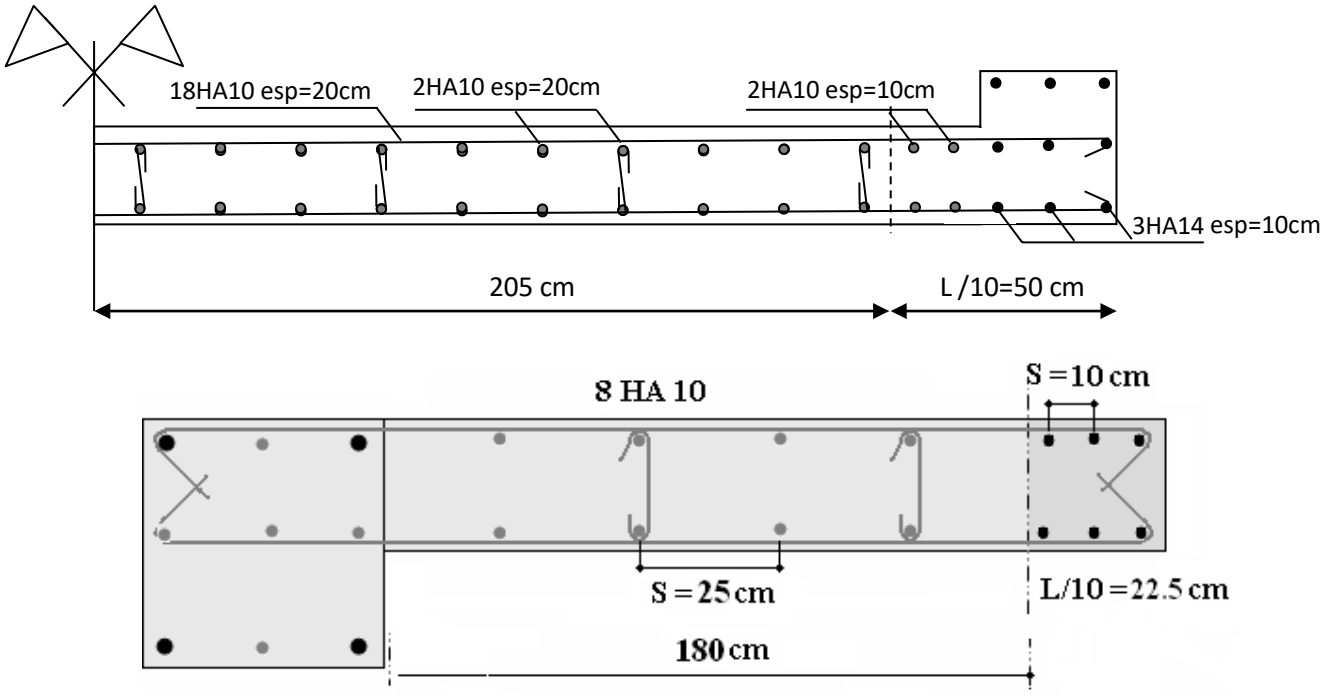


Figure V -11 Disposition des armatures verticales dans le voile

les trumeaux (sens-X)

L=1.43m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 143	-6.46	4.48	0.59	13.67	5.50	2.86	4.29	20	10	6HA10
1ere	15 × 143	0.69	-1.5	0.45	2.31	4.92	2.15	3.22	20	10	6HA08

2+3	15 × 143	4.33	-5.99	0.60	1.10	4.87	2.15	3.22	20	10	6HA08
4+5	15 × 143	-2.63	0.09	0.05	0.45	0.58	2.15	3.22	20	10	6HA08
6_{eme}	15 × 143	-6.1	4.71	0.62	0.25	0.01	2.15	3.22	20	10	6HA08

L=0.60m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 60	-11.19	8.67	0.26	11.86	5.68	1.20	1.80	20	10	3HA12
1ere	15 × 60	8.83	-11.07	0.27	2.22	4.41	0.90	1.35	20	10	3HA10
2+3	15 × 60	-10.87	8.98	0.27	1.83	4.57	0.90	1.35	20	10	3HA10
4+5	15 × 60	9.15	-10.76	0.28	2.05	4.73	0.90	1.35	20	10	3HA08
6_{eme}	15 × 60	7.3	-9.77	0.26	0.92	3.51	0.90	1.35	20	10	3HA08

L=0.94m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA		Sex	
RDC	20 × 94	-9.63	7.46	0.41	4.75	7.65	1,88	2.82	20	10	**4HA12**
1ere	15 × 94	7.63	-9.47	0.42	1.21	6.00	1.41	2.12	20	10	**4HA12**
2+3	15 × 94	-9.31	7.76	0.43	1.12	6.22	1.41	2.12	20	10	**4HA10**
4+5	15 × 94	-5.1	2.21	0.28	1.33	5.50	1.41	2.12	20	10	**4HA10**
6eme	15 × 94	7.3	-9.77	0.40	0.85	1.18	1.41	2.12	20	10	**4HA08**

les trumeaux (sens-Y)

L=1.08m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 108	2.77	-4.51	0.41	2.02	6.89	2.16	3.24	20	10	**5HA10**

1ere	15 × 108	-9.63	7.46	0.47	1.15	6.59	1.62	2.43	20	10	**5HA10**
2+3	15 × 108	-4.78	2.51	0.37	1.02	2.85	1.62	2.43	20	10	**5HA08**
4+5	15 × 108	7.63	-9.47	0.48	0.83	2.64	1.62	2.43	20	10	**5HA08**
6eme	15 × 108	3.09	-4.22	0.46	0.52	1.75	1.62	2.43	20	10	**5HA08**

L=0.60m

Niv	S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t(m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)		Choix
							CBA	RPA	Sc	Sex	
RDC	20 × 60	-9.31	7.76	0.27	1.79	5.29	1.20	1.80	20	10	**3HA12**
1ere	15 × 60	-3.87	-7.99	tot comp	0.79	tot comp	0.90	1.35	20	10	**3HA08**
2+3	15 × 60	5.93	-8.27	0.25	0.57	2.79	0.90	1.35	20	10	**3HA08**

4+5	15 × 60	1.7	-3.33	0.20	0.26	2.96	0.90	1.35	20	10	3HA08
6_{eme}	15 × 60	-8.09	6.11	0.26	0.43	0.65	0.90	1.35	20	10	3HA08

Tableau V- 21 Armatures verticales des trumeaux

L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on { l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\{\begin{matrix}1{,}5a \\ 30\text{cm}\end{matrix} \rightarrow \{\begin{matrix}30\text{cm} \\ 30\text{cm}\end{matrix}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

Les armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

Les armatures horizontales :

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99.

Ainsi on adoptera les sections minimales du RPA 99 ; à savoir :

$A_h \geq 0.003.S_h.b_0 = 1.01\text{cm}^2$ **(CBA 93).**

$A_h \geq 0.4.S_h.b_0 / f_e = 0.6\ \text{cm}^2$.

Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec: $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\dfrac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc28}$ (traction)

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleins:

Tableau V -22 armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleins

Niv	L(m)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA (MPa)	S_h (cm)		$S_{h\,choisi}$ (cm)	Amin = 0.15%B	Ah choisis (cm^2)
					RPA	CBA			
	3.82	1837.65	0.05	5.00	19.8	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53

RDC	2.25	1483.57	0.03	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	2.90	391.92	-0.26	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.20	1598.46	-1.25	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.22	1207.65	0.34	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	1.50	315.42	-0.83	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
1ere	3.82	1235.56	0.19	5.00	18.2	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	2.25	1138.81	0.82	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	2.90	315.84	-0.19	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.20	1684.25	-0.82	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53

	3.22	1627.98	0.19	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	1.50	903.84	0.82	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
2eme + 3eme	3.82	1842.60	0.02	5.00	30	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	2.25	1576.42	0.01	5.00	30	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	2.90	775.88	-0.15	5.00	30	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.20	1078.30	-0.65	5.00	30	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.22	893.23	0.18	5.00	30	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	1.50	482.97	0.68	5.00	30	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.82	760.87	-0.15	5.00	22.5	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53

4eme + 5eme	2.25	534.69	-0.65	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	2.90	309.79	0.17	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.20	1762.05	0.67	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.22	1153.33	-0.17	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	1.50	443.50	-0.28	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
6eme	3.82	665.23	0.17	5.00	22.5	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	2.25	569.52	-0.63	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	2.90	180.10	-0.16	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	3.20	2224.60	-0.3	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53

	3.22	1638.32	0.06	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	1.50	468.68	-0.74	5.00	22.5	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53

Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux :

Tableau V -23 armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeux

Niv	**L (m)**	**V_u (KN)**	**τ_u (MPa)**	**$\tau_{\overline{u}}$ (MPa)**	**S_h (cm)**		**$S_{h\ choisi}$ (cm)**	**$A_{h\ choisi}$ (cm^2)**
					RPA	**CBA**		
RDC + 1ere	0.90	324.14	1.44	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2eme + 3eme	0.90	1929.19	1.63	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4eme + 5eme	0.90	556.00	1.20	5.00	17.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
6eme	0.90	220.12	1.03	5.00	17.5		15	2(17Ø8) =8.53

RDC + 1ere	1.43	412.51	0.55	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
2eme + 3eme	1.43	464.26	0.27	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
4eme + 5eme	1.43	255,26	0.37	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
6eme	1.43	22,23	2.51	5.00	19.8		15	2(17Ø8) =8.53
RDC + 1ere	0.6	156.69	2.02	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2eme + 3eme	0.6	57,49	2.44	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4eme + 5eme	0.6	105,37	1.68	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
6eme	0.6	717,71	2.26	5.00			15	2(17Ø8) =8.53

RDC + 1ere	1.08	430,46	1.50	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
2eme + 3eme	1.08	697,34	0.54	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
4eme + 5eme	1.08	478,37	0.70	5.00	22.5	40	15	2(17Ø8) =8.53
6eme	1.08	482,58	0.45	5.00			15	2(17Ø8) =8.53

Ferraillage des linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

-Selon le RPA 99 :

- **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Où:} \quad \tau_b = \frac{\overline{T}}{b_0.d} \quad \text{avec:} \quad \overline{T} = 1.4 T_{calculée}$$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d=0.9h.

T_u: effort tranchant ultime.

- **Ferraillage des linteaux:**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer:

- ➔ des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- ➔ des aciers transversaux: At
- ➔ des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

❖ **Premier cas:** $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e}$ Avec Z=h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T} = 1.4T$)

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

-Premier sous cas: linteau long ($\lambda_g = l/h > 1$)

On a $S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

S_t :Espacement entre les armatures transversales.

At: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$$Z = h - 2\,d'$$

-**Deuxième sous cas**: linteau courts ($\lambda_g = l/h \leq 1$)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t \, f_e \, L}{T + A_t \, f_e}$$

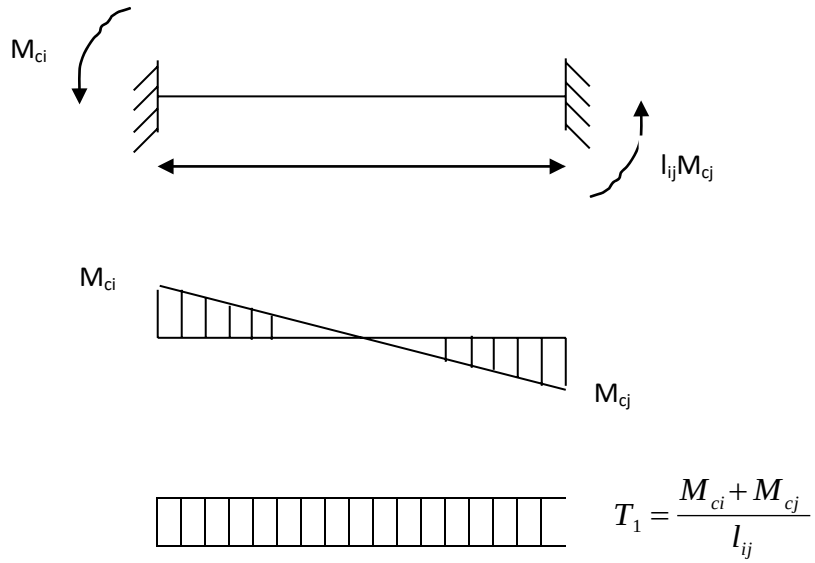
$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; \; T_2 = 2T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \qquad Z = h - 2d'$$

Moment et effort tranchant résistants dans le linteau



❖ **Deuxième cas:** $\tau_b > 0.06\, f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

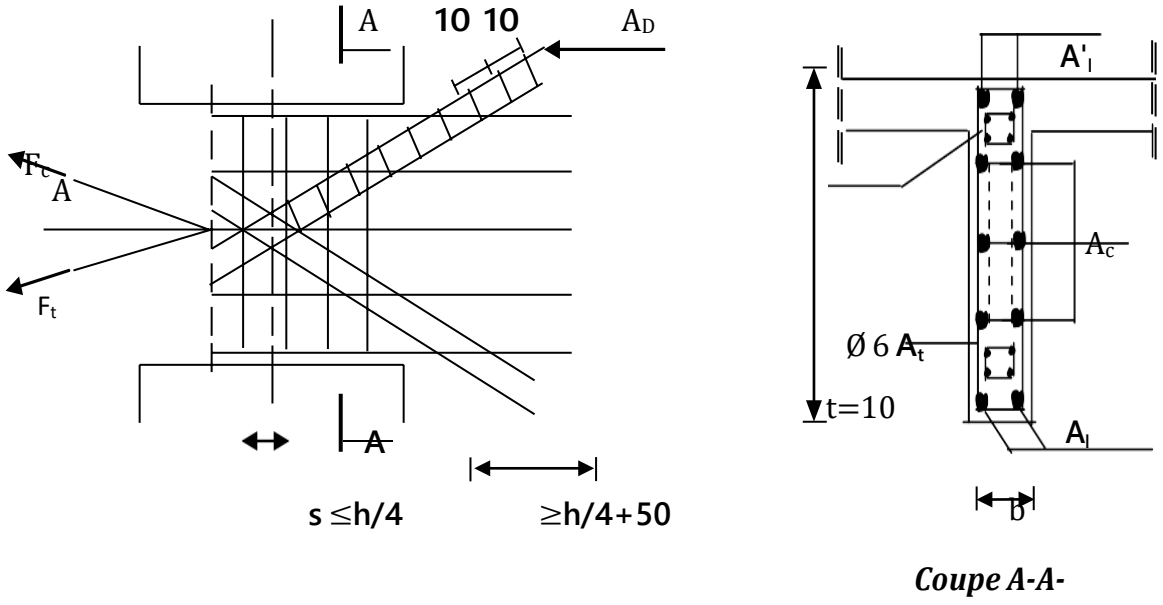


Figure V -12 Armatures de linteaux

Ferraillage minimal:

Selon le RPA 9, on a*:*

$$A_l \geq 0.15\,\%\,b.h$$

$$A_c \geq 0.2\%\,b.h$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si} \quad \tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$$

$$A_D = 0.15\,\%\,b.h \quad \text{Si} \quad \tau_b > 0.06\, f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.15\,\%\,b.s \quad \text{Si} \quad \tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\,\%\,b.s \quad \text{Si} \quad \tau_b > 0.025\, f_{c28}$$

Calcul du ferraillage

Caractéristiques du linteau: b = 0.15 m ; h = 0.96m ; d = 0.864 m.

