REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURES

THEME

CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+7+UN ENTRE SOL) CONTREVENTE PAR DES VOILES EN BETON ARME

Réalisé par :

M^{elle}.ZEROUAK SELMA

Dirigé par :

Dr .DEBIEB FARID

PROMOTION: JUIN2012

REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail je tiens à faire louange à « DIEU » qui ma donné la force d'achever cette réalisation.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu sans relâche tout au long de mes études.

Je tiens à exprimer mes profondes gratitudes à mon promoteur Dr DEBIEB Farid pour ses conseils et son aide précieuse.

Mes s'incères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir.

Mes gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger mon travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout les ingénieurs : Mr OULD TURKI Ben aissa , Mr BOUZIANE Ali,

Mr ZERROUKI Djamel.

DEDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur a ceux qu'on aime

A ma chère mère, mon chère père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mes chers grands parents pour leur soutien moral et encouragement.

A mes frères : Mohamed el Mekki et Mehdi

A mes sœurs : Imane et Sihem

A mes cousins, cousines, et toute ma famille

A tous mes amis, en particulier Meriem

A tous mes camarades de la promotion 2011/2012.

Résumé, ABSTRACT , ملخص

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (تحت أرضي +طابق أرضي +سبعة طوابق). و المقرر بنائها في سطاوالي بالجزائر العاصمة. و المصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة. قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المضادة للزلازل. :قانون الخرسانة المسلحة93 CBA , RPA 99 v2003

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (sap2000 version12)

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et étudier un bloc (entre sol+ RDC + 7 étages) en béton armé à usage d'habitation dans le cadre de la construction de 152 logements à STAOUALI Wilaya d'ALGER, Région classée dans une zone de sismicité élevée (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (SAP2000 version12).

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

Abstract

This project involves the design and study a block (between floor + GF + 7 floors) reinforced concrete for residential use as part of the construction of 152 housing STAOUALI wilaya of Algiers, an area classified as high seismic zone (Zone III).

The structural strength to vertical and horizontal loads is provided by a gantry system braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all elements were resistant in accordance with Regulation Algerian current (RPA version 2003) and technical document CBA93. The seismic survey was conducted following the numerical method based on the finite element method through the software (SAP2000 version12).

Finally, we studied by calculating the infrastructure foundations.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I:GENERALITES

I.GENERALITE: ……1

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :……1

I.2.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :……2

I .2.1.Localisation :……2

I.2.2.Caractéristiques géométriques :……2

I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol :……2

I.3.CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT ……3

I.3.1.Système de contreventement :……3

I.3.2.Plancher :……3

I.3.3.Maçonnerie :……3

I.3.4.Revêtement :……4

I.3.5.Acrotère :……4

I.3.6.Escaliers:……4

I.3.7.Local d'ascenseur :……4

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :……8

I.4.1.Introduction :……8

I.4.2.Béton :……9

I.4.2.a. Ciment :……9

I.4.2.b. Granulats : ……9

I.4.2.c. Eau de gâchage :……9

I.4.2.d. Dosage du béton :……9

I.4.3. Béton armé :……10

I.4.3.a. Résistance du béton :……10

I.4.3.b. Résistance caractéristique à la compression ……10

I.4.3.c. Résistance caractéristique à la traction :……..11
I.4.3.d. Coefficient de POISSON (υ) :……11
I.4.3.e. Module de déformation longitudinale:……11
I.4.4.Acier :……12
I.4.4.a. Types d'acier :……12
I.4.4.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier:……12
I.4.5.Principe de calcul du CBA 93 :……13
CONCLUION .:……16

CHAPITRE II:PREDIMENSIONNEMENT

II. PREDIMONSIONNEMENT :……17
II.1.INTRDUCTION :……17
II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS: ……17
II.2.1. Plancher à corps creux :……17
II.2.2. Dalle pleine :……18
II.3.PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :……19
II.4.EVALUATION DES CHARGES :……20
II.4.1.Charges permanentes (G) : ……20
II.4.1.1.Maçonnerie :……20
II.4.1.2. Plancher terrasse inaccessible:……22
II.4.1.3.Plancher étage courant :……24
II.4.1.4. dalle du parking :……25
II.4.2. Surcharges d'exploitations (Q) :……25
II.5.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :……26
II.5.1.Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau :……26
II.5.1.a. les charges permanentes :……26
II.5.1.b. Les surcharge d'exploitations :……29
II.5.2.Dégression des charges (Q):……29
II.5.3.Effort normal ultime de résistance :……29
II.5.4.Le choix de la section du poteau :……31
II.5.5.Vérification selon le RPA99 version 2003 :……32
II.5.6.Vérification aux zones nodales :……33
II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :……33

CHAPITRE III:CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.CALCULS DES ELEMEBTS SECONDAIRES :……..35

III.1.INTRODUCTION :……35

III.2.CALCUL DE L'ACROTERE :……35

III.2.1.Calcul des efforts :……36

III.2.2.Calcul du ferraillage :……37

III.3.ETUDE DU PLANCHER :……43

III.3.1. Plancher corps creux :……43

III.3.1.a. Etude des poutrelles :……43

III.3.1.b .Calcul du ferraillage :……56

III.3.1.c. Calcul de la dalle de compression :……61

III.3.2.Les dalles pleines :……63

III.3.2.a. Définition : ……63

III.3.2.b. Méthode de calcul :……63

III.3.2.c. Principe de calcul :……63

III.3.2.d. Evaluation des sollicitations :……64

III.4.ETUDE DE LA DALLE MACHINE :……77

III.4.1.Introduction :……77

III.4.2.Prédimensionnement :……77

III.4.3.Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations :……78

III.4.3.1.Charges permanentes :……78

III.4.3.2.Charges d'exploitations :……79

III.4.3.3. Détermination des charges de la dalle:……79

III.4.4.Calcul des sollicitations :……79

III.5.ESCALIER :……86

III.5.1.Introduction :……86

III.5.2.Méthode de dimensionnement des escaliers balancés :……86

III.5.3.Prédimentionnement :……87

III.5.4.Evaluation des charges et surcharges :……92

III.5.4.1.Charges permanentes :……92

III.5.4.2.Charges d'exploitations :……93

III.5.4.3.Combinaison des charges :……93

III.5.4.4.Les sollicitations :……..93
III.5.4.5.Calcul du ferraillage :……94
III.6.LES CONSOLES :……98
III.6.1.Les consoles supportant l'escalier :……98
III.6.1.1.détermination des charges : ……98
III.6.1.2.Composante verticale de l'action sismique :……99
III.6.1.3.Calcul des sollicitations :……99
III.6.1.4.Calcul du ferraillage :……100

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV. ETUDE DYNAMIQUE : ……103
IV.1.INTRODUCTION : ……103
IV.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :……103
IV.2.1.Méthode dynamique modale spectrale : ……104
IV .3.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LASTRUCTURE:……106
IV.3.1.Centre de masse :……106
IV.3.2.Centre de torsion :……106
IV.3.3.Excentricités :……107
IV.4.ETUDE DE LA STRUCTURE :……108
IV.4.1.Caractéristiques géométrique :……108
IV.4.2.Résultat de l'analyse dynamique :……110

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V. ETUDE DES ELEMENTS RESITANTS :……126
V.1.INTRODUCTION :……126
V.2.LES CONBINAISONS DES CHARGES:……126
V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES :……126
V.3.1.Introduction :……126
V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :……127
V.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] :……127

V.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2] :……..……..127
V.3.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :……..……129
V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :……..……130
V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :……..……135
V.3.6.Calcul des armatures transversales :……..……136
V.3.7.Vérification de la flèche :……..……137
V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX:……..……138
V.4.1.Détermination des armatures longitudinales :……..……138
V.4.1.1.Recommandations des règlements :……..……138
V.4.1.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage :……..……139
V.4.1.3.Etat limite de stabilité de forme :……..……139
V.4.1.4.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :……..……140
V.4.1.5Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93.……..142
V.4.2.Détermination des armatures transversales :……..……144
V.4.2.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τu :……..……144
V.4.2.2.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$ *……..……144*
V.4.2.3.Calcul des armatures transversales :……..……145
V.4.2.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [2] :……..……148
V.5.FERRAILLAGE DES VOILES :……..……149
V.5.1.Recommandations réglementaires :……..……149
V.5.1.a. Armatures verticales :……..……149
V.5.1.b. Armatures horizontales :……..……150
V.5.1.c. Armatures transversales :……..……151
V.5.1.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93).……..……151
V.5.2.Calcul des armatures :……..……152
V.5.2.1.Armatures verticales :……..……152
V.5.2.1.a. Détermination des armatures verticales à l'ELU :……..……152
V.5.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service :……..……155
V.5.2.2.Armatures horizontales :……..……156
V.5.2.2.a. Vérification des voiles a l'effort tranchant :……..……156
V.5.2.2.b. Calcul des armatures horizontales :……..……157
V.5.2.3.Armatures transversales :……..……158

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :……..160
VI.1.INTRODUCTION :……..160
VI.2.ETUDE DE FANDATION :……160
VI.2.1.Généralité :……..160
VI.2.2.Reconnaissance du sol :……161
VI.2.3.Choix du type de fondation :……161
VI.2.3.a. Vérification du chevauchement entre les semelles :……162
VI.2.4.Etude Du Radier :……167
VI.2.4.a. Prédimensionnement du radier :……167
VI.1.4.b. Caractéristique du radier :……169
VI.2.4.c .Vérification de la stabilité du radier :……171
VI.2.5.Ferraillage De Radier :……173
VI.2.6.Etude Du Voile Periferique :……181
VI.2.7.Etude Des Longrines :……184

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES

Figure I.1.Plan de masse.…… ;……1

Figure I.2. Vue de la façade principale. ……5

Figure I.3. Coupe B-B,,……6

Figure I.4. Vue en plan du RDC et du 1er étage.……..7

Figure I.5. Vue en plan du 2eme jusqu'au 7eme étage.…….8

Figure I.6*: Diagramme contrainte déformation du béton ……...14*

Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier ……...15

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

Figure.II.1.Dimensionnement du plancher corps creux.…….18

Figure.II.2.Double et simple cloison.……..21

Figure II.3.Plancher terrasse.……..23

Figure II.4.Plancher étage courant.……...25

Figure II.5.Etages ……....26

Figure II.6.Coupe de voile en plan et voile en 3D.……..34

CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1.L'acrotère……..35
Figure III.2.Section de l'acrotère……37
Figure III.3.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère……42
Figure III.4.Schéma de la poutrelle avant coulage……..44
Figure III.5.Disposition des étaiements……..45
Figure III.6.Poutrelle à une seule travée……..46
Figure III.7.Poutrelle à deux travées……..46
Figure III.8.Poutrelle à quatre travées……..47
Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à une seule travée à l'ELU ……..49
Figure III.10.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à une seule travée à l'ELU…..50
Figure III.11.Diagramme des moments des poutrelles à une seule travée à l'ELS……..50
Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à une seule travée à l'ELS…..51
Figure III.13.Diagramme des moments des poutrelles à deux travées à l'ELU……..52
Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées à l'ELS……..52
Figure III.15.Diagramme des moments des poutrelles à deux travées à l'ELS……..53
Figure III.16.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées à l'ELS……53
Figure III.17.Diagramme des moments des poutrelles à quatre travées à l'ELU……54
Figure III.18.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à quatre travées à l'ELU…..54
Figure III.19.Diagramme des moments des poutrelles à quatre travées à l'ELS……55
Figure III.20.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à quatre travées à l'ELS……55
Figure III.21. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages……56
Figure III.22.Ferraillage des poutrelles……..61
Figure III.23.Ferraillage de la dalle de compression……62
Figure III.24.Dalle pleine reposant sur 3 appuis……65
Figure III.25.Dalle pleine reposant sur 2 appuis……69
Figure III.26.Dalle pleine reposant sur 2 appuis……73
Figure III.27.Dimensions de la dalle machine……77

Figure.III.28.Poids appliqués sur la dalle machine.……..78
Figure.III.29.Dalle reposant sur 4 appuis.……..80
Figure.III.30.Vérification de non poinçonement.……..85
Figure III.31.Représentation d'un escalier.……..86
Figure III.32.Méthode de dimensionnement de l'escalier balancé.……..87
Figure III.33.Schéma 3D et en plan de la disposition des consoles dans l'escalier.……..88
Figure III.34.Dimensions de l'escalier des l'étages courants.……..88
Figure III.35.Dimensions de l'escalier de l'entre sol.……90
Figure III.36.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU et l'ELS.……93
Figure III.37.Ferraillage de la console.……102

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.Centre de masse et centre de torsion.……108
Figure IV.2.Spectre de réponse.……111
Figure IV.3.Le comportement des trois premiers modes.……112
Figure IV.4. Les forces agissant sur la stabilité au renversement.……117
Figure IV.5. Distribution des forces sismiques.……118
Figure IV.6.Concentration des forces sismiques aux étages suivant x.……119
Figure IV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant y.……120

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.……131
Figure V.2.Ferraillage des poutres principales.……132
Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires.……133
Figure V.4.Schéma de répartition de l'effort sismique.……134
Figure V.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux.……138
Figure V.6.Disposition des armatures pour les poteaux.……148
Figure V.7.Ferraillage des poteaux.……149

Figure V.8.Disposition des armatures verticales dans les voiles.……..…..152
Figure V.9.Les armatures transversales et les épingles.……..…..158
Figure V.10.La zone de recouvrement des voiles.……..…..158
Figure V.11.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm.……..159
Figure V.12.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 20cm.……..159

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1.Bulbe de pression dans différents types de semelles.……..162
Figure VI.2.Choix N°1 des semelles.……..163
Figure VI.3.Choix N°2 des semelles.……..165
Figure VI.4.Schéma d'un radier nervuré.……..174
Figure VI.5.Schéma statique des moments dans la nervure en ELU.……..178
Figure VI.6.Schéma statique des moments dans la nervure en ELS.……..178
Figure VI.7. Allure des diagrammes de flexion dans les nervures du radier.……..180

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITES

Tableau. I.1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours……..11

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..12

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : charges permanentes du mur simple……20

Tableau II.2 : charges permanentes du mur double cloison……21

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)…… 22

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)……23

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (corps creux)……24

Tableau II.6 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (dalle pleine)……24

Tableau II.7 : Charges permanentes du plancher du parking (dalle flottante) :……25

Tableau II.8 : charges d'exploitations……25

Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau……31

Tableau II.10.Détermination de la section des poteaux……32

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003……32

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales……33

CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1. Determination des efforts……37

Tableau III.2. Les données nécessaires……38

Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles……40

Tableau III.2:Détermination du nombre d'étaiements……..41
Tableau III. 3:Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS……..44
Tableau III. 4 : Moments en appuis et en travées des poutrelles……..45
Tableau III. 5 : Moments en appuis et en travées des poutrelles……..46
Tableau III. 6 : Moments en appuis et en travées des poutrelles……49
Tableau III. 7 : Moments en appuis et en travées des poutrelles……50
Tableau III. 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelle……51
Tableau III. 9 : Moments en appuis et en travées des poutrelles……52
Tableau III. 10 : Moments en appuis et en travées des poutrelle ……53
Tableau III. 11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles…… 55
Tableau III.12.Calcul des armatures ……57
Tableau III.13.Récapitulation……58
Tableau III.14.Evaluations des sollicitations……64
Tableau III.15.Travail externe……65
Tableau III.16.Travail interne…… ……66
Tableau III.17.Ferraillage de la dalle pleine……67
Tableau.III.18. Vérification des contraintes à l'ELS…… ……68
Tableau III.19.Travail externe……69
Tableau III.20.Travail interne…… ……70
Tableau III.21.Ferraillage de la dalle pleine. ……71
Tableau.III.22. Vérification des contraintes à l'ELS. ……72
Tableau III.23.Travail externe……73
Tableau III.24.Travail interne. ……74
Tableau III.25.Ferraillage de la dalle pleine. …… …75
Tableau.III.26. Vérification des contraintes à l'ELS. ……77
Tableau.III.27.Poids de la machine……79
Tableau.III.28.Détermination des charges de la dalle…… ……79
Tableau III.29.Travail externe. ……80
Tableau III.30.Travail interne……81
Tableau III.31.Ferraillage de la dalle pleine……82
Tableau.III.32. Vérification des contraintes à l'ELS. …… ……84

Tableau III.33. prédimensionnement de l'escalier des étages courants…….…..…..89
Tableau III.34. prédimensionnement de l'escalier de l'entre sol. …….…..….91
Tableau III.35.Charges permanentes du palier de repos……..…..92
Tableau III.36.Charges permanentes de la paillasse. ……. ….…92
Tableau.III.37.Combinaison des charges……..…..…93
Tableau.III.38.Récapitulation des efforts……..…..…94
Tableau.III.39.Les données……..…94
Tableau.III.40.les Résultats du ferraillage. ……..…94
Tableau.III.41.Vérification de l'espacement. …….. ……..…..…95
Tableau.III.42.Vérification à l'ELS……..…..…96
Tableau.III.43.Résultats de la vérification de la flèche……..…97
Tableau.III.44.Résultats de la vérification de la flèche. ……..…97
Tableau.III.45.Vérification à l'ELS……..…98
Tableau.III.46.Les données……..…100
Tableau.III.47.les Résultats du ferraillage. ……..…101
Tableau.III.48.Vérification à l'ELS……..…102

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1: détermination du facteur de qualité Q……..…..…105
Tableau IV.2 : Centre de masse et centre de torsion ……..108
Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique…….. . ….....109
Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité accidentelle…….…..…..109
Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale……..…..110
Tableau IV.6 : Le comportement des trois premiers modes.....…..…..111
Tableau IV.7 : Coefficient de participation massique……..113
Tableau IV.8: pourcentage des charges verticales et horizonta....…..115
Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique……..116
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul ……..…..117
Tableau IV.11: Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivantx……..…119

Tableau IV.12 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant y.....120
Tableau IV.13 : Calcul de moment de stabilité.....121
Tableau IV.14 : Vérification de la stabilité.....121
Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x.....122
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y.....123
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Δ sens x.....124
Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y.....124

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1.Les données de calcul. ……..126
Tableau V.2.Ferraillage longitudinales des poutres principales.……..128
Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires. ……..128
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. ……..129
Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. ……..130
Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.....130
Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.....131
Tableau V.8.Calcul de $\bar{\tau}_u$ ……..135
Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales : …….. 135
Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires : ……..136
Tableau V.11.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement. ……..137
Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres. ……..137
Tableau. V.13.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU.……..141
Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux à l'ELS.……..143
Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.……..145
Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements.……..147
Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales. ……..148

Tableau V.18.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol, d'épaisseur 20cm. ……..153
Tableau V.19.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2,50m.……..153
TableauV.20. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2,40m. ……154
Tableau V.21. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1,85m.……..…154
Tableau V.22. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1,40m.……..155
Tableau V.23. Vérification des contraintes à l'état limite de service. ……..155
Tableau .V.24. Vérification des voiles à l'effort tranchant. ……. .....…156
Tableau .V.25.Détermination des armatures horizontal.…….....157

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1.Résultats des investigations géotechniques.....161
Tableau. VI.2.Dimensionnement des semelles isolées.....164
Tableau. VI.3.Vérification du chevauchement entre les semelles.....164
Tableau. VI.4.Dimensionnement des semelles filantes suivant y.....166
Tableau. VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles..... 166
Tableau .IV.6.Inertie et centre de gravité du radier.....169
Tableau .IV.7.Vérification de la stabilité du radier.....172
Tableau .IV.8.Vérification des contraintes.....173
Tableau VI.9.Ferraillage de la dalle du radier.....176
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....177
Tableau VI.11.Ferraillage de la nervure.....179
Tableau VI.12.Vérification des contraintes à l'ELS.....179
Tableau VI.13.Ferraillage du voile périphérique.....183
Tableau.VI.14 Vérification des contraintes à l'ELS.....184

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

C_d *: coefficient dynamique.*

K_t *: coefficient de terrain.*

Z_0 *: paramètre de rugosité.*

Z_{min} *: hauteur minimale.*

C_e : *coefficient d'exposition au vent.*

C_r : *est le coefficient de rugosité.*

$C_{pe,10}$: *coefficient de pression intérieur des toitures plates.*

$C_{pe,1}$: *coefficient de pression intérieur des toitures plates.*

C_{pi} : *coefficient de pression intérieur.*

C_p : *coefficient de pression de vent.*

W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : *la pression due au vent*

R : force résultante

F_w : *la résultante des forces horizontales*

F_u : *une force de soulèvement.*

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

c_t : *coefficient de topographie*

q_{ref} : *la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.*

q_{dyn} : *coefficient de pression dynamique*

NOTATIONS

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ɛ : Coefficient (calcul de C_d)

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.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.
Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude « EL ITKAN ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment R + 7 + un entre sol.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur les quelles nous nous sommes appuyés.
Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

- *Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.*
- *Prédimensionnement des éléments structuraux.*
- *Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère,…).*
- *Etude dynamique et sismique, on a opté pour le logiciel SAP2000 version 12 comme outil de conception.*
- *Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.*
- *Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.*
- *Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.*

GENERALITES

I.GENERALITE :

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Inscrit dans le cadre du programme de l'entreprise de promotion du logement familiale (Groupe EPLF Boumerdes), notre projet fait partie des bâtiments qui constituent la réalisation de 152 logements promotionnels -HORIZAN BLEU- .

L'emplacement retenu pour le projet est celui de la commune de STAOULI à l'ouest de la wilaya d'ALGER.

Le bâtiment contient un entre sol comportant le parking plus un RDC et 7 étages à destination d'habitation, chaque étage contient 4 appartements.

Notre objectif consiste à faire la conception et le calcul des éléments résistants et secondaires de la structure et de l'infrastructure.

En effet pour bien concevoir notre structure nous sommes basés sur les critères suivants :

- *Respecter les plans architecturaux pour conserver l'aspect architectural et esthétique du bâtiment.*
- *Assurer la stabilité et la rigidité adéquate de la structure.*
- *Assurer une bonne fonctionnalité du bâtiment.*
- *Optimiser les couts de construction.*

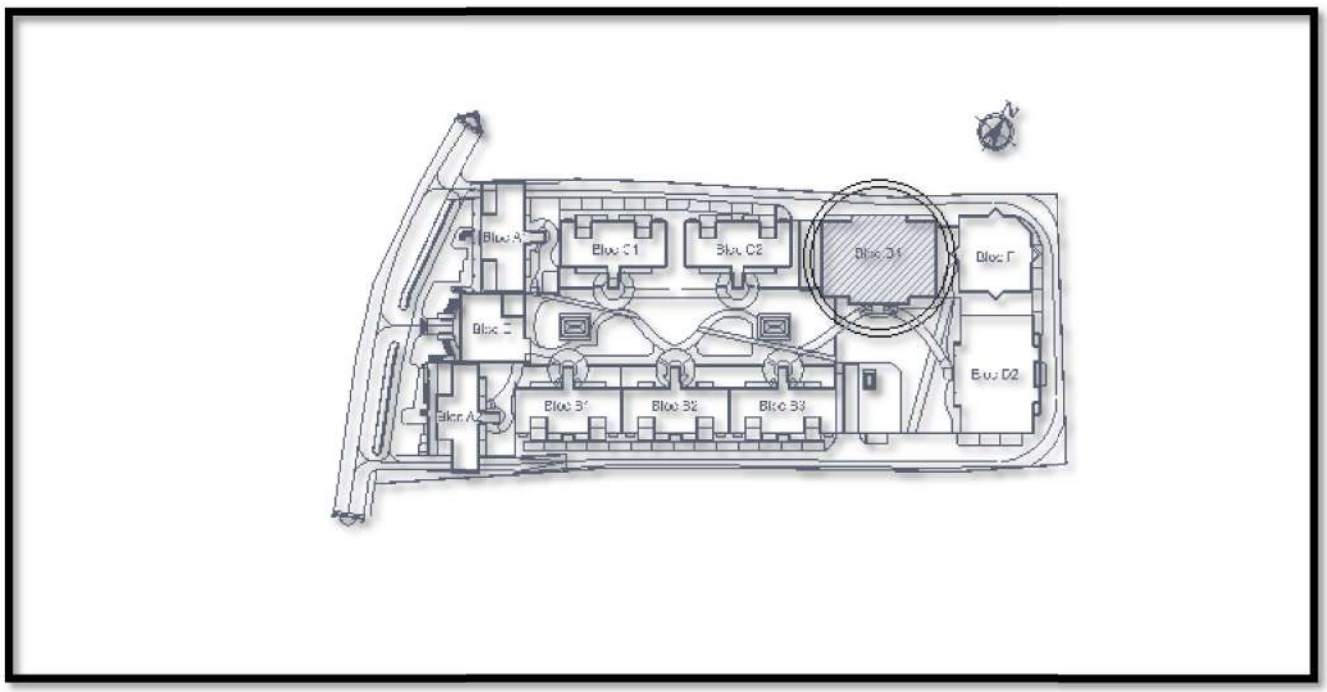


Figure I.1.Plan de masse.

I.2.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :

I .2.1.Localisation :

L'ouvrage qu'on va étudier sera implanté à STAOUELI, wilaya d'ALGER, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone de sismicité élevée (zone III) et classifier dans le groupe d'usage 2 ou d'importance moyenne selon le niveau minimal de protection sismique accordé.

I.2.2.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- *La longueur en plan : 27,50m*
- *La largeur en plan : 20,20m*
- *La hauteur totale du bâtiment : 32,63 m*
- *La hauteur de l'entre sol : 3,91m*
- *La hauteur du RDC et de l'étage courant : 3,24m*

I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol :

Les investigations géotechniques on permit d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de natures rocheuse calcaire.

Le terrain est relativement plat, le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de bonne cohésion peu compressible et peu gonflant avec un tassement admissible.

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est modérée par rapport au béton.

Avec une contrainte admissible égale à 2.5bars.

I.3.CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :

I.3.1.Système de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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

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

I.3.2.Plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- *Planchers à corps creux.*
- *Planchers à dalle pleine.*

I.3.3.Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

Murs extérieurs : double cloisons séparées par une lame d'aire de 10 cm.

Murs intérieurs : simple cloison.

I.3.4.Revêtement :

Le revêtement de la structure sera constitué de :

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

I.3.5.Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, d'une hauteur de 70cm et d'une épaisseur de 10 cm.

I.3.6.Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès de l'entre sol au reste des étages, elle est constituée à chaque niveau d'un escalier balancé à double cartier tournant.

I.3.7.Local d'ascenseur :

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

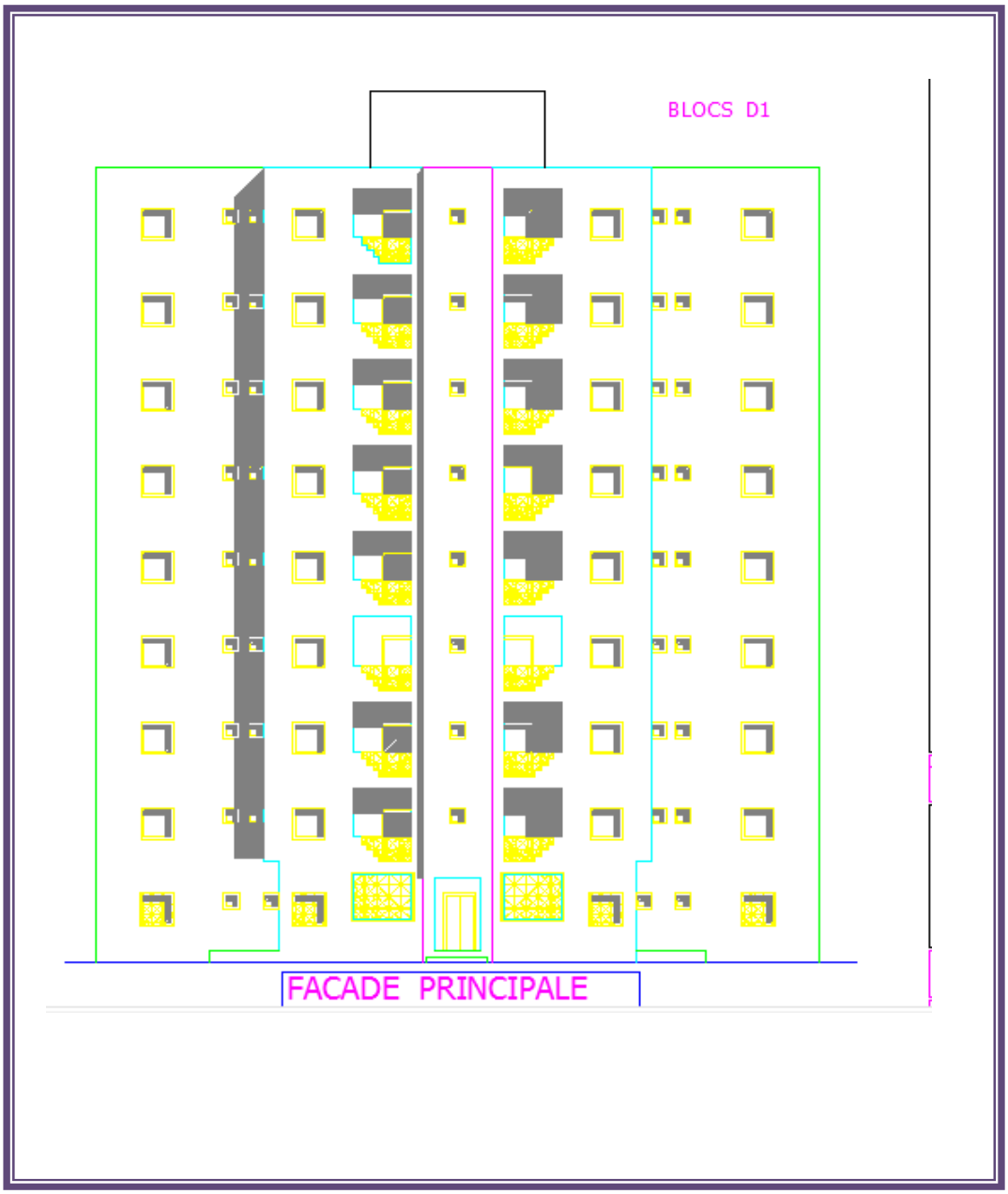


Figure I.2. Vue de la façade principale.