La section transversale est de: (15 x 96) cm^2

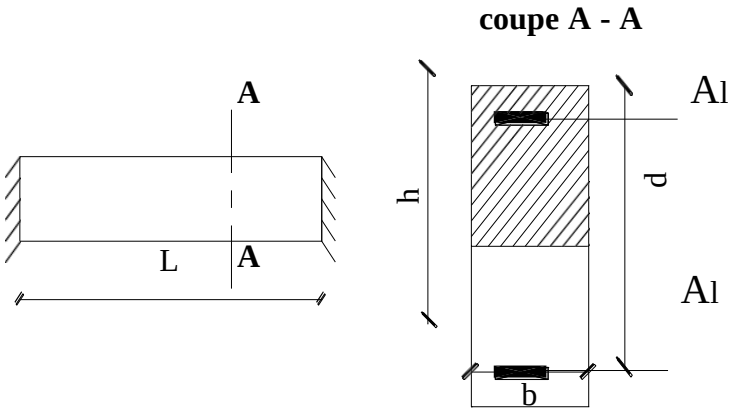


Figure - V 13 Section du linteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Niv	**T (kN)**	$\overline{\overline{T}}$ **(kN)**	τ_b **(MPa)**	**0.06** f_{c28} **(MPa)**	**0.0025** f_{c28} **(MPa)**	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
RDC	464.37	650.12	5.01	1.5	0.625	Non	Non
1ere	297.73	416.82	3.22	1.5	0.625	Non	Non
2eme + 3eme	131.85	184.60	1.42	1.5	0.0625	Non	Non
4eme + 5eme	75.32	122.30	0.89	1.5	0.0625	Non	Non
6eme	62.57	99.80	0.63	1.5	0.0625	Non	Non

Armatures transversales:

Tableau V -25 Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux

Niv	T (kN)	$\overline{T}$ (kN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}_\beta$ РПА99(МПα)	$\overline{\tau}_\beta < \tau_\beta$	h (cm)	l (m)	λ_g=l/h	λ_g>1
RDC	464.37	650.12	5.01	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
1ere	297.73	416.82	3.22	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
2eme + 3 eme	131.85	184.60	1.42	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
4eme + 5 eme	75.32	122.30	0.89	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
6eme	62.57	99.80	0.63	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v

Tableau V -26 Armatures transversales et leurs espacements dans leslinteaux

Niveau	Sens	τ_b (MPa)	A_t	S_t (cm) CBA93	S_t (cm) RPA99		Espacement S_t (cm)
					S_t=h/4	$S \leq \frac{A_t}{}$	
RDC	incliné	3.70	2HA10	40	20	69.77	15
1ere	Y	2.71	2HA10	40	20	69.77	15
2eme + 3eme	incliné	1.45	2HA10	40	20	69.77	15
4eme + 5eme	Y	0.06	2HA10	40	20	69.77	15
6eme	incliné	0.03	2HA10	40	20	69.77	15

-Coupe A-A-

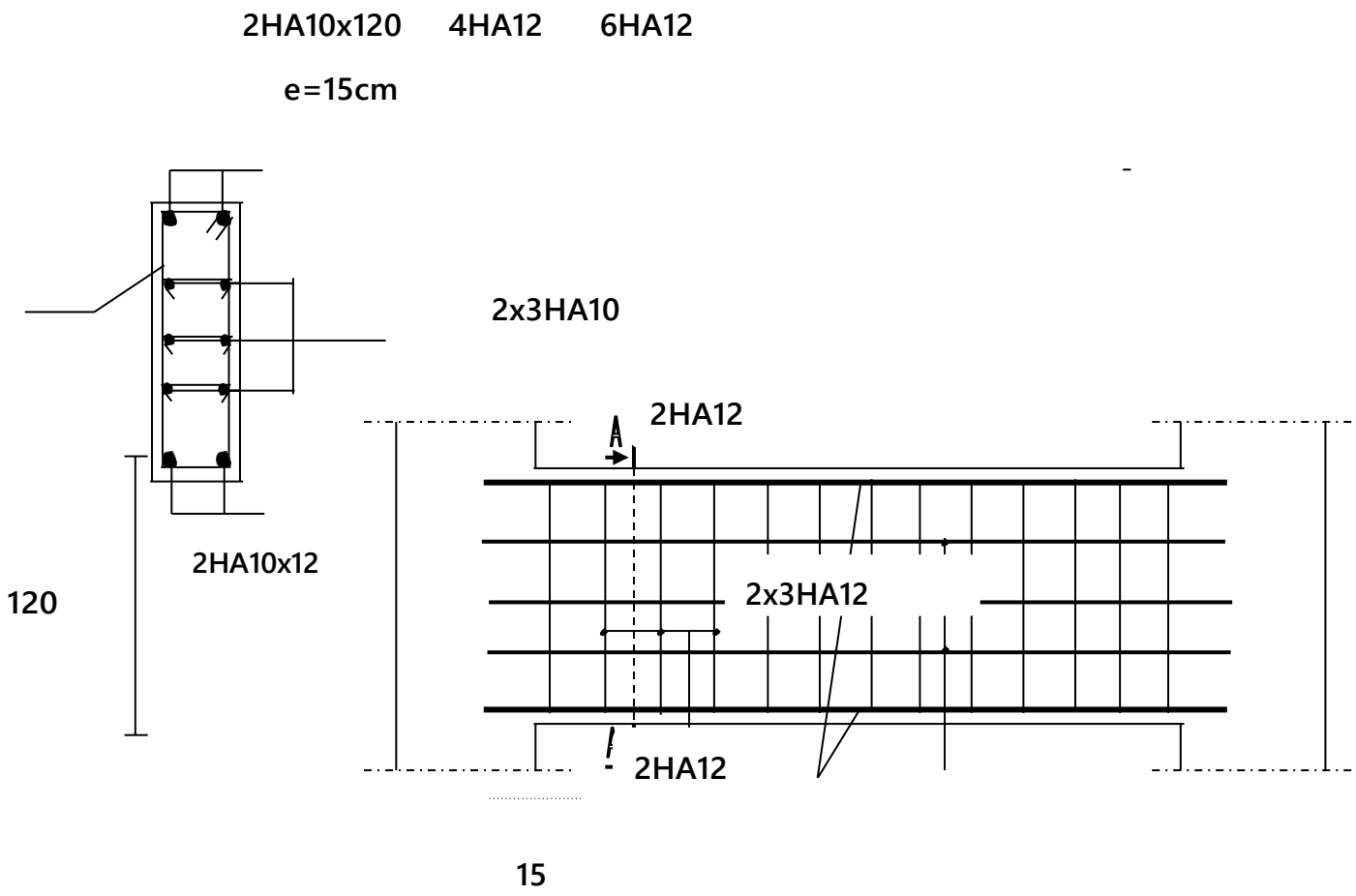


Figure V -14 Ferraillage du linteau

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI .1Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, defaçon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2 : Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya de ALGER.

Le projet est un bâtiment en (R+6) .

Choix du type de la fondation *:*

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

Connaissance du lieu & 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.

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, dans les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, C'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc….., et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1.5 bars** avec un ancrage de **2.0m.**

Classification du Type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage 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 fondations peuvent être l'un destrois type suivants :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes (sous voiles et sous poteaux) ;

Radiers générale.