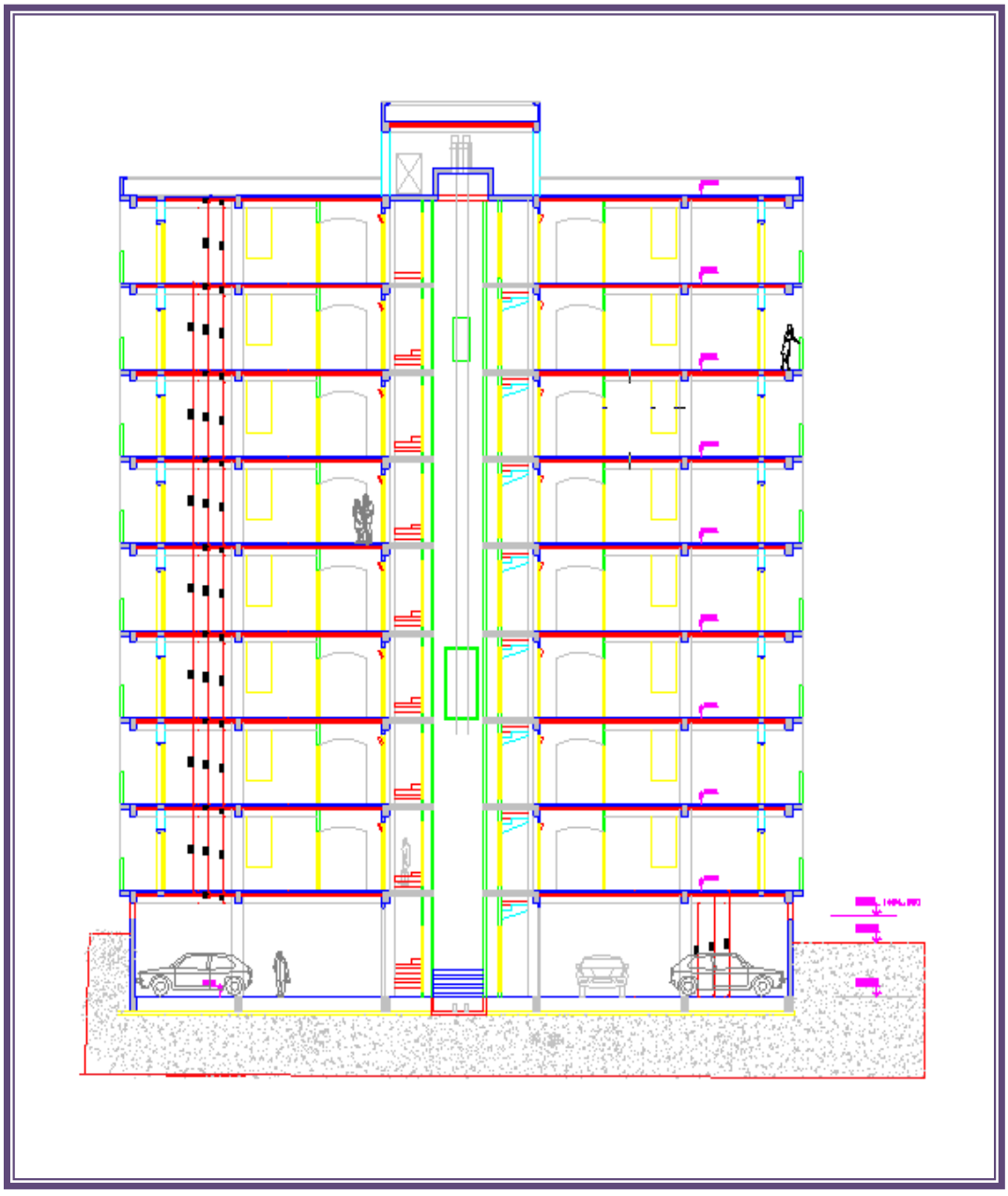


Figure I.3. Coupe B-B.

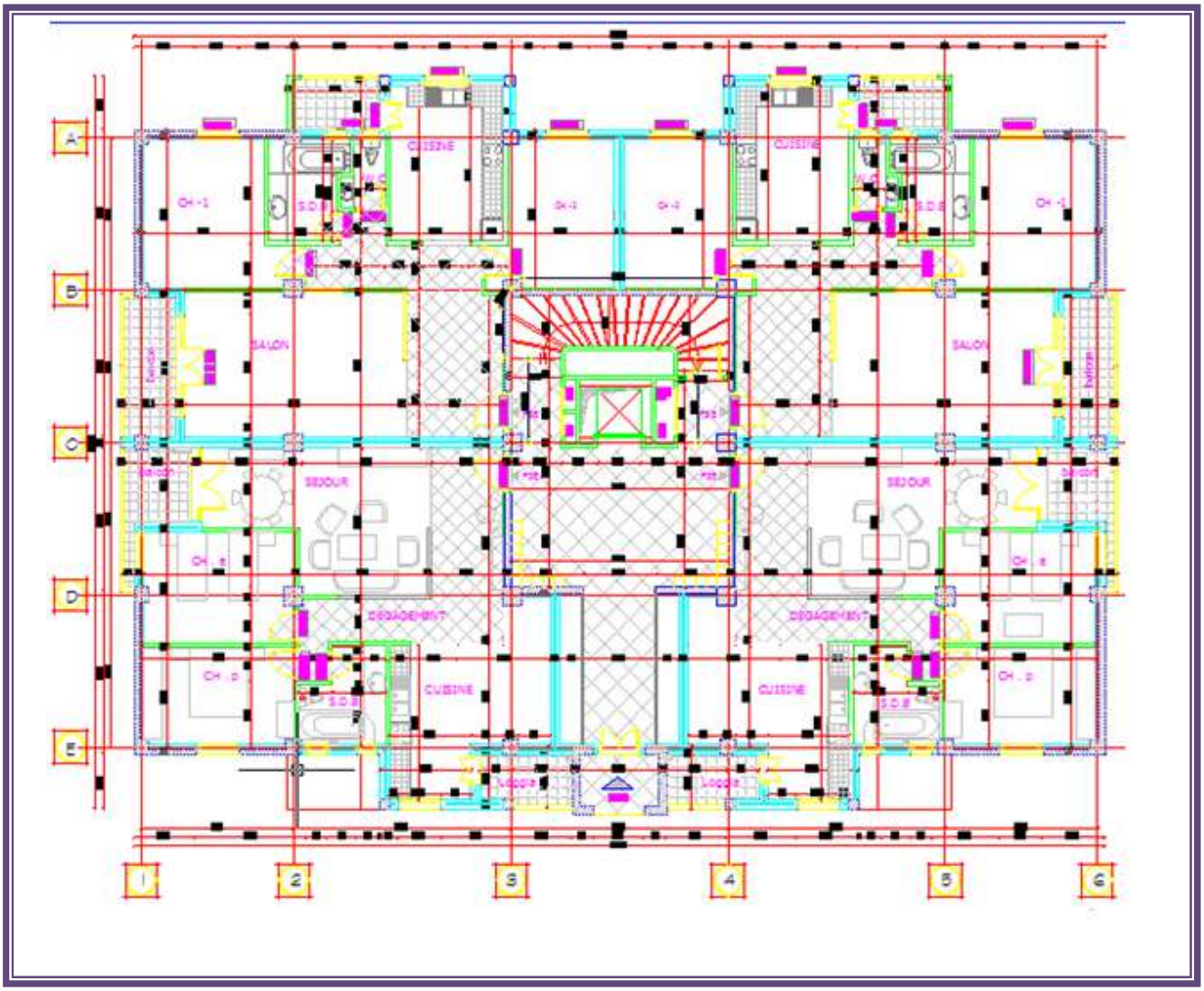


Figure I.4. Vue en plan du RDC et du 1er étage.

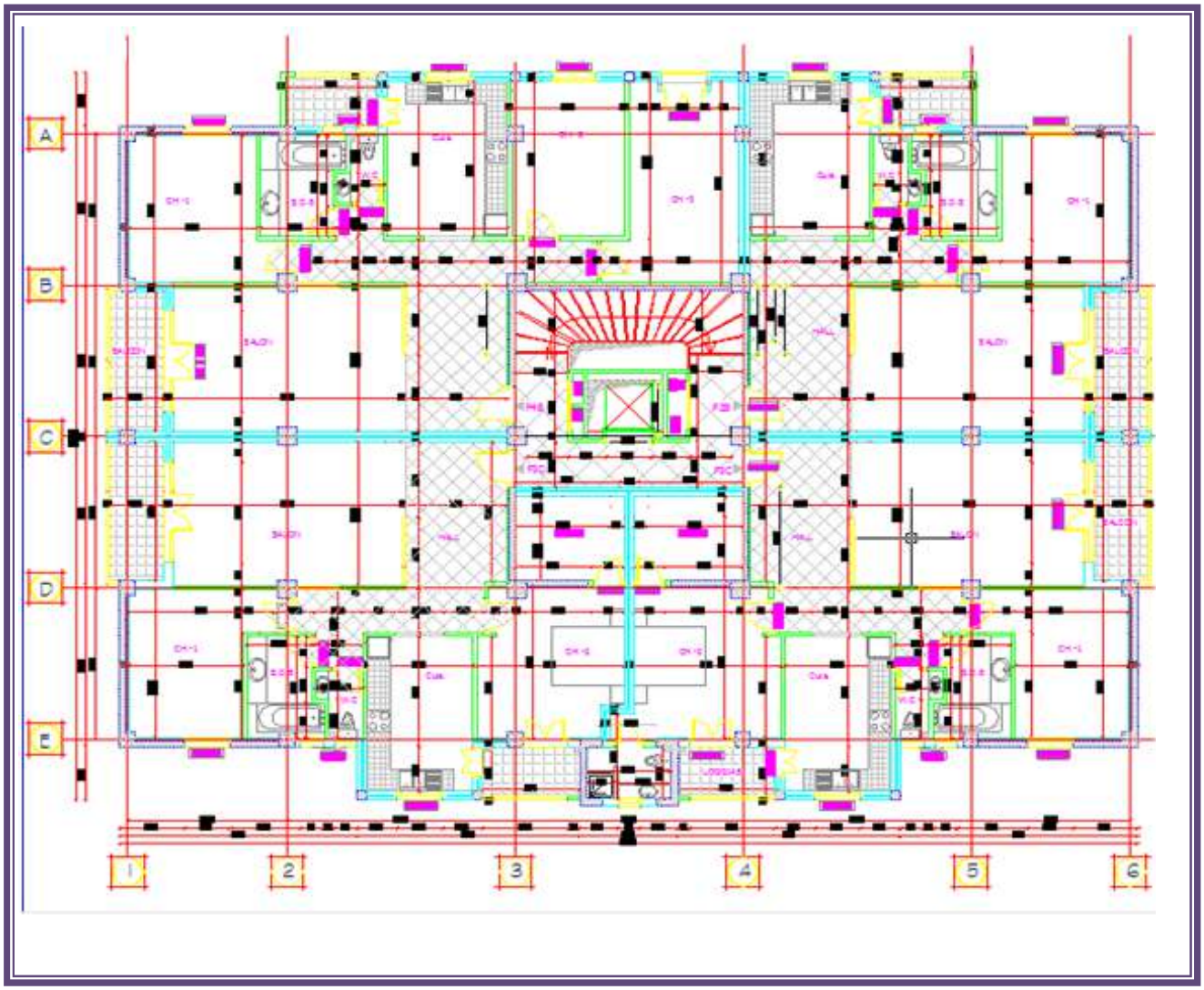


Figure I.5. Vue en plan du 2eme jusqu'au 7eme étage

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1.Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que, le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2.Béton :

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...)

Ses principales caractéristiques sont :

- *une bonne résistance en compression simple.*
- *une mauvaise résistance en traction.*
- *un poids volumique compris entre 22 et 24kN/m^3 environ pour le béton, et 25kN/m^3 pour le béton armé*
- *un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10^{-5}/°C*

***I.4.2.a. Ciment** :*

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

- *Résistance mécanique.*
- *Imperméabilité à l'eau.*

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

***I.4.2.b. Granulats** :*

le béton est constitué de deux types de granulats.

- *Sable de dimension inférieure à 5 mm.*
- *gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25)*

***I.4.2.c. Eau de gâchage** :*

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.2.d. Dosage du béton :

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

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

On retiendra que, pour ***1 m³*** *de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.*

I.4.3. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « effort de traction ».

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

I.4.3.a. Résistance du béton :

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

I.4.3.b. Résistance caractéristique à la compression

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

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

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

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

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ *à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.[1]*

I.4.3.c. Résistance caractéristique à la traction :

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

1. *En traction directe ;*
2. *En traction par fondage ;*
3. *En traction par flexion.*

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

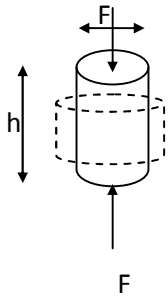
$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en MPa}$$

I.4.3.d. Coefficient de POISSON (υ) :

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ *pour le calcul des déformations (ELS);*

$\nu = 0$ *pour le calcul des sollicitations (ELU).*



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

I.4.3.e. Module de déformation longitudinale:

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

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

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

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

$$E_{VJ}(MPa) = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700 (f_{cJ})^{1/3} \text{ MPa} \qquad [1]$$

I.4.4.Acier :

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

I.4.4.a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	F_e(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	Φ6 et Φ8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.4.4.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4.5.Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Les Etats Limites de Service où E.L.S	Les Etats Limites Ultimes ou E.L.U.
Ce sont les conditions qu'il faut respecter pour que l'exploitation normale et la durabilité de la construction soient assurées. Les états limites de service présentent deux domaines: *1. Un domaine qui nécessite des calculs : par exemple, vérifier que des contraintes ou des déformations sont admissibles* *2. Un domaine qui ne nécessite aucun calcul : c'est l'ensemble des dispositions constructives qui doivent être assurées.*	*Ils font référence aux conditions de rupture. Il s'agit de s'assurer que le risque de ruine est très faible en prenant divers coefficients de sécurité (sur les matériaux) et de pondération (sur les charges).* *En effet les sources d'erreur sont les suivantes :* *- Les matériaux peuvent être moins résistants que prévu.* *- Les charges appliquées peuvent être plus sévères que prévu.* *- Les méthodes de calcul et les hypothèses peuvent ne pas correspondre exactement à la réalité.*

Les différents états limites en béton armé sont :

-L'ensemble doit rester en équilibre lorsque des charges sont appliquées	*-ELU d'équilibre statique*
-Le béton et l'acier ne doivent pas se rompre	*-ELU de résistance des matériaux*
- Les éléments ne doivent pas flamber	*-ELU de stabilité de forme*
-Limitation de l'ouverture de fissure	*-ELS de durabilité*
-Limitation des flèches	*-ELS de conditions d'exploitation*

-E.L.U de résistance :

1. ***Contrainte du béton en compression :***

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

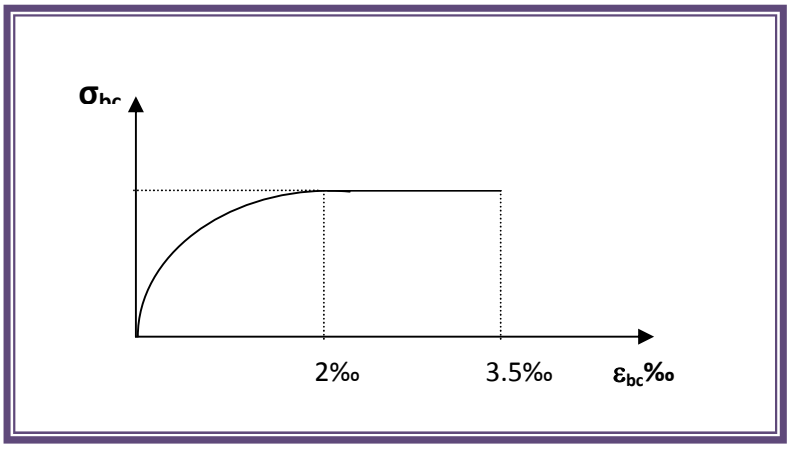


Figure I.6: Diagramme contrainte déformation du béton

Avec :