VI.3 Calcul des semelles isolées :

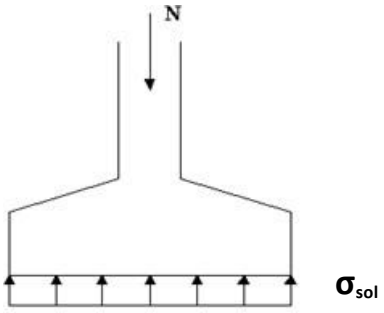
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow$ S=A²

A est déterminé par : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left\lceil \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right\rceil$

Avec :

$A = \sqrt{S}$; σ_{sol}=1,50 bars



Semelles isolée sous poteaux

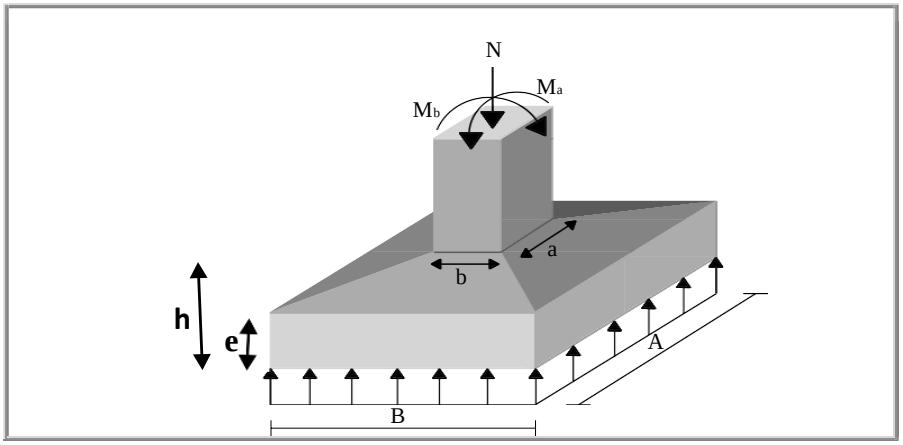


Figure VI-1représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\upsilon + 6$

Hauteur utile: $d \geq \text{Max}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$

calculs des surfaces nécessaires des semelles :

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI -1 Dimensionnement des semelles isolées S_1,S_2… S_{17} l'ELS

	N_{ELS} (KN)	$M_{X\,ELS}$ (KN.m)	$M_{Y\,ELS}$ (KN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_a(cm)= d_b(cm)	e(cm)	S (m^2)
S 1 S2	610,24	6,02	0,10	2.35	2.35	55	50	20	3,81
S3	735,65	0,48	1,15	2.60	2.60	60	55	25	4,60
S4	688,44	0,11	2,23	2.50	2.50	60	55	25	4,30
S5	736,97	1,68	0,65	2.60	2.60	60	55	25	4,61
S6	796,28	2,87	2,05	2.70	2.70	65	60	25	4,98
S7	866,68	2,36	0,37	2.80	2.80	65	60	25	5,42
S8	852,88	19,29	16,06	2.80	2.80	65	60	25	5,33
S9	953,24	30,72	10,72	3.00	3.00	70	65	25	5,96
S10	1017,57	6,22	0,01	3.10	3.10	75	70	30	6,36
S11	1008,46	5,83	6,79	3.10	3.10	75	70	30	6,31
S12	445,16	3,23	0,16	2.00	2.00	45	40	20	2,79
S13	383,20	0,76	1,79	1.90	1.90	45	40	20	2,40
S14	1036,49	3,34	1,82	3.10	3.10	75	70	30	6,48
S15	1180,10	1,85	1,76	3.30	3.30	78	73	30	7,38
	761,97	8,88	4,48	2.70	2.70	65	60	25	4,76

665,87	8,22	11,97	2.50	2.50	60	55	25	4,16
611,73	16,74	8,34	2.40	2.40	55	50	20	3,82

Remarque:

D'après le tableau VI.5, D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

Calcul des semelles filantes :

Semelles filantes sous voile :

Dimensionnement :

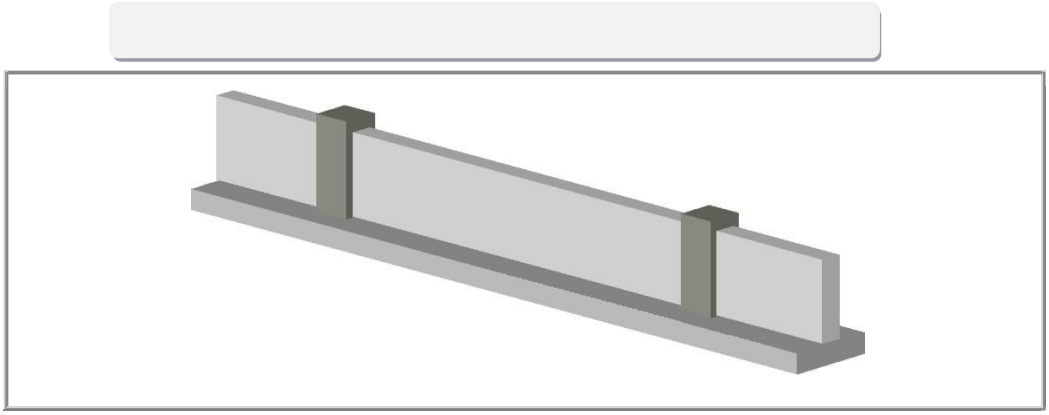


Figure VI -2 Schéma d'une semelle filante sous voile

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum N$:est la somme des efforts normaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}}$$

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI -2 dimensionnement des semelles filantes sous voiles { l'ELS

	L (m)	N_{ELS}(kN)	N_{ELS}/ml (kN)	B(m)	S (m^2)
SF1	4.78	1408,73	294.71	1.85	8,80
SF2	2.88	1745,60	606.11	3.80	10,91
SF3	2.37	1340,24	565.50	3.55	8,38
SF4	3.22	2469,76	767.01	4.80	15,44
SF5	3.08	2168,45	704.04	4.4	13,55
SF6	1.14	846,08	742.18	4.65	5,29
SF7	3.20	1734,15	541.92	3.40	10,84
SF8	3.23	2889,59	894.61	6.00	18,06
SF9	2.90	1769,20	610.07	3.85	11,06
SF10	2.25	1853,08	823.59	5.15	11,58
SF11	2.25	1853,08	823.59	5.15	11,58

- **Vérification de la condition de surface de semelle:**

  $S_{semelle} = 208{,}96\ m^2$.

  $S_{Batiment} = 263.58\ m^2$.

  $S_{semelle} / S_{Batiment} = 208.96/263.58 = 79{,}28\ \% > 50\%$.

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, et ce qui nous mène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation, pressente plusieurs avantages qui sont :

- l'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure sur le sol d'assise.
- Empêche les tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

plus un débord de 1 m choisi de façon à approcher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

Radier général

Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = G + Q = 32884{,}07\ kN \\ \sigma_{sol} = 1{,}5\ bars \end{cases}$

On trouve: $S \geq 205.53 m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 263.58 m^2$

Donc la surface totale du radier est $263.58 m^2$

Pré Dimensionnement De Radier :

1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$h_{r1} \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec: L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{max} = 5{,}45\text{m}$

Donc : $h_{r1} \geq 27{,}25\text{cm}$.

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0{,}5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0{,}5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4\ [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura: $h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_{r2} \geq 44.33cm$

On prend : $h_{r2} = 45$ cm

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}}$

N_u=N_u (superstructure)

N_u=45154,57 kN

L=5.45m ; b=1m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = \frac{N_u L}{2S_{rad}.b.(0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 20.75cm$$

$$\Rightarrow h_{r3} = 21cm$$

Donc : $h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}; h_{r3}) = 44.33cm$

On prend : $h_r = 45$ cm

2. Dimensionnement des nervures

a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage *:***

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 55 \text{ cm}$$

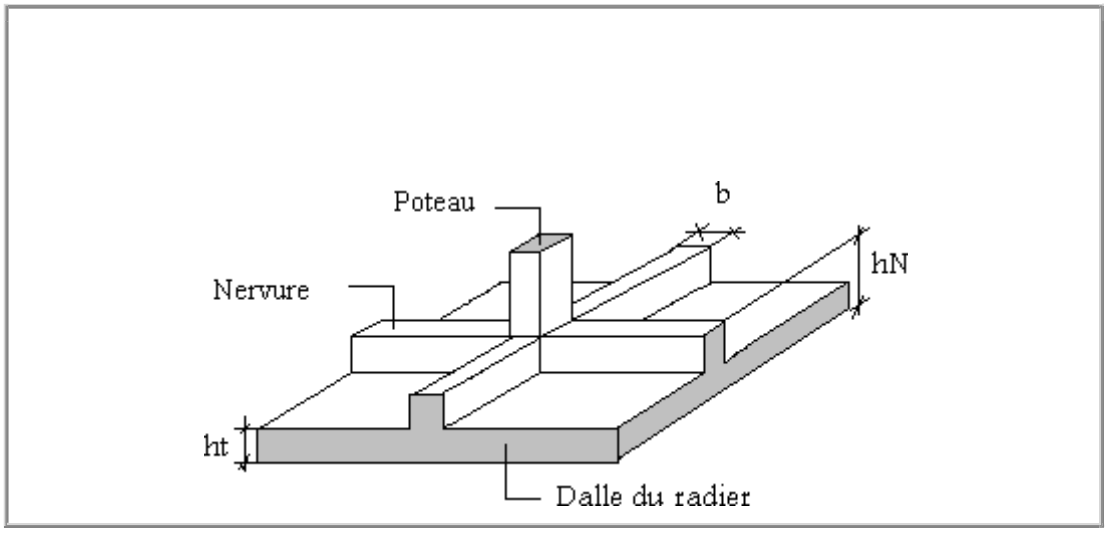


Figure VI -3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b. hauteur des nervures

- **Condition de poinçonnement**

Il faut vérifier :(art A.5.2.4) CBA93

$$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

N_u : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité, $N_u =$ 1620,46 kN.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2\left[(a+b)+2h\right]$$

a,b : les dimensions du poteau (45×45).