γ_b *: coefficient de sécurité, tel que :*

- $\gamma_b = 1{,}5$ *Pour une combinaison fondamentale ;*
- $\gamma_b = 1{,}15$ *Pour une combinaison accidentelle.*
- θ*=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;*
- θ*=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;*
- θ*=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;*

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

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

3. Contrainte limite de l'acier:

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

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

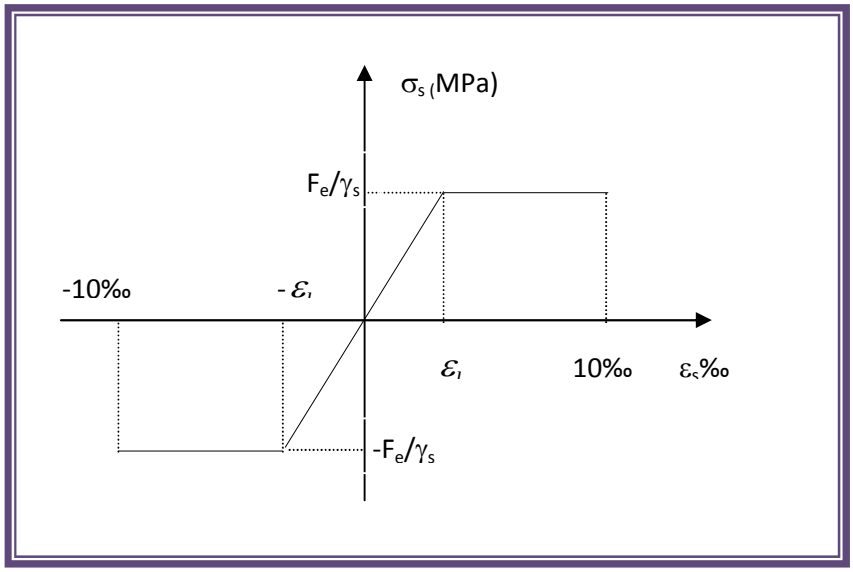


Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

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

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

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

ε_s *: Allongement ou raccourcissement de l'acier*

ε_l *: Allongement ou raccourcissement limite*

$\varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s$ *d'où :* $\varepsilon_s = \Delta L / L$

-A l'E.L.S :

1. ***E.L.S de compression de béton :***

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

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

2. ***E.L.S de contrainte limite de l'acier:***

- ***Contrainte limite de l'acier :***

  - ♣ *Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]*

♣ *Fissuration préjudiciable :* $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[MPa]* *[1]*

♣ *Fissuration très préjudiciable :* $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[MPa]* *[1]*

Avec :

η *: Coefficient de fissuration tel que :*

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\ MPa & \textit{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5\ MPa & \textit{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

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

$\text{FeE } 400, fe = 400\text{ MPa}$ *: Pour les armatures longitudinales*

$\text{FeE } 235, fe = 235\text{ MPa}$ *: Pour les armatures transversales*

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

PREDIMENSIONNEMENT

II.PREDIMENSIONNEMENT :

II.1.Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- *Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.*
- *Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.*

Le prédimensionnement est fait selon les règles en vigueur (CBA93, RPA99 version 2003, etc).

II.2.Prédimensionnement des planchers :

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

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

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \quad [1]$$

Avec : L : longueur maximale de la poutrelle

L= 3,90m d'où : 15,6 cm $\leq h_t \leq$ *19,5 cm*

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 20$ *cm telle que* $h_t = d + e$

d = 16 cm (hauteur du corps creux).

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

Donc, on opte pour un plancher à corps creux : $h_t = (16 + 4)$ *cm*



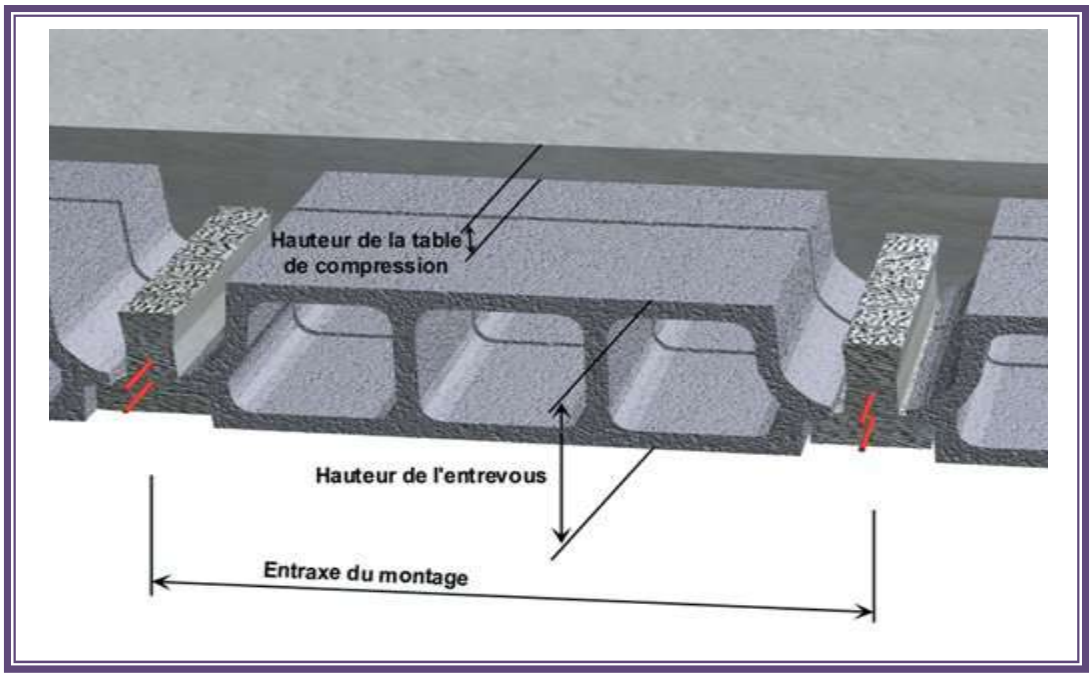


Figure II.1.Dimensionnement du plancher corps creux.

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

♣ ***Critère de résistance : [1]***

- pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx/40), L= 5,70 m → 12,66 cm ≤ ep ≤ 14,25 cm

-pour les dalles reposant sur 2 appuis :

(Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx/30), L= 3,95 m → 11,28 cm ≤ ep ≤ 13,16 cm

0u : ep : épaisseur de la dalle et L : la plus grande portée

♣ ***Sécurité contre l'incendie : [1]***

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

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

♣ ***Condition d'isolation acoustique : [1]***

ep ≥ 15 cm

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'une dalle d'épaisseur :



II.3.Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

D'après le RPA99 version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$h \geq 30cm, \quad b \geq 20\ cm, \quad h/b \leq 4, \quad b_{max} \leq 1.5+b_1$ *[2]*

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$

$0,3h \leq b \leq 0,7h$ *[1]*

Avec : L : la plus grande portée dans le sens considéré entre nu d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

-Les poutres principales :

$L_{max} = 5,65\ m \rightarrow 37,66\ cm \leq h \leq 56,5\ cm$ *on adopte h = 50 cm.*

$15\ cm \leq b \leq 35\ cm$ *on adopte b = 30 cm.*

-Les poutres secondaires :

$L_{max} = 3,85\ m \rightarrow 25,66\ cm \leq h \leq 38,5\ cm$ *on adopte h = 30 cm.*

$9\ cm \leq b \leq 21\ cm$ *on adopte b = 30 cm.*

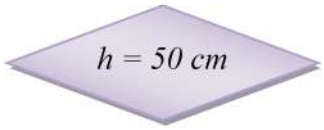
♣ ***Vérification selon le RPA99 :***

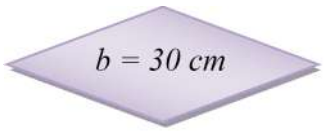
- *Poutres principales : b > 20 cm, h > 30 cm, h/b = 1,66 < 4 (CV)*
- *Poutres secondaires :b > 20 cm, h > 30 cm, h/b = 1 < 4 (CV)*

Conclusion :

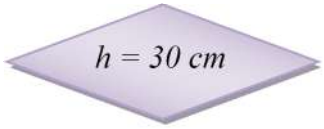
Toutes les vérifications du RPA 99 sont satisfaites donc :

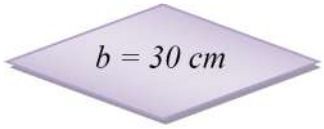
Pour les poutres principales :





Pour les poutres secondaires :





II.4. Evaluation des charges :

II.4.1.Charges permanentes (G) :

II.4.1.1.Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : charges permanentes du mur simple

N	*Composants*	*Epaisseur (cm)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Enduit en ciment*	*0,02*	*0,18*	*0,36*
2	*Brique creuse*	*0,10*	*9,00*	*0,90*
3	*Enduit en ciment*	*0,02*	*0,18*	*0,36*
Total				*1,62*

b. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2 : charges permanentes du mur double cloison

N	*Composants*	*Epaisseur (cm)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Enduit en ciment*	*0,02*	*0,18*	*0,36*
2	*Brique creuse*	*0,10*	*9,00*	*0,90*
3	*Lame d'aire*	*0,10*	-	-
4	*Brique creuse*	*0,10*	*9,00*	*0,90*
5	*Enduit en ciment*	*0,02*	*0,18*	*0,36*
Total				*2,52*

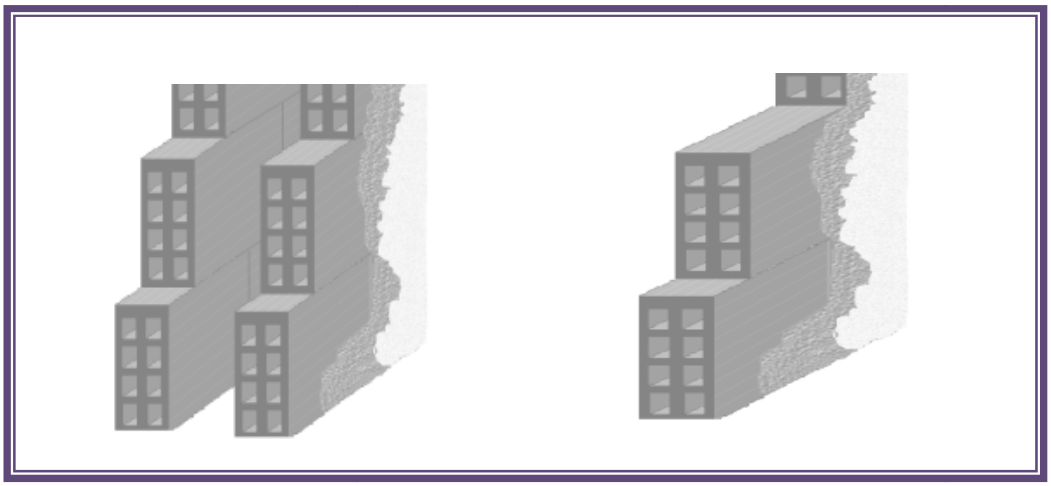


Figure.II.2.Double et simple cloison.

II.4.1.2. Plancher terrasse inaccessible:

a. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher corps creux	16+4	-	2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Total				6,32

b. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

N	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Gravillon roulé*	*0,04*	*18*	*0,72*
2	*Etanchéité*	*0,02*	*6*	*0,12*
3	*Papier kraft*	-	-	*0,05*
4	*Forme de pente*	*0,10*	*22*	*2,2*
5	*Film polyane*	-	-	*0,01*
6	*Plaque de liège*	*0,04*	*4*	*0,16*
7	*Pare vapeur*	*0,01*	*6*	*0,06*
8	*Dalle pleine*	*0,15*	*25*	*3,75*
9	*Enduit de plâtre*	*0,02*	*10*	*0,2*
Total				*7,27*

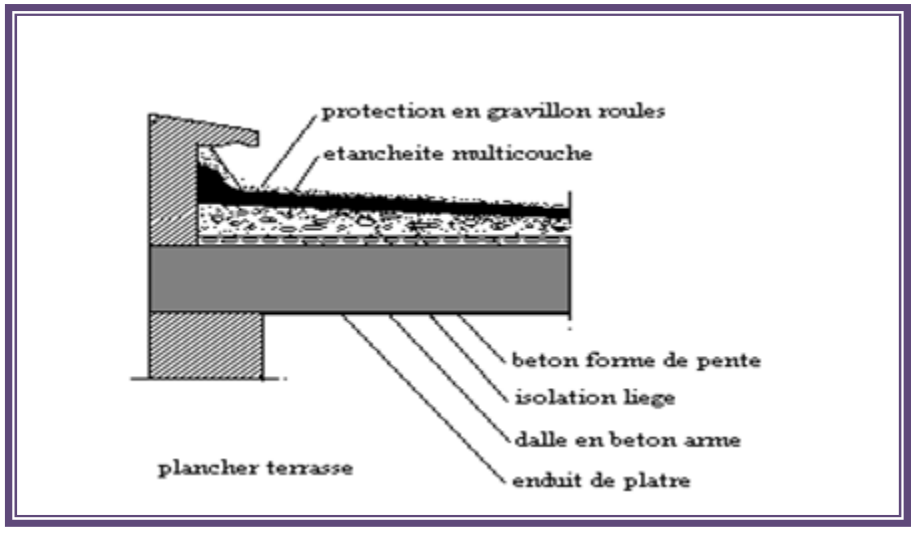


Figure II.3.Plancher terrasse

II.4.1.3.Plancher étage courant :

a. Étage courant (plancher corps creux) :

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher corps creux	16+4	-	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,1	-	1,62
Total				6

b. Étage courant (dalle pleine) :

Tableau II.6 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (dalle pleine)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,1	-	1,62
Total				6,95

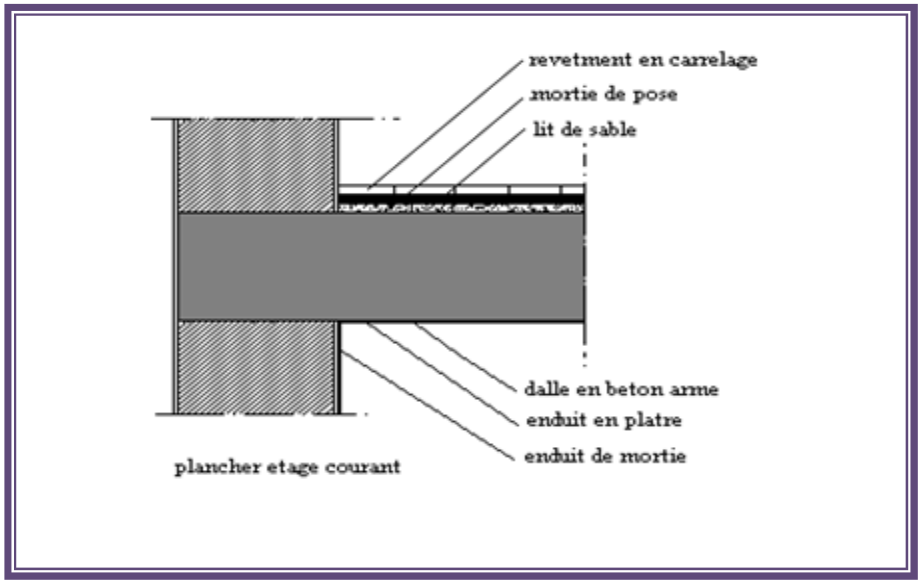


Figure II.4.Plancher étage courant

II.4.1.4. dalle du parking :

Tableau II.7 : Charges permanentes du plancher du parking (dalle flottante) :

N	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Dalle flottante*	*0,15*	*25*	*3,75*
2	*Enduit en ciment*	*0,02*	*0,18*	*0,36*
Total				*4,11*

II.4.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Tableau II.8 : charges d'exploitations

Niveau	*Usage*	*Q (KN/m^3)*
Terrasse	*inaccessible*	*1*
RDC + étages courants	*habitation*	*1,5*
RDC + étages courants	*balcon*	*3,5*
Entre sol	*parking*	*2,5*

II.5.Prédimentionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions des charges permanentes et d'exploitation.