D'après l'équation (1) on a :

$h_{n1} \geq 64.35\,cm$ On prend : h_{n1}=65 cm.

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

-Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumiseà la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

-Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

AN:

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{entre\ axe}$ or: a = 45 cm (largeur du poteau), et $l_{entre\ axe}$ = 5,45m

$\Rightarrow L_e = 3{,}18$ m

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{n2} \geq 84.97cm$

$\Rightarrow h_{n2} = 85cm$

- ***Condition de la flèche:***

  La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : L_{max}=5,45m

$\Rightarrow 36.33cm < h_{n3} < 54.50\,cm$

On prend: $h_{n3} = 50\,cm$

Donc: $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}) = 85cm \Rightarrow h_N = 85$cm

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier h_r=45cm
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 85cm \\ b = 55cm \end{cases}$

caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

$$\begin{cases} X_G = 9.04 \text{ m} \\ Y_G = 10.94 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie:

$$\begin{cases} I_{xx}=26630.31 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 20492.90 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0: Moment à la base de la structure.

V_0: L'effort tranchant à la base de la structure.

M_0, V_0 : sont tirés à partir du fichier **Robot version 23**.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

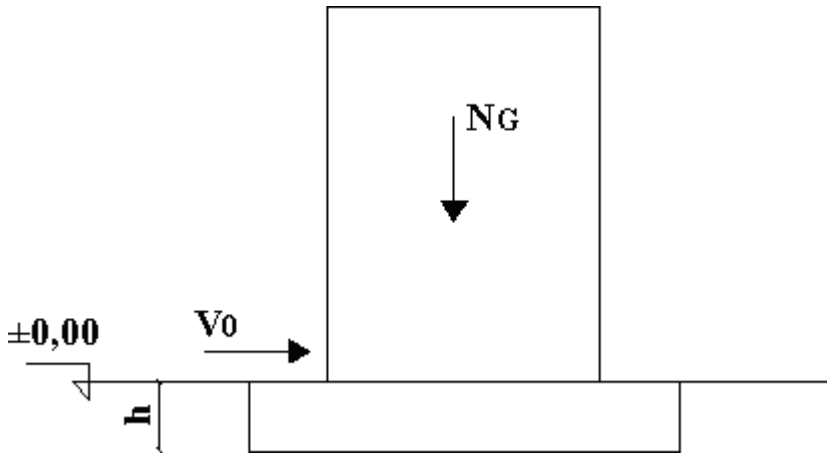


Figure VI -4 Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$M_0 = 41718,96 kN.m$; $V_0 = 18572,01 kN$; $h = 0.85 m$

Donc: $M_R = 57505.17 kN.m$

$N_G = N_{G1} + N_{G2}$

Avec:

N_{G1}: Poids propre de la superstructure.

N_{G2}: Poids propre du radier.

On a: N_{G1}=23676,25kN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25\times 263.58\times 0,45=2965.28$ kN

Donc: N_G=26641.53kN

$M_s=N_G.X_G$=240839.43kN.m

$\frac{M_s}{M_R}=4.188>1,5$ ..... *Vérifiée*

Sens y-y:

M_0=40323.45kN.m ; V_0=17882.23kN ; h=0,85m

Donc: M_R=55523.35kN.m

$M_s=N_G.Y_G$=291458.34kN.m

$\frac{M_s}{M_R}=5.249>1,5$..... *Vérifiée*

Conclusion *:*

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser}=\frac{N_{ser}}{S_{rod}}\leq\overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser}=\frac{32884.07}{263.58*10^2}=1,24bar<1,5bar.....vérifiée$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{S}\pm\frac{M_r\times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

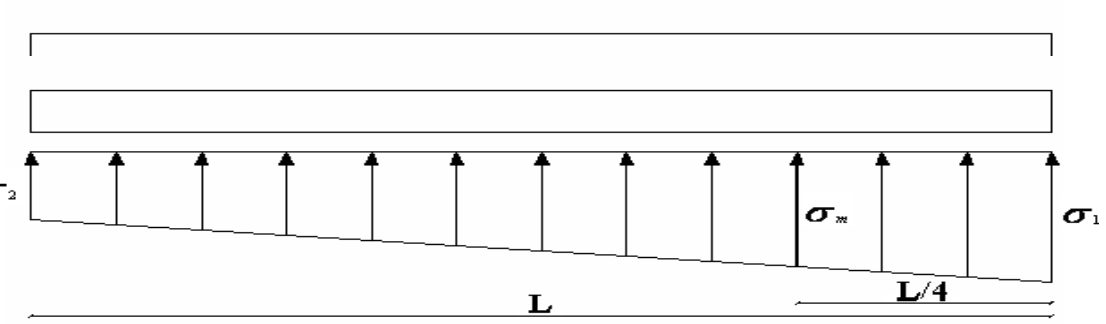


Figure VI -5 Contraintes sous le radier

ELU: On a:

Sens x-x :

$X_G = 9.04\,m$

$I_{yy} = 20492.90m^4$

$M_{rev} = 57505.17kN.m$

$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\begin{cases} \sigma_1 = 196.68kPa \\ \sigma_2 = 145.94KPa \end{cases}$

Sens y-y

$Y_G = 10.94m$

$I_{XX} = 26630.31m^4$

$M_{rev} = 55523.35\,kN.m$

$\begin{cases} \sigma_1 = 194.12\,kPa \\ \sigma_2 = 148.50\,kPa \end{cases}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI -3 Vérification des contraintes à l'ELU

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kpa)$	$\sigma_m(kpa)$
Sens x-x	196.68	194.12	196.04
Sens y-y	145.94	148.50	146.58
vérification	$<1.5.\sigma_{sol}$ =240kPa	>0	$<1.33.\sigma_{sol}$ =212.8kpa

ELS:

On a : $N_{ser} = 32884.07kN; S = 263.58m^2$

Sens x-x :

$X_G = 9.04m$

$I_{yy} = 20492.9m^4$

$M_{rev} = 57505.17kN.m$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 150.13kPa \\ \sigma_2 = 99.39KPa \end{cases}$$

Sens y-y

$Y_G = 10.94m$

$I_{XX} = 26630.31m^4$

$M_{rev} = 55523.35kN.m$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 147.57kPa \\ \sigma_2 = 101.95kPa \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI -4 Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kpa)$	$\sigma_m(kpa)$
Sens x-x	150.13	147.57	149.49
Sens y-y	99.39	101.95	100.03
vérification	$<1.5.\sigma_{sol}$ $=240$kPa	>0	$<1.33.\sigma_{sol}$ $=212.8$kpa

ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier:

a.1. Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ..... sens de la petite portée ;

$M_y = \mu_y M_x$ ..... sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
  $M_{ty}=0,85M_y$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
  $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
  $M_{ty}=0,75M_y$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
  - Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
  - Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

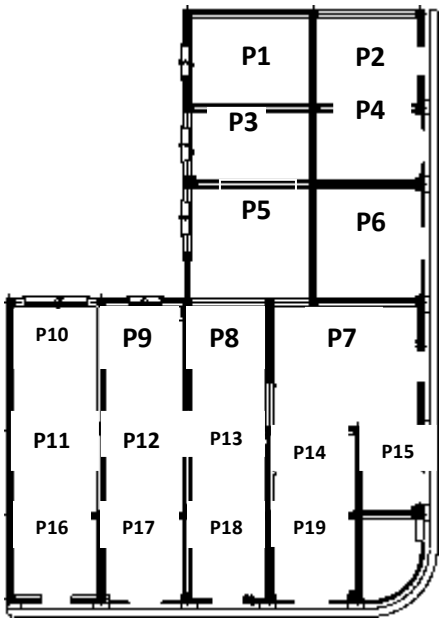
Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Valeur de la pression sous radier:

ELU: $q_u = \sigma_m^u .1m = 143,85kN/m$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 108,17kN/m$

Figure VI -6 Schéma des panneaux



Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν=0):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI -5 Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_{tx} (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	3.30	4.47	*0,74*	0,0966	0,2500	137,35	34,34	80,79
P_2	3.30	3.73	*0,88*	0,0794	0,3205	112,89	36,18	66,41
P_3	2.58	4.47	*0,58*	0,0951	0,2500	135,21	33,80	79,54
P_4	2.58	3.73	*0,69*	0,0561	0,5959	79,76	47,53	46,92
P_5	4.20	4.32	*0,97*	0,0710	0,4034	100,95	40,72	59,38
P_6	3.73	4.20	*0,89*	0,0794	0,3205	112,89	36,18	66,41
P_7	4.55	5.42	*0,84*	0,1062	0,2500	106,96	26,74	62,92
P_8	2.77	4.55	*0,61*	0,0937	0,2500	83,27	20,82	55,51
P_9	2.93	4.55	*0,64*	0,1062	0,2500	94,38	23,59	62,92
P_{10}	3.18	4.55	*0,70*	0,0710	0,4034	63,09	25,45	42,06
P_{11}	2.80	3.18	*0,88*	0,0865	0,2582	76,87	19,85	51,25
P_{12}	2.80	2.93	*0,96*	0,0966	0,2500	133,35	33,34	78,44
P_{13}	2.77	2.80	*0,99*	0,0808	0,3075	98,41	30,26	65,61
P_{14}	2.90	3.05	*0,95*	0,0966	0,2500	117,66	29,41	78,44
P_{15}	2.07	2.90	*0,71*	0,0573	0,5786	69,79	40,38	46,53
P_{16}	2.92	3.18	*0,92*	0,0517	0,6678	71,79	47,94	42,23
P_{17}	2.92	2.93	*0,99*	0,0697	0,4181	56,87	23,78	37,91

P_{18}	2.78	2.92	*0,95*	0,0517	0,6678	63,35	42,30	42,23
P_{19}	2.92	3.05	*0,96*	0,0808	0,3075	41,52	12,77	24,42

Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI -6 Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_{tx} *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
P_1	3.30	4.47	0,74	0,1000	0,3671	106,91	39,25	62,89
P_2	3.30	3.73	0,88	0,0844	0,4892	90,24	44,14	53,08
P_3	2.58	4.47	0,58	0,0987	0,3758	105,52	39,66	62,07
P_4	2.58	3.73	0,69	0,0628	0,7111	67,14	47,74	39,50
P_5	4.20	4.32	0,97	0,0767	0,5584	82,00	45,79	48,24
P_6	3.73	4.20	0,89	0,0844	0,4892	90,24	44,14	53,08
P_7	4.55	5.42	0,84	0,1087	0,3077	82,32	25,33	48,43
P_8	2.77	4.55	0,61	0,0974	0,3853	65,09	25,08	43,39
P_9	2.93	4.55	0,64	0,1087	0,3077	72,64	22,35	48,43
P_{10}	3.18	4.55	0,70	0,0767	0,5584	51,25	28,62	34,17
P_{11}	2.80	3.18	0,88	0,0910	0,4357	60,81	26,49	40,54
P_{12}	2.80	2.93	0,96	0,1000	0,3671	103,80	38,11	61,06
P_{13}	2.77	2.80	0,99	0,0857	0,4781	78,49	37,53	52,33

P_{14}	2.90	3.05	0,95	0,1000	0,3671	91,59	33,62	61,06
P_{15}	2.07	2.90	0,71	0,0639	0,6978	58,53	40,84	39,02
P_{16}	2.92	3.18	0,92	0,0586	0,7655	61,19	46,84	35,99
P_{17}	2.92	2.93	0,99	0,0755	0,5704	46,32	26,42	30,88
P_{18}	2.78	2.92	0,95	0,0584	0,7655	53,81	41,19	35,87
P_{19}	2.92	3.05	0,96	0,0857	0,4781	33,11	15,83	19,48

Calcul du ferraillage:

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm ; h=45cm ; d=0,9h=40.5cm.

Tableau VI -7 Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	***M_u(kNm)***	***μ***	***α***	***A_s^{cal}(cm^2)***	***Choix***	***A_s^{adp}(cm^2)***	***S_t(cm)***
Travée	x-x	137,35	0,0332	0,0423	7,43	6T14	9.24	16
	y-y	47,94	0,0116	0,0146	2,57	6T12	6,79	16
Appui	x-x y-y	80,79	0,0196	0,0247	4,34	6T12	6,79	16

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm$ ..... *Vérifiée*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(4h;45cm) = 45cm$ ..... *Vérifiée*

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm$ ..... *Vérifiée*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(4h;45cm) = 45cm$ ..... *Vérifiée*

Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89cm^2 < 6{,}79cm^2$$

2. **Vérification des contraintes l'ELS :**

Tableau VI -8 Vérification des contraintes des panneaux de radier

	Sens	***M_{ser} (kNm)***	***A_s (cm^2)***	***Y (cm)***	***σ_{bc} (MPa)***	***$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)***	***σ_s (MPa)***	***$\overline{\sigma}_s$ (MPa)***	**Vérification**
Travée	x-x	106,91	9.24	11,70	3,65	15	197,95	201,6	***CV***
	y-y	47,74	6,79	9,52	1,97	15	138,33	201,6	***CV***
Appui	x-x y-y	62,89	6,79	9,52	2,60	15	182,23	201,6	***CV***

b. Ferraillage des nervures :

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "***BAEL91 modifié 99***"

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0{,}85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0{,}50M_0$

Calcul des armatures :

b =55cm ; h=85cm ; d=76.5cm ;L=5,45m ; q=143,85kN/ml

Tableau VI -9 Ferraillage des nervures

	M_u(kNm)	μ	α	A_s^{cal}(cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)
Travée	721,36	0,0624	0,0806	19,83	9T20	28,27
Appuis	424,33	0,0367	0,0467	11,51	8T16	16,08

Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 9{,}23cm^2 < 16{,}08cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots \textit{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes l'ELS:

Tableau VI -10 Vérification des contraintes des nervures

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	542,45	28,27	30,62	19,83	5,18	15	196,21	201,6
Appuis	319,08	16,08	24,05	11,51	3,79	15	198,47	201,6

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = Min(0{,}1f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{143{,}85 \times 6{,}87}{2} = 494{,}12kN$$

$$\tau_u = \frac{494{,}12.10^3}{700 \times 1080} = 0{,}65MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée}$$

4. Vérification de la contre flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{4,2}{fe} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{85}{545} = 0,156 > 0,0625 & \textit{vérifiée} \\ \dfrac{28,27}{85 \times 76.5} = 0,0043 < 0,0105 & \textit{vérifiée} \\ 0,156 > \dfrac{1}{10} = 0,1 & \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M_0 : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

Armatures transversales : **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \qquad (K = 1 \textit{pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq Min(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* A_t f_e \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$$

$$* \frac{}{b_0 S_t}$$

RPA99 version 2003

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19,2cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm$$

Avec :

f_e =400MPa ; τ_u=0,65Mpa ; f_{t28}=2,1Mpa ; b=55cm ; d=76.5cm

On trouve : S_t=10cm .....Zone nodale.