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1 cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau :

D'après la vue en plan, on doit déterminer la descente des charges pour le poteau le plus sollicité.

II.5.1.a. les charges permanentes :

♣ *Niveau salle machine :*

- *Surface du plancher revenant au poteau*

  $S_p = [(6,00-0,30)/2]x[(4,20-0,30)/2]$

  $S_p = 5,56\ m^2$.

- *Surface total :*

  $S_t = (6,00/2) \times (4,2/2)$

  $S_t = 6,30\ m^2$.

- $G_{plancher} = 5,56 \times 6,32 = 35,139\ KN$
- $G_{poteau} = 0,35 \times 0,35 \times 2,8 \times 25 = 8,575\ KN$
- $G_{poutres} = 25 \times [(2,85 \times 0,5 \times 0,3)+(1,95 \times 0,3 \times 0,3)]$

  $= 15,075\ KN$

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres} = 58,789\ KN$

$$\boldsymbol{G = 58,789\ KN}$$

♣ *Niveau terrasse :*

- *Surface du plancher revenant au poteau :*

  $S_p = (6,00-0,30) \times (4,20-0,30)$

  $S_p = 22,23\ m^2$.

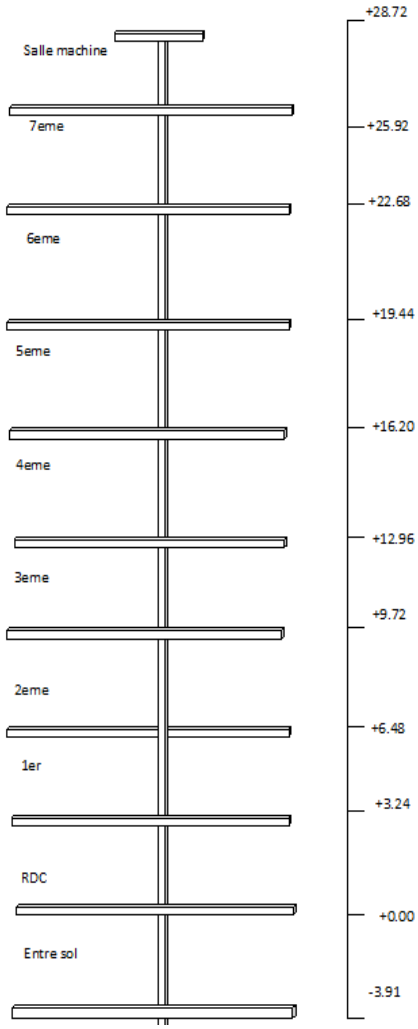


Figure II.5.Etages

- *Surface total :*

$S_t = 6,00 \times 4,2$

$S_t = 25,2\ m^2$.

- $G_{plancher} = (16,67 \times 6,32) + (5,56 \times 6) = 138,714\ KN$
- $G_{poteau} = 0,35 \times 0,35 \times 3,24 \times 25 = 10,412\ KN$
- $G_{poutres} = 25 \times [(5,7 \times 0,5 \times 0,3) + (3,9 \times 0,3 \times 0,3)] = 30,15\ KN$

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres} = 179,276\ KN$

G =179,276 KN

♣ *Niveau* 7^{eme} *et* 6^{eme} *étages :*

- *Surface du plancher revenant au poteau :*

$S_p = (6,00-0,30) \times (4,20-0,30)$

$S_p = 22,23\ m^2$.

- *Surface total :*

$S_t = 6,00 \times 4,2$

$S_t = 25,2\ m^2$.

- $G_{plancher} = 22,23 \times 6 = 133,38\ KN$
- $G_{poteau} = 0,35 \times 0,35 \times 3,24 \times 25 = 10,412\ KN$
- $G_{poutres} = 25 \times [(5,7 \times 0,5 \times 0,3) + (3,9 \times 0,3 \times 0,3)] = 30,15\ KN$

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres} = 173,942\ KN$

G =173,942 KN

♣ *Niveau* 5^{eme}, 4^{eme} *et* 3^{eme} *étages :*

- *Surface du plancher revenant au poteau :*

$S_p = (6,00-0,30) \times (4,20-0,30)$

$S_p = 22,23\ m^2$.

- *Surface total :*

$S_t = 6,00 \times 4,2$

$S_t = 25,2\ m^2$.

- $G_{plancher} = 22,23\ X\ 6 = 133,38\ KN$

- G_{poteau} = 0,40 x 0,40 x 3,24 x 25 = 12,96 KN
- $G_{poutres}$ = 25 x [(5,7 x 0,5 x 0,3) + (3,9 x 0,3 x 0,3)] = 30,15 KN

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres}$ = 176,49 KN

G =176,49 KN

♣ Niveau 2^{eme} et 1^{eme} étages :

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p = (6,00-0,30) x (4,20-0,30)

S_p = 22,23 m^2.

- Surface total :

S_t = 6,00 x 4,2

S_t = 25,2 m^2.

- $G_{plancher}$ = 22,23 X 6 = 133,38 KN
- G_{poteau} = 0,45 x 0,45 x 3,24 x 25 = 16,402 KN
- $G_{poutres}$ = 25 x [(5,7 x 0,5 x 0,3) + (3,9 x 0,3 x 0,3)] = 30,15 KN

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres}$ = 179,932 KN

G =179,932 KN

♣ Niveau RDC :

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p = (6,00-0,30) x (4,20-0,30)

S_p = 22,23 m^2.

- Surface total :

S_t = 6,00 x 4,2

S_t = 25,2 m^2.

- $G_{plancher}$ = 22,23 X 6 = 133,38 KN
- G_{poteau} = 0,45 x 0,45 x 3,91 x 25 = 19,794 KN
- $G_{poutres}$ = 25 x [(5,7 x 0,5 x 0,3) + (3,9 x 0,3 x 0,3)] = 30,15 KN

D'où alors $G = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{poutres}$ = 183,324 KN

G =183,324 KN

II.5.1.b. Les surcharge d'exploitations :

Plancher salle machine : Q = 1 x 6,3 = 6,3 KN

Plancher terrasse : Q = 1 x 25,2 = 25,2 KN

Plancher étages et RDC : Q = 1,5 x 25,2 = 37,8 KN

II.5.2.Dégression des charges (Q): [3]

D'après le règlement DTR charges et surcharges, on a adopté pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

Plancher salle machine : Q_0

Plancher terrasse : Q_0+Q_1

Plancher 7^{eme} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 +Q_2)$

Plancher 6^{eme} étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 +Q_2+Q_3)$

Plancher 5^{eme} étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 4^{eme} étage : $Q_0 + 0,80 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher 3^{eme} étage : $Q_0 + 0,75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0 + 0,70 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Plancher 1^{eme} étage : $Q_0 + 0,65 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Plancher RDC : $Q_0 + 0,60 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

II.5.3.Effort normal ultime de résistance :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha} \qquad [1]$$

Avec :

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

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

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

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

Avec:

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

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

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

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

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

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \bar{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1{,}1N_u \end{cases}$

Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau

Niveau	G (KN)		Q (KN)		N_u	$N_u + 10\%N_u$ (KN)
	Niveau	Cumulé	Niveau	Cumulé		
Salle machine	58,789	58,789	6,3	6,3	88,815	97,696
7^{eme}	179,276	238,065	25,2	31,5	368,637	405,500
6^{eme}	173,942	412,007	37,8	66,15	655,434	720,978
5^{eme}	173,942	585,949	37,8	97,02	936,561	1030,217
4^{eme}	176,490	762,439	37,8	124,11	1215,457	1337,003
3^{eme}	176,490	938,929	37,8	147,42	1488,684	1637,552
2^{eme}	176,490	1115,419	37,8	166,95	1756,240	1931,864
1^{eme}	179,932	1295,351	37,8	182,70	2022,773	2225,051
RDC	179,932	1475,283	37,8	194,67	2283,637	2512,000
Entre sol	183,324	1658,607	37,8	202,86	2543,409	2797,750

II.5.4.Le choix de la section du poteau :

Donnée : Acier FeE400 *Fe=400MPA,* $\gamma_s = 1,15$

Béton F_{c28}*=25MPA,* $\gamma_b = 1,5$

Tableau II.10.Détermination de la section des poteaux

Niveau	i (m)	L_f	λ	α	B_r (m^2)	$A=\frac{B}{1000}$	Choix (cm^2)	N_{uadm}	1,1 N_u	Vérif
Salle machine	0,101	1,96	19,40	0,8	0,1089	1,225	35 x 35	1647,42	97,696	CV
7^{eme}	0,101	2,268	22,45	0,785	0,1089	1,225	35 x 35	1616,53	405,500	CV
6^{eme}	0,101	2,268	22,45	0,785	0,1089	1,225	35 x 35	1616,53	720,978	CV
5^{eme}	0,101	2,268	22,45	0,785	0,1089	1,225	35 x 35	1616,53	1030,217	CV
4^{eme}	0,135	2,268	19,72	0,8	0,1444	1,6	40 x 40	2183,78	1337,003	CV
3^{eme}	0,135	2,268	19,72	0,8	0,1444	1,6	40 x 40	2183,78	1637,552	CV
2^{eme}	0,135	2,268	19,72	0,8	0,1444	1,6	40 x 40	2183,78	1931,864	CV
1^{eme}	0,130	2,268	17,45	0,81	0,1849	2,025	45 x 45	2830,55	2225,051	CV
RDC	0,130	2,268	17,45	0,81	0,1849	2,025	45 x 45	2830,55	2512,000	CV
Entre sol	0,130	2,737	21,05	0,8	0,1849	2,025	45 x 45	2830,55	2797,750	CV

II.5.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003

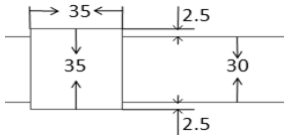
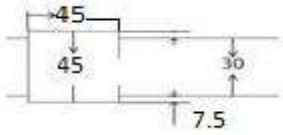
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	Min (b_1, h_1)=35 cm ≥ 30 cm	CV
Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20	Min (b_1, h_1)= 35 cm ≥ h_e/20 =(3,24-0,50)/20= 13,7 cm	CV
0.25 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 ≤ (b_1/h_1) = 1 ≤ 4	CV

II.5.6. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h+b1$, - $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2$

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h+b_1$	d (cm)	$Max\ (b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
	30	45	45	CV	7.5	22.5	CV

II.6.Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

Selon les prescriptions du RPA99, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de 15 cm. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) nette des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur les figures.

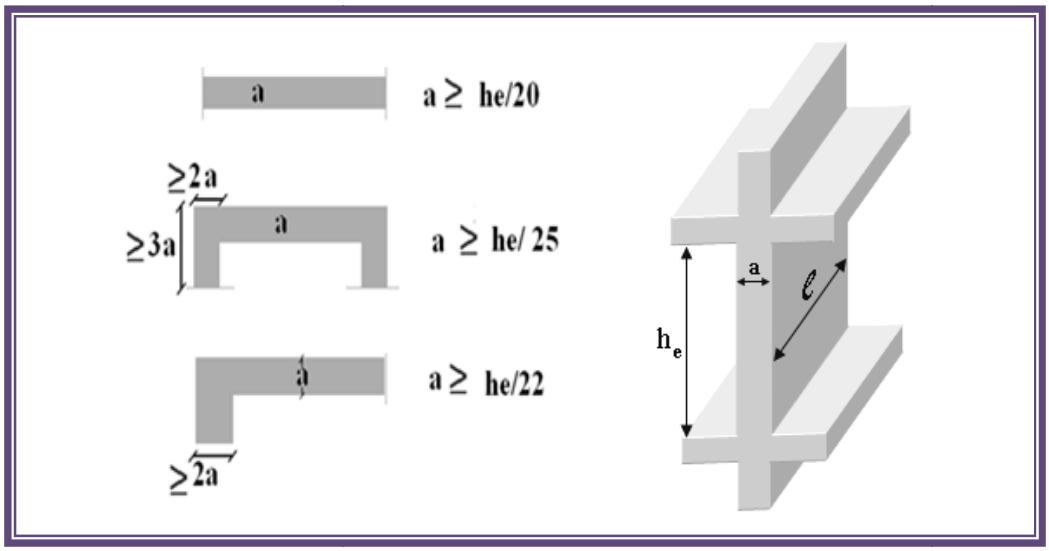


Figure II.6.Coupe de voile en plan et voile en 3D.

Dans notre cas on a :

- *voile pour l'entre sol :*

h_e *= 3,91-0,3=3,61m.*

a ≥ Max(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max(15 cm ; 14,4 cm; 16,4 cm; 18,05 cm)

a ≥ 18,05 cm

On adopte : **e = 20 cm**

- *voile pour le reste des étages:*

h_e *= 3,24-0,3=2,94 m.*

a ≥ Max(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max(15 cm ; 11,76 cm; 13,36 cm; 14,70 cm)

a ≥ 14,70 cm

On adopte : **e = 15 cm**

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- *Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.*
- *Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.*

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section La plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

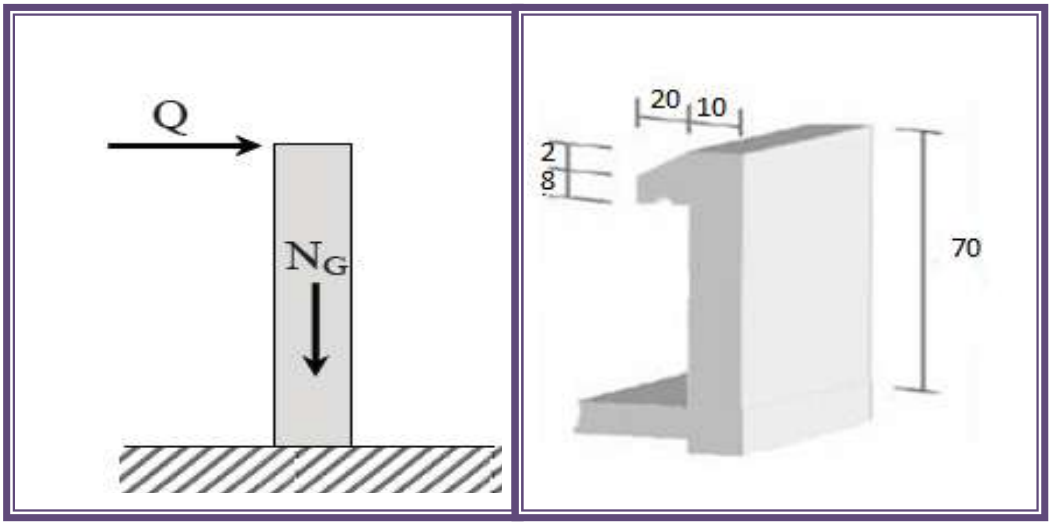


Figure III.1.L'acrotère.