S_t=30cm ..... Zone courante.

$A_t \geq 6,3cm^2$ on prend : 6T12=6,79cm².

Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peaudont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses .

Pour les bâtiments courant on a 3 cm²/ m pour les armatures de peau

$$A_p = 3^{cm^2}\!\!\diagup_{m} \times 0,85 = 2,55cm^2$$

On opte 2T14 = 3,08 cm²(Fissuration préjudiciable)

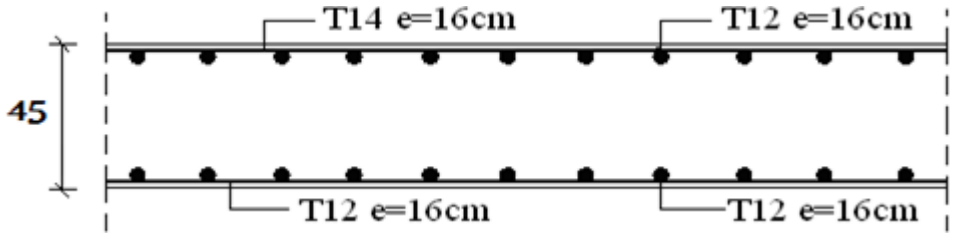


Figure VI -7 ferraillages de la dalle du radier

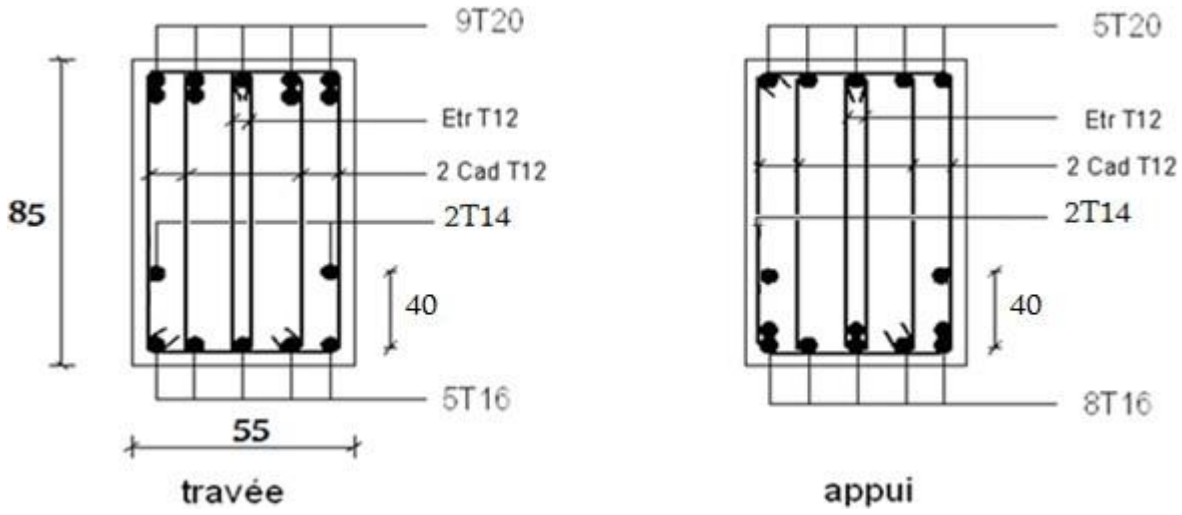


Figure VI -8 Ferraillage des nervures

Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

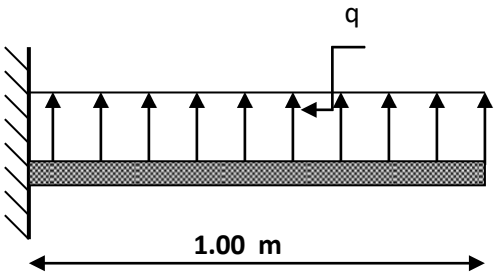


Figure VI-9 Schéma statique du débord

a .Evaluation des charges et surcharges :

ELU: $q_u = \sigma_m^u .1m = 143{,}85 kN/m$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 108{,}17 kN/m$

b.Calcul des efforts :

- E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u .L^2}{2} = 71.93 \text{kN.m}$$

$$T_u = q_u .L = 143.85 \text{Kn}$$

- E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} .L^2}{2} = 54.09 \text{kN.m}$$

c.Ferraillage :

armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : M_u=71.93KN.m, b = 100 cm, h = 45cm, d=40.5cm

Donc : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0{,}031 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta .d. \overline{\sigma_s}} = 5.03 cm^2$

-On adopte A_s=**6HA12=6.79 *cm²*** (le même ferraillage que la dalle du radier).

Avec un espacement : esp = **16*cm*** .

Armature de répartition :

$$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 1.69\ cm^2 \le A_r \le 3.40\ cm^2$$

$$A_r = 2.51\ \ cm^2 = 5HA8;\ esp = 16cm.$$

d. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_S = 6.79cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 5.50\ cm^2 \text{.....(C.V)}.$$

2. Vérification de l'espacement:

- **Armatures longitudinales:**

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 165\text{cm};\ 33\text{ cm}] = 33\text{ cm} \text{.....} \quad \text{(c.v)}.$$

- **Armatures de répartitions**:

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[4h = 220\text{cm};\ 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \text{.....} \quad \text{(c.v)}.$$

3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.35MPa \le \tau_{adm} = \min\ (0{,}1f_{c28}, 4\ \text{MPa}) = 2.5\ \text{MPa} \text{....}\ \textbf{(C.V)}.$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \le \sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau VI -11 vérification des contraintes de L'ELS.

M_{ser}(KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
54.09	6.79	9.87	$1.94x10^4$	1.50	70.65	**CV**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min((2/3)\,xfe\,;\,110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202$ MPa

VI.4 Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment { 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.

Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie ''S_3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [2:10.1.1.b]: 25 x 30cm^2. On opte une section de 30 x 35.

Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : **[2:10.1.1.b]**

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1620,46}{10} = 162.05\,kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1180,10}{10} = 118.01kN$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=10: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

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:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

0ù : $F_u = 159.97$ kN

Alors: $A_u = \frac{162.05 * 10^3}{348} = 4.66 cm^2$

***b. condition de non fragilité.*(CBA 93)**

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: $A \geq \frac{(30 * 35) * 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 5.51 cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.79cm²**

c. *vérification des contraintes à l'ELS.*(CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 118.01$ kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{118.01\ 10^3}{678} = 174.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$ Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : (**RPA 99)**

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6 * 30 * 35}{100} = 6.3 cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA12=6.79 cm²**

d. 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 définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_P$).

section :

$$\upsilon_t \geq \frac{\upsilon}{3} = \frac{12}{3} = 4.00\,mm$$

On adopte $\upsilon_t = 6\,mm$

$A_t = 4\phi6 = 113\ mm^2$

Espacement:**(RPA 99)**

$$S_t \leq \min\left[20cm\,;15\upsilon_l\right] = \min\left[20cm\,;18cm\right]$$

On adopte $S_t = 15\ cm$.

e. Récapitulation.