III.2.1.Calcul des efforts :

A. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

$G = \gamma \times S = [(0,7 \times 0,1) + (0,2 \times 0,08) + (0,2 \times 0,02)/2].25 = 2,2\ KN$

- **Charges d'exploitations :**

$Q = 1\ KN/ml$

- **Charge due à la force horizontale (sismique) : [2]**

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

$$F_P = 4\ A\ C_P\ W_P \quad (RPA99\ version\ 2003)$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés. $A = 0,25.$

C_P *: Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1).* $C_p = 0,8.$

W_P *: Poids de l'acrotère.* $W_P = 2,2\ KN.$

D'où alors : $F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,2 = 1,76\ KN.$

$\rightarrow \quad F_P = 1,76\ KN > 1,5\ Q = 1,5\ KN$

Alors on prend le max (F_P, Q), *pour une bande de 1 m de largeur* $Q = F_P = 1,76\ KN$

B. Détermination des efforts :

Tableau III.1. Détermination des efforts.

L'ELU
Effort normal : N_U= 1,35 x G = 1,35 x 2,2 = 2,97 KN.
Moment d'encastrement : M_U = 1,5 x Q x h = 1,5 x 1,76 x 0,7 = 1,848 KN.
Effort tranchant : T_U = 1,5 x Q = 1,5 x 1,76 = 2,64 KN.
L'ELS
Effort normal : N_{Ser} = G = 2,2 KN.
Moment d'encastrement : M_{Ser} = Q x h = 1,76 x 0,7 = 1,232 KN.
Effort tranchant : T_{Ser} = Q =1,76 KN.

III.2.2.Calcul du ferraillage :

A. A l'ELU :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100 x 10) cm^2 soumise à la flexion composée.

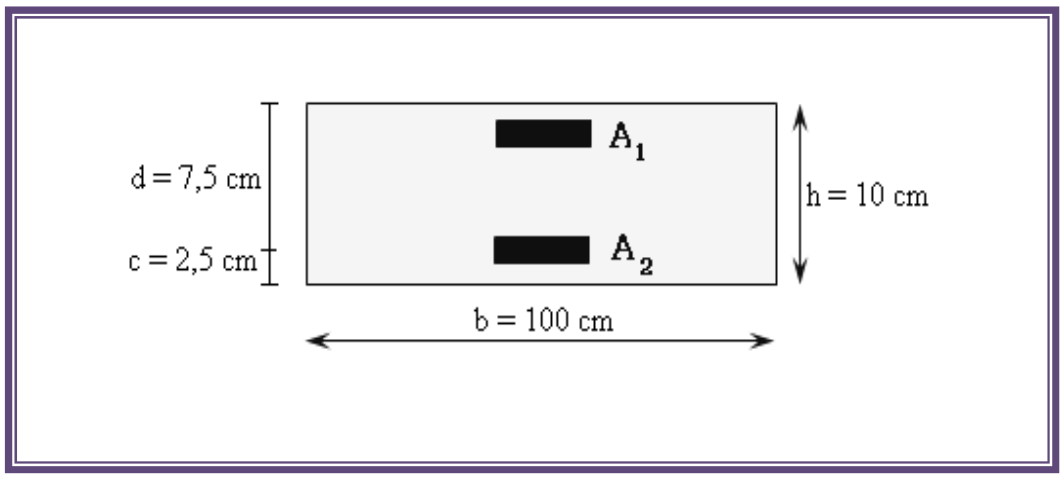


Figure III.2.Section de l'acrotère.

Tableau III.2. Les données nécessaires

Données			
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

- ***Calcul de l'excentricité :***

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,848}{2,97} = 0,622m$ □ $e_0 = 62,22\ cm$

On a : $e_0 = 62,22\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5\ cm$

Donc le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures □ *la section est partiellement comprimé.*

$M_1 = N_U\ (\frac{h}{2} - c + e_0) = 2,97\ (\frac{10}{2} - 2,5 + 62,22)\ 10^{-2} = 1,922\ KN.m$

- ***Calcul des armatures verticales :***

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc\ x\ \beta\ x\ d^2})}$ □ $\mu=0,024$

$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392$ □ $A'_1=0,\ \beta =0,988$

$A_1 = \frac{M_f}{(\sigma_{s\ x\ \beta\ x\ d})}$ □ $A_1 = 0,745\ cm^2$

N : effort de compression, alors :

$A=A_1 - \frac{N_u}{100\sigma_s}$ □ $A = 65,96\ cm^2$

□ $A' = A'_1$ □ $A' = 0\ cm^2$

Donc : $A=0,659\ cm^2$, $A' = 0\ cm^2$.

B. Condition de non fragilité : [1]

$A = 0{,}659\ cm^2 < A_{min} = (0{,}001 \times b \times h) = 1\ cm^2$

Alors on adopte une section d'armature de :

$A = 5HA8 = 2{,}31\ cm^2$.

C. Les armatures de répartitions : [1]

$$\text{Il faut que : } \frac{A}{4} \leq A_{rép} \leq \frac{A}{2} \quad \Rightarrow \quad 0.58 \leq A_{rép} \leq 1.15$$

$\text{Donc on prend : } A_{rép} = 5HA6 = 1{,}41\ cm^2$

D. Vérification des espacements : [1]

$St = 20\ cm \leq S_{min} = min\ [3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm$

$S_{rép} = 16{,}25\ cm \leq S_{min} = min\ [4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm$

E. Vérification à l'ELS :

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I_G}{B_0 \quad \nu_2}$$

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1{,}232 \times 10^2}{2{,}2} = 56\ cm$$

$B_o = b*h + 15\ (A + A') \Rightarrow B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A'\ c + Ad)\ \right] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}08\ cm.$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}92\ cm.$

$$I_G = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1{}^3 + \upsilon_2{}^3) + 15\ [A\ (\upsilon_2 - c)\ 2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8542{,}65\ cm^4.$$

$M'_G = M_{ser} - N_{ser}\,(GG')$ avec $GG' = h/2 - \upsilon_1$ □ 0

□ $M'_G = M_{ser} = 1{,}232$ KN.m

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = \frac{1{,}232 \times 10^2}{2{,}2} = 56$ cm > $\frac{I_G}{B_0 \ \nu_2} = \frac{8542{,}65}{1034{,}65 \times 5} = 1{,}678$ cm

Alors la section est partiellement comprimée

- ***Etude de la section :***

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ *avec* $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- ***Détermination d'y1 :***

Pour déterminer y_1 on va résoudre l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$:

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc

$C = h/2 - e = 10/2 - 56 = -51$ cm < 0.

- ***Application numérique :***

$$\begin{cases} P = -7681{,}37\ cm^2 \\ q = 258187{,}14\ cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $Y_2{}^3 - 7681{,}37Y_2 + 258187{,}14 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27} = -4{,}84 \square 10^8 < 0$$

Donc :
$$\begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{P}} = -0{,}99 \square \varphi = 171{,}89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 101{,}20\ \ cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $Y_2 = \begin{cases} acos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 54{,}67\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -181{,}0_cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 46{,}41\ cm \end{cases}$

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

$$0 < Y_1 = Y_2 + C < d$$

Y_1 *: Distance entre la fibre la plus comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.*

Donc : $\begin{cases} y_2 = 54{,}67\ cm \\ y_1 = 3{,}67\ \ cm \end{cases}$

En revanche on a : $K = \frac{N_{ser}}{S'_G}$

Avec $S'_G = \frac{b\,Y_1{}^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)$

$S'_G = 540{,}73\ cm^3$

D'ou alors $K = \frac{2{,}2\ x\ 10^3}{540{,}73} = 4{,}07.10^{-3}\ N/mm^3$.

Donc $\sigma_b = k.y_1 = 4{,}07.10^{-3} x\ 36{,}7 = 0{,}149\ MPa$

$\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15\ x\ 4{,}07.10^{-3} x\ (75 - 36{,}7) = 2{,}33\ MPa$

Donc on obtient :

$\sigma_b = 0{,}149\ MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$ *(CV)*

$\sigma_s = 2{,}33 MPa \leq \bar{\sigma}_s = Min[\frac{2}{3} f_e = 266{,}66 MPa\ , 110\sqrt{\eta . f_{tj}} = 201{,}63 MPa\ ]$ *(CV)*

Donc on adoptera les sections calculées à ELU.

F. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction F qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0{,}9\,d}$$

$$F = 2{,}64 - \frac{1{,}848}{0{,}9 \cdot 0{,}075} = -24{,}73\ KN < 0$$

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

G-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ *telle que :*

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \ x \ d} = \frac{2{,}64 \ x \ 10^3}{1000 \ x \ 75} = 0{,}035\ MPa$

$\bar{\tau} = Min\ [\ 0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\ ] = 2{,}5\ MPa\ .$

D'où alors : $\tau_u = 0{,}03\ MPa \leq \bar{\tau} = 2{,}5\ MPa.$

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

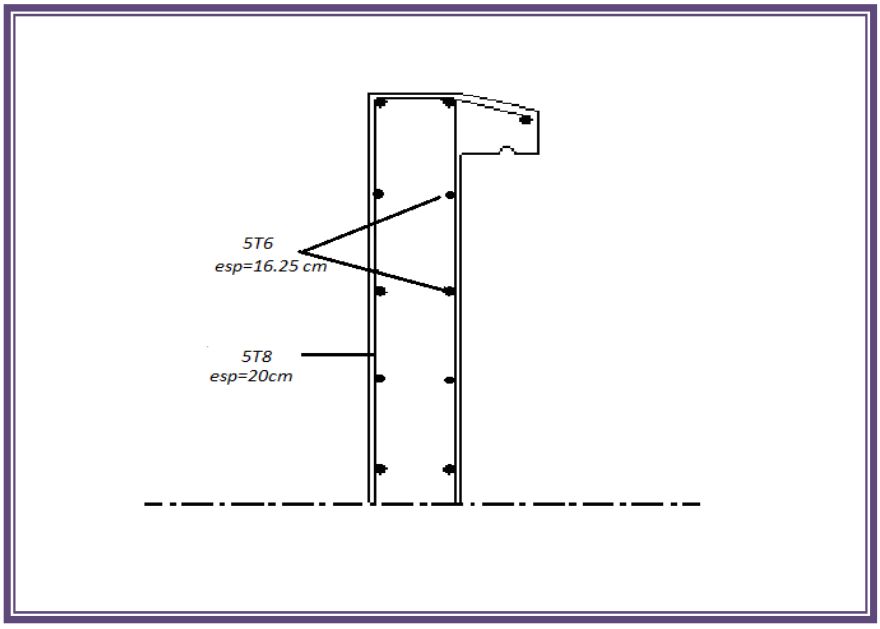


Figure III.3.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère.

III.3.Etude du plancher:

III.3.1. Plancher corps creux:

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des poutrelles en béton armé qui supportent les éléments de remplissage (entrevous ou corps creux, de dimension 16x20x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.3.1.a. Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- *Une section en T en travées.*
- *Une section rectangulaire aux appuis.*

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- *Avant coulage.*
- *Après coulage.*

i) Calcul avant coulage :

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

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

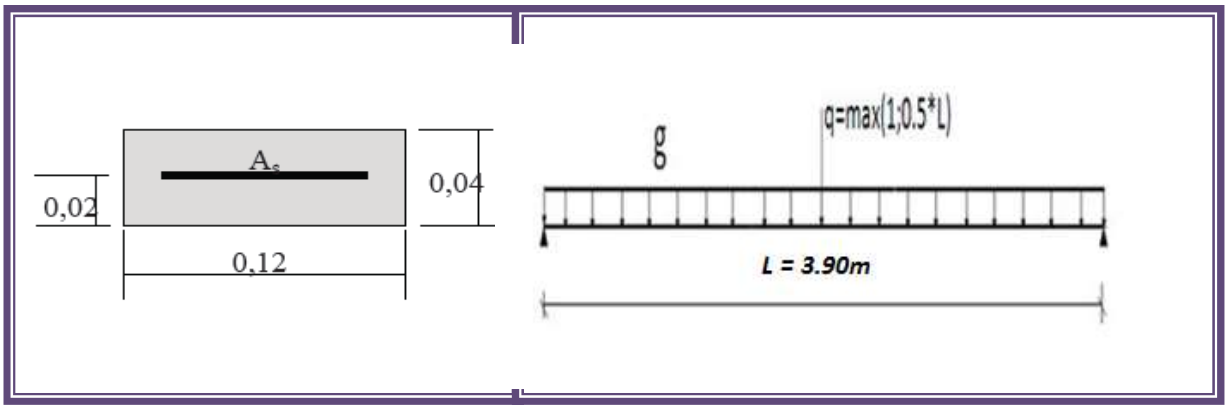


Figure III.4.Schéma de la poutrelle avant coulage.

- ***Evaluation des charges et surcharges:***

Tableau III.3: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	*G*
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	*0,77 KN/ml*
Poids du corps creux : 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitations	*Q*
Poids de l'ouvrier et les matériaux : {1KN, 0,5 KN/m de portée} = 1,95 KN	*1,95 KN*

- ***Calcul des moments à ELU :***

$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}46\ KN.m$

$M_Q = \frac{QL}{4} = 1{,}53\ KN.m$

Donc : $M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q = 4{,}82$ *KN.m.*

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc\ x\ \beta\ x\ d^2})} = \frac{4{,}82\ x\ 10^3}{14{,}2\ x\ 12\ x\ 2^2}$ □ $\mu = 7{,}07$ □ $\mu_l = 0{,}392$ □ $A' \neq 0$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

- ***Calcul des étaiements :***

➢ $f_G = \frac{5 P l^4}{384 E I}$

➢ $f_Q = \frac{P l^3}{48 E I}$

➢

➢ $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm$ *pour L >5m*

➢ $\bar{f} = \frac{L}{500}$ *pour L <5m*

Tableau III.4:Détermination du nombre d'étaiements

Nombre d'étaiements	*G (KN/ml)*	*Q (KN)*	*L (m)*	f_G *(mm)*	f_Q *(mm)*	$f = f_G + f_Q$ *(mm)*	$\bar{f}$ *(mm)*	$f \leq \bar{f}$
0	*0,77*	*1,95*	*3,90*	*113,25*	*117,66*	*230,91*	*7,8*	*CNV*
1			*1,95*	*7,07*	*14,70*	*21,77*	*3,9*	*CNV*
2			*1,30*	*1,39*	*4,35*	*5,74*	*2,6*	*CNV*
3			*0,975*	*0,44*	*1,83*	*2,27*	*1,95*	*CNV*
4			*0,780*	*0,18*	*0,94*	*1,12*	*1,56*	*CV*

- ***Conclusion :***

On doit disposer 4 étais.