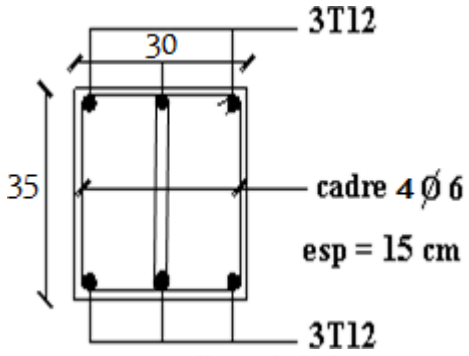


Figure VI **-10 Ferraillage de la longrine**

VUE EN PLAN: FONDATIONS



SECTIONS DES SEMELLES:

SEMELLE S1 : 2.35 x 2.35 x 55 (06 unités)
SEMELLE S2 : 2.50 x 2.50 x 60 (13 unités)
SEMELLE S3 : 2.70 x 2.70 x 60 (06 unités)
SEMELLE S4 : 2.80 x 2.80 x 65 (01 unités)

SECTIONS DES VOILES:

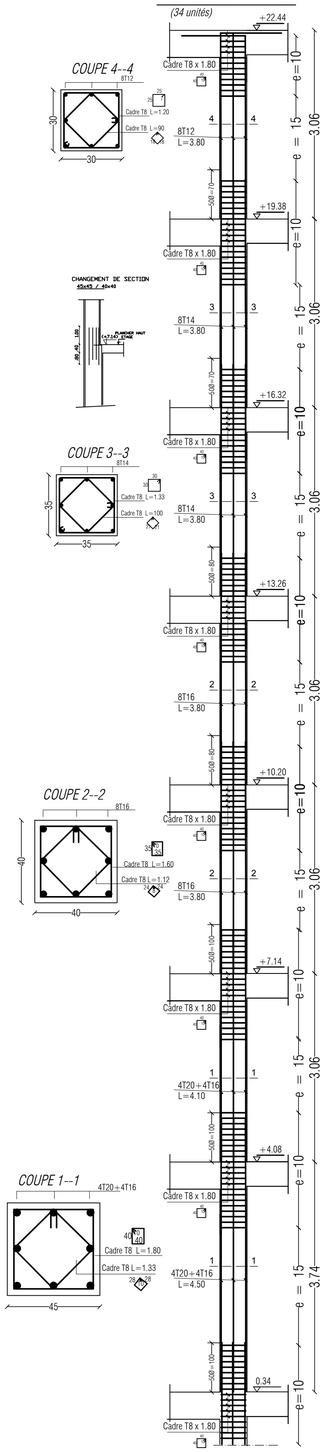
V1 20 x 95 (08 unités)
V2 20 x 1.50 (02 unités)

SECTIONS DES POTEAUX

P: 45X45 (34 unités)

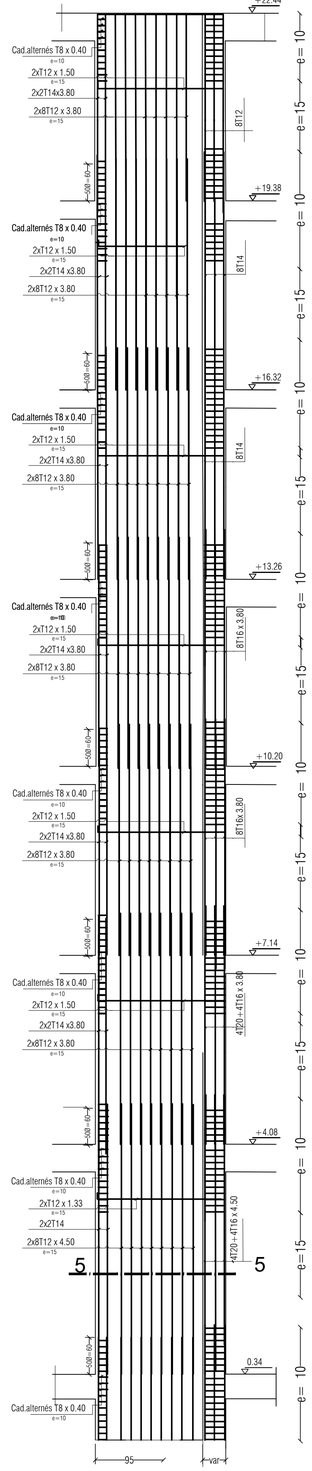
POTEAUX TYPE

(34 unités)



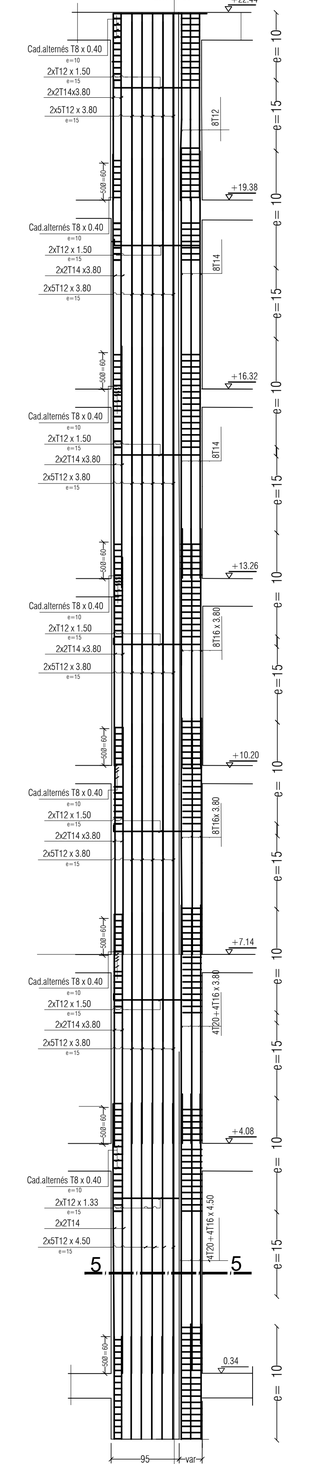
COFF/FERR VOILE V2

ECH : 1/ 25



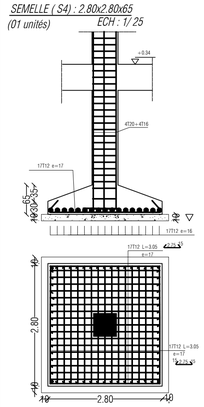
COFF/FERR VOILE V1

ECH : 1/ 25



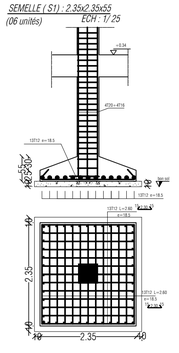
SEMELLE (S4) : 2.80x2.80x65

(01 unités) ECH : 1/ 25



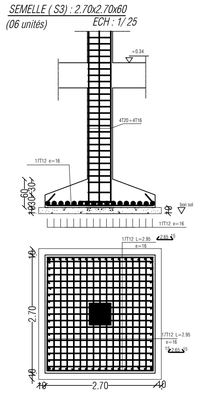
SEMELLE (S1) : 2.35x2.35x55

(06 unités) ECH : 1/ 25



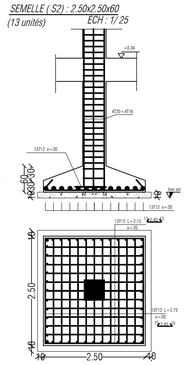
SEMELLE (S3) : 2.70x2.70x60

(06 unités) ECH : 1/ 25



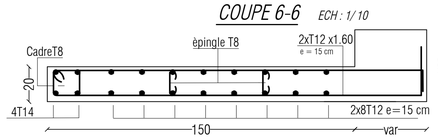
SEMELLE (S2) : 2.50x2.50x60

(13 unités) ECH : 1/ 25



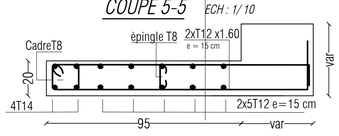
COUPE 6-6

ECH : 1/ 10



COUPE 5-5

ECH : 1/ 10



CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire dans le domaine du génie civil, et plus particulièrement dans le domaine du béton. Il nous a également permis de prendre conscience de l'ampleur du domaine du génie civil, qui dépasse largement ce que nous avons appris à l'université. Cependant, notre formation universitaire constitue une solide base pour les ingénieurs désireux de progresser et de découvrir ce vaste domaine. Ce mémoire nous a également enseigné l'importance de l'autodidactisme, de rechercher des informations par nous-mêmes dans les ouvrages spécialisés.

Bibliographie.

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Logiciels :

- Auto desk Robot structural Analysais Professional V19 ROBOT
- AUTO CAD 2016