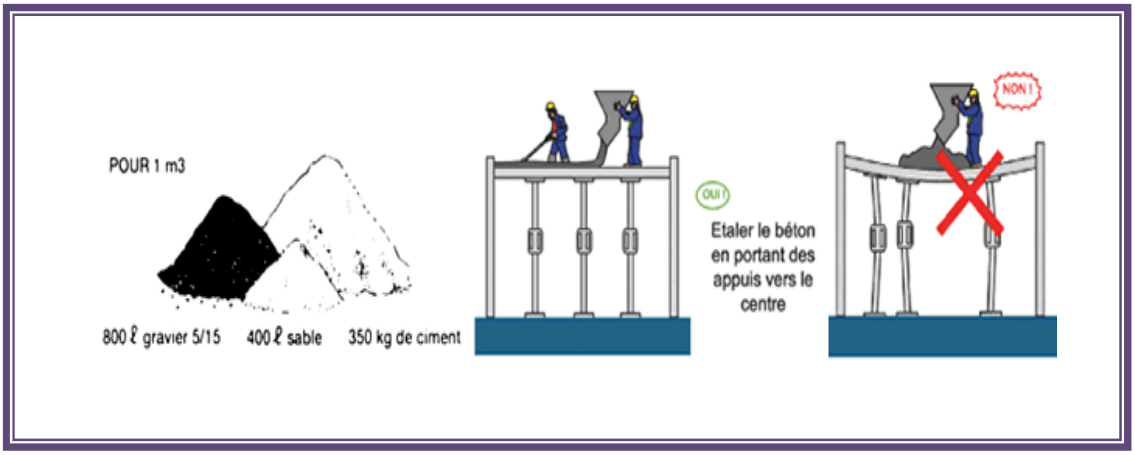


Figure III.5.Disposition des étaiements.

ii) Après coulage :

Tableau III. 5:Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

	$G\ (KN/m^2)$	$Q\ (KN/m^2)$	$P_u\ (KN/m)$	$P_{ser}\ (KN/m)$
Plancher terrasse	*6,32x0,65=4,108*	*1x0,65=0,65*	*6,52*	*4,758*
Plancher courant	*6x0,65=3,9*	*1,5x0,65=0,975*	*6,73*	*4,875*

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

Notre structure comporte trois types de poutrelles :

- *Poutrelle à une seule travée :*

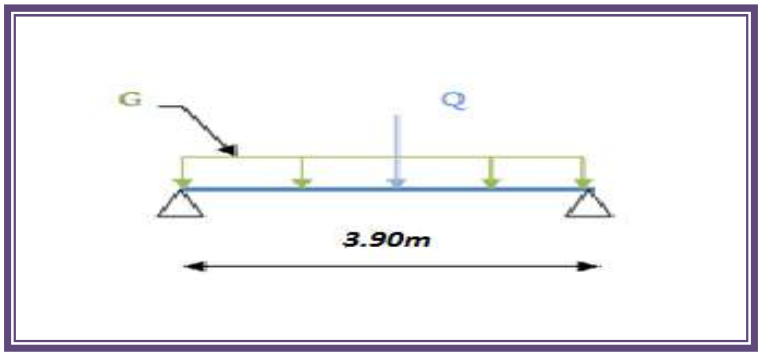


Figure III.6.Poutrelle à une seule travée

- *Poutrelle à deux travées :*

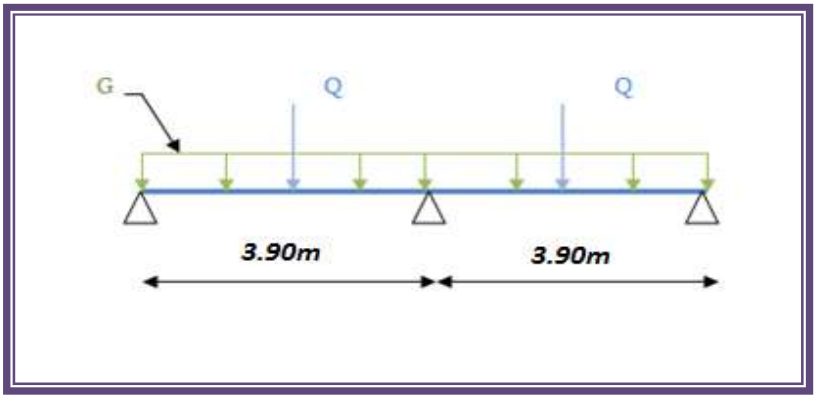


Figure III.7.Poutrelle à deux travées.

♣ *Poutrelle à quatre travées :*

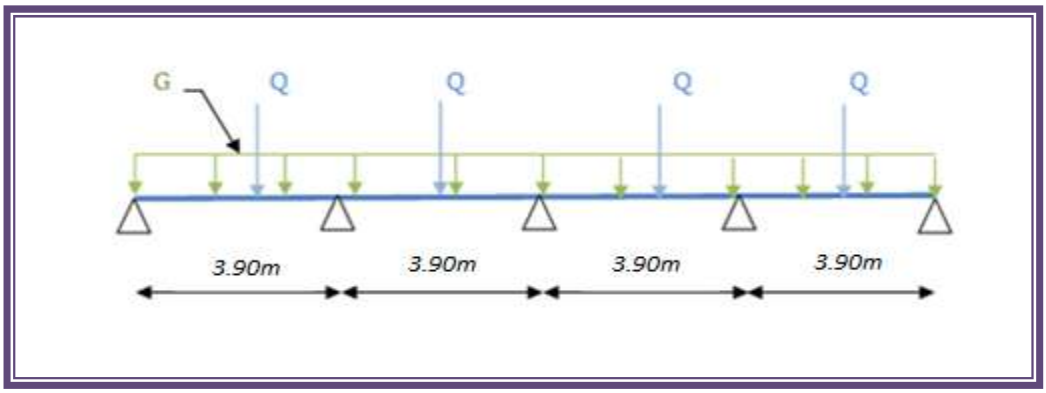


Figure III.8.Poutrelle à quatre travées.

- ***Méthode de calcul :***

ℑ ***la méthode forfaitaire :***

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- *La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².*

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

- *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*
- *La fissuration est peu nuisible.*

ℑ ***Exposé de la méthode :***

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

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

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

3) Pour les appuis:

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

Avec :

M_t *: Moment en travée.* M_e *: Moment max sur l'appui droit.*

M_ω *: Moment max sur l'appui gauche.* M_a *: Moment à l'appui.*

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

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

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

ℑ *Sollicitations de calcul :*

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 1,5\ KN/m^2 \leq Min\begin{cases}2G = 12\ KN/m^2\\5KN/m^2\end{cases}$ *(CV)*

- *L'inertie est constante pour toutes les travées :*

  $0,8 < L_i/L_{i+1} = 1 < 1,25$ *(CV)*

- *La fissuration est peu nuisible.* *(CV)*

Donc la solution ce fait par la méthode forfaitaire pour les trois types.

- ***1er type : poutrelles à une seule travée :***
-

a)Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III. 6 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	*AB*
M_0 *(KN.m)*	*12,79*
M_w *(KN.m)*	*2,56*
M_e *(KN.m)*	*2,56*
M_t *(KN.m)*	*11*
T_w *(KN)*	*13,12*
T_e *(KN)*	*-13,12*

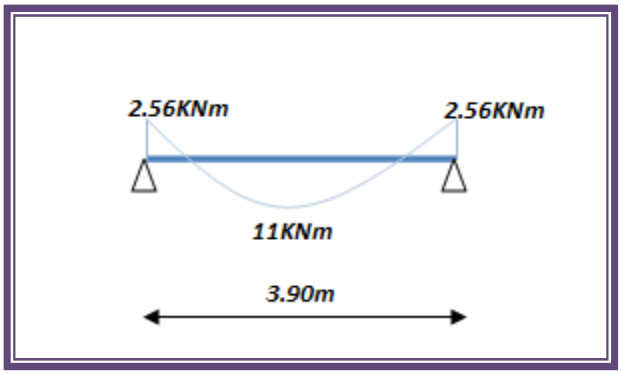


Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à une seule travée à l'ELU

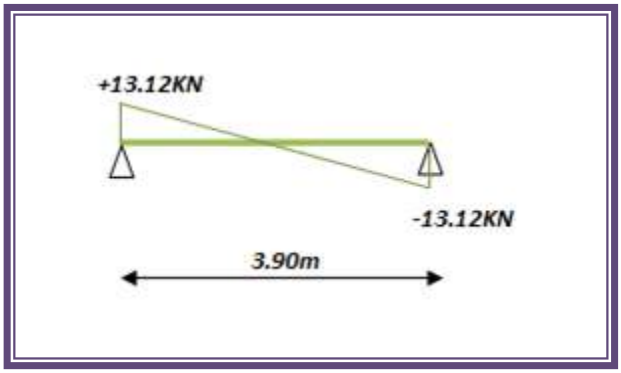


Figure III.10.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à une seule travée à l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite de service :

Tableau III. 7 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	*AB*
M_0 *(KN.m)*	*9,26*
M_w *(KN.m)*	*1,85*
M_e *(KN.m)*	*1,85*
M_t *(KN.m)*	*7,96*
T_w *(KN)*	*9,49*
T_e *(KN)*	*-9,49*

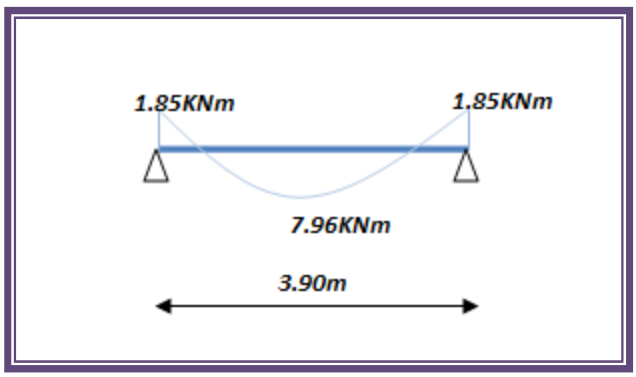


Figure III.11.Diagramme des moments des poutrelles à une seule travée à l'ELS

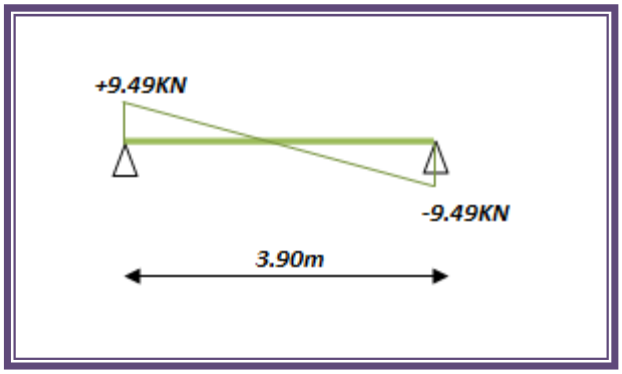


Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à une seule travée à l'ELS

- ***2eme type : poutrelles à deux travées :***

a)Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III. 8: Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	*AB*	*BC*
M_0 *(KN.m)*	*12,79*	*12,79*
M_w *(KN.m)*	*2,56*	*7,67*
M_e *(KN.m)*	*7,67*	*2,56*
M_t *(KN.m)*	*8,45*	*8,45*
T_w *(KN)*	*11,81*	*14,43*
T_e *(KN)*	*-14,43*	*-11,81*

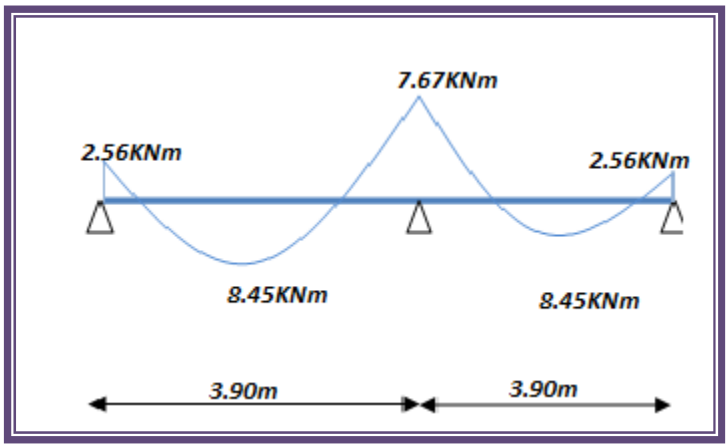


Figure III.13.Diagramme des moments des poutrelles à deux travées à l'ELU.

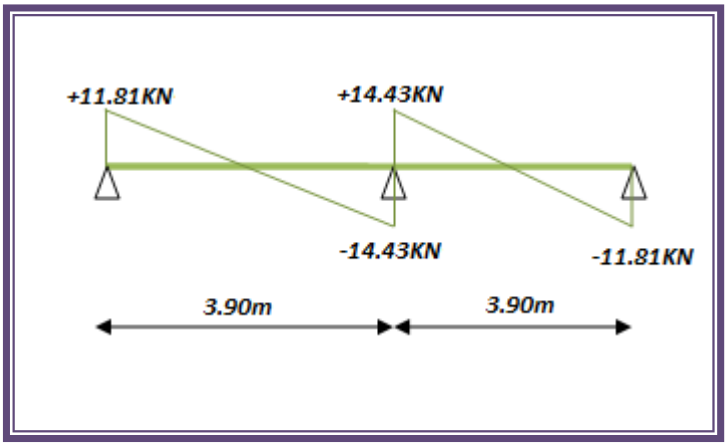


Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées à l'ELS.

b) Détermination des moments à l'état limite de service :

Tableau III. 9 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	*AB*	*BC*
M_0 *(KN.m)*	*9,26*	*9,26*
M_w *(KN.m)*	*1,85*	*5,55*
M_e *(KN.m)*	*5,55*	*1,85*
M_t *(KN.m)*	*6,11*	*6,11*
T_w *(KN)*	*8,55*	*10,44*
T_e *(KN)*	*-10,44*	*-8,55*

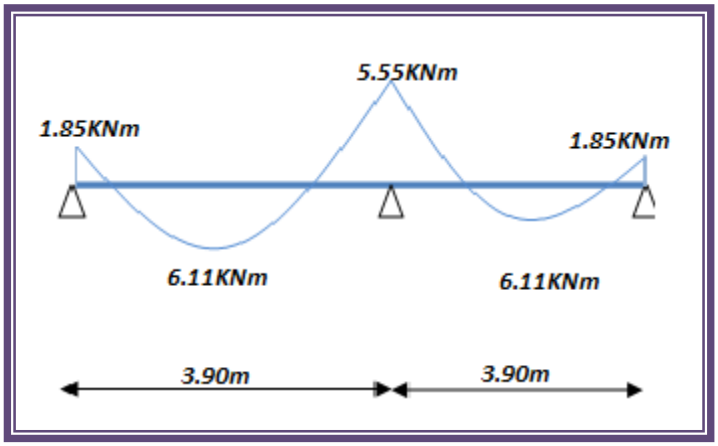


Figure III.15.Diagramme des moments des poutrelles à deux travées à l'ELS.

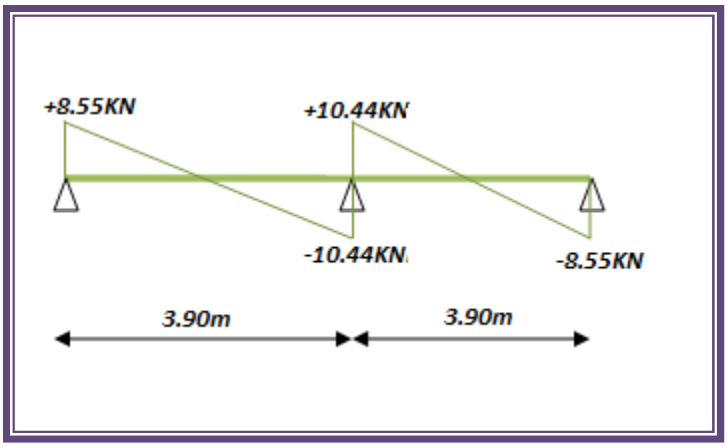


Figure III.16.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées à l'ELS.

- ***3eme type : poutrelles à quatre travées :***

a)Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III. 10 : Moments en appuis et en travées des poutrelle

Travée	*AB*	*BC*	*CD*	*DE*
M_0 (KN.m)	*12,79*	*12,79*	*12,79*	*12,79*
M_w (KN.m)	*2,56*	*6,39*	*5,11*	*6,39*
M_e (KN.m)	*6,39*	*5,11*	*6,39*	*2,56*
M_t (KN.m)	*9,09*	*7,81*	*7,81*	*9,09*
T_w (KN)	*12,14*	*13,45*	*12,79*	*14,10*
T_e (KN)	*-14,10*	*-12,79*	*-13,45*	*-12,14*

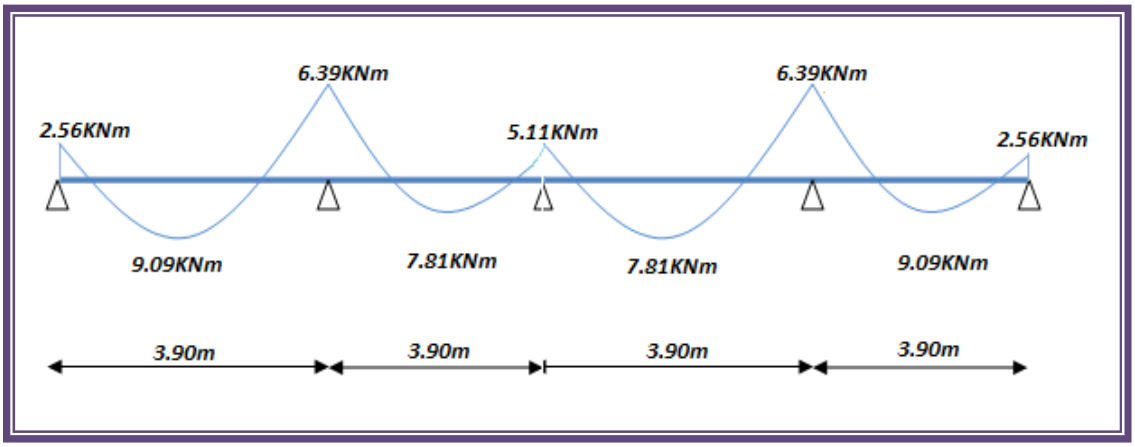


Figure III.17.Diagramme des moments des poutrelles à quatre travées à l'ELU.

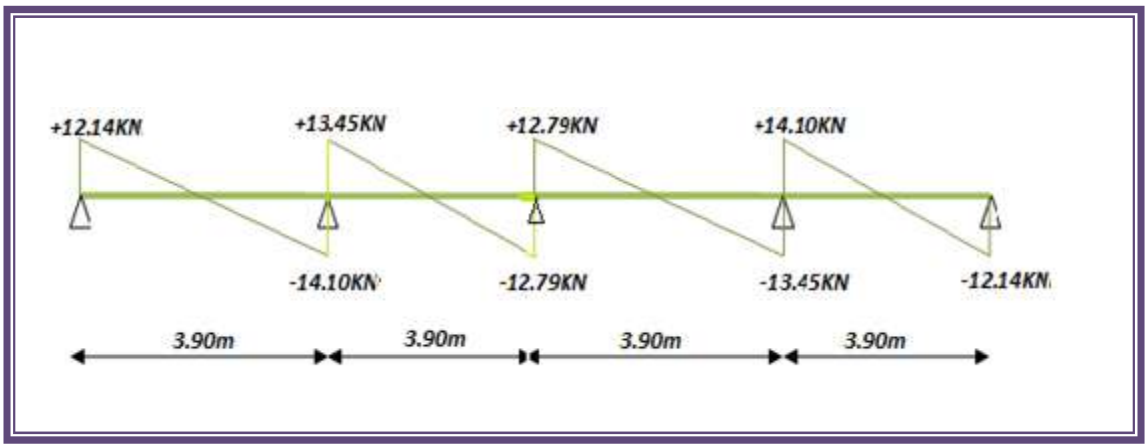


Figure III.18.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à quatre travées à l'ELU.

b) ***Détermination des moments à l'état limite de service :***

Tableau III. 11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	*AB*	*BC*	*CD*	*DE*
M_0 *(KN.m)*	*9,26*	*9,26*	*9,26*	*9,26*
M_w *(KN.m)*	*1,85*	*4,63*	*3,70*	*4,63*
M_e *(KN.m)*	*4,63*	*3,70*	*4,63*	*1,85*
M_t *(KN.m)*	*6,57*	*5,65*	*5,65*	*6,57*
T_w *(KN)*	*8,78*	*9,73*	*9,26*	*10,21*
T_e *(KN)*	*-10,21*	*-9,26*	*-9,73*	*-8,78*

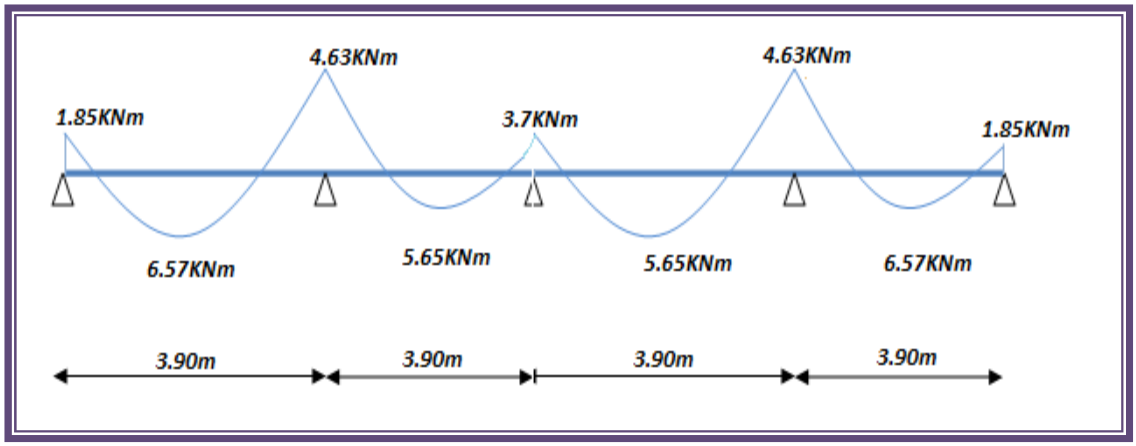


Figure III.19.Diagramme des moments des poutrelles à quatre travées à l'ELS.

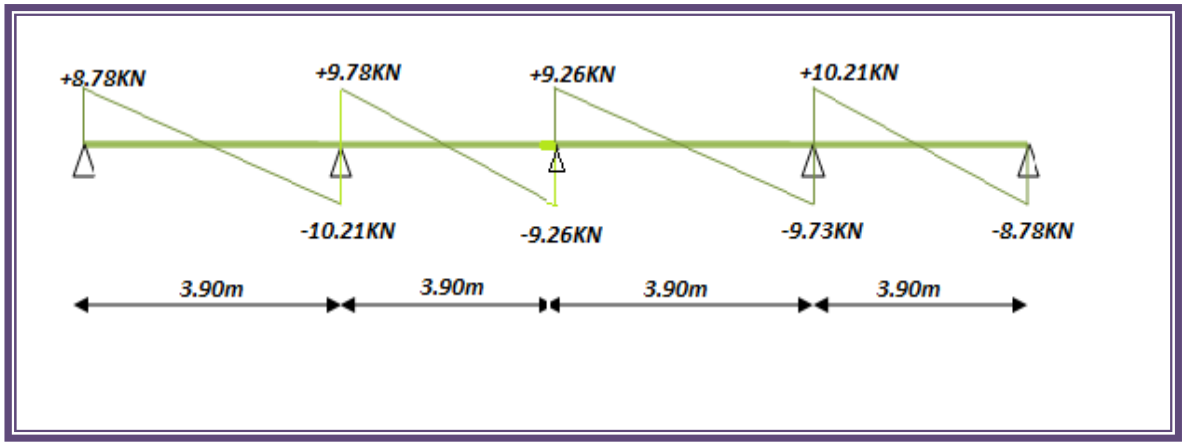


Figure III.20.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à quatre travées à l'ELS.

III.3.1.b .Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

On a: ELU: M_t^{max} *= 11 KN.m,* M_{app}^{max} *= 7,67 KN.m ,* T^{max} *= 14,43 KN.*

ELS: M_t^{max} *= 7,96 KN.m ,* M_{app}^{max} *= 5,55 KN.m .*

1) Armatures longitudinal :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

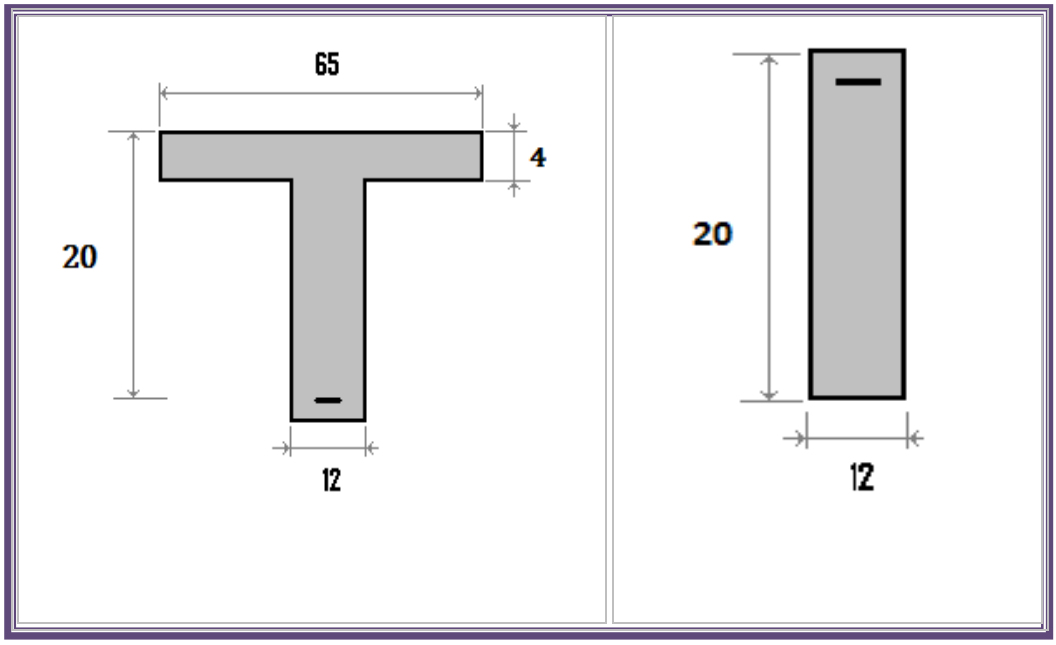


Figure III.21. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.12.Calcul des armatures

		En travée section T :	*Aux appuis section rectangulaire :*
ELU	M_u *(kN.m)*	*11*	*7,67*
	M_0 *(kN.m)*	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ *=59.07* $M_0 > M_u$ □ *l'axe neutre appartient à la table* □ *section rectangulaire*	*/*
	μ	*0,036*	*0,138*
	μ_l	*0,392*	*0,392*
	$\mu < \mu_l$	*oui*	*Oui*
	β	*0,982*	*0,925*
	A (cm²)	*1,79*	*1,32*
	Le choix	*3HA10= 2,35cm²*	*2HA10= 1,57cm²*
	B/1000	*1,3*	*0,24*
	A≥ B/1000	*CV*	*CV*
ELS	M_{ser} *(kN.m)*	*7,96*	*5,55*
	σb_{adm}*(Mpa)*	*15*	*15*
	y_1 *(cm)*	*3,95*	*6,67*
	I_G (cm^4)	*8293,75*	*4210,05*
	K (N/cm^3)	*0,096*	*0,131*
	σb (Mpa)	*3,79*	*8,73*
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	*CV*	*CV*

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

Tableau III.13.Récapitulation

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

2) Armatures transversales :

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

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètres des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \le Min\left\{\frac{h}{35};\phi_1;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \le 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ *=28,26 mm²*

a_t *: section d'une barre;*

n_t*: nombre des barres*

a_t*=0.28 cm²* *et* n_t*=2* ➔ $A_t = a_t n_t$*=0.56 cm².* A_t *= 2T6*

- **Section minimal d'armatures transversals :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4MPa. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1,24\ MPa \ge 0.4\ MPa \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.03Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0031 > 0.0001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: $K=1 \rightarrow$ *flexion simple et la fissuration est peu nuisible*

$\alpha=90°$ *Pour les armatures transversales*

- ***Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :***

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

$$\tau_u = \frac{V_{U\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14{,}43 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0.668\ MPa$$

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

Donc : $\tau_u = 0{,}66MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$ ⇒ *la section du béton existant peu équilibré l'effort tranchant.*

- ***Vérification préliminaire 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 :

- ♣ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \rightarrow \frac{20}{390} = 0{,}051 < 0{,}044$ *CV*
- ♣ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \rightarrow 0{,}051 < \frac{11}{15\ x\ 12{,}79} = 0{,}057$ *CNV*
- ♣ $\frac{A}{b_0\ x\ d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \rightarrow \frac{2{,}35}{12\ x\ 18} = 0{,}0108 > \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009$ *CNV*

Les conditions ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à calculer la flèche.

- ***Calcul de la flèche :***

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

$M_{ser} = 7{,}96\ kN.m$, $A = 2{,}35\ cm^2$, $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7{,}8\ mm$

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$ = 0,0108 d'où ρ_1 = 100 ρ = 1.08 □ β= 0.856

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{7,96\ x\ 10^6}{0,856\ x\ 2,35\ x\ 10^2 x\ 180}$ = 219,83 MPa

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75\ x\ 2,1}{4\ x\ 0,0108\ x\ 219,83\ +2,1}$ = 0,683

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05\ x\ 2,1}{\left(2+3\ x\frac{12}{65}\right).0,0108}$ = 3,80

$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i$ = 1,52

Détermination de l'axe neutre :

$$y_g = \frac{h_0.\frac{bh_0}{2} + b_0(h - h_0)\left(\frac{(h - h_0)}{2} + h_0\right) + nA_s d}{h_0 b + b_0(h - h_0) + nA_s}$$

$$y_g = \frac{4.\frac{65.4}{2} + 12(20 - 4)\left(\frac{(20 - 4)}{2} + 4\right) + 15.2,35.18}{4.65 + 12(20 - 4) + 15.2,35} = 7,09\ cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b.h_0^3}{12} + b.h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0(h - h_0)^3}{12} + b_0(h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} - y\right)^2 + 15A(d - y)^2$$

$$= \frac{65.4^3}{12} + 65.4\left(7,09 - \frac{4}{2}\right)^2 + \frac{12(20 - 4)^3}{12} + 12(20 - 4)\left(\frac{20 - 4}{2} - 7,09\right)^2$$

$$+ 15.2,35(18 - 7,09)^2 = 15533,5\ cm^4$$

Moment d'inertie fictif :

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 1,1.\frac{15533,5}{1+(1,52.0,683)}$ = 8383,46 cm^4

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1,1.\frac{15533,5}{1+(3,8.0,683)}$ = 4752,42 cm^4

$E_i = 32164{,}19\ MPa$, $E_v = 10818{,}86\ MPa$

Déformation instantanée de longue durée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{7{,}96.10^6.3900^2}{10.32164{,}19.4752{,}42.10^4} = 7{,}92\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{7{,}96.10^6.3900^2}{10.10818{,}86.8383{,}46.10^4} = 13{,}35\ mm$$

$\Delta f = f_v - f_i = 13{,}35 - 7{,}92 = 5{,}43\ mm$

$\Delta f = 5{,}43\ mm < \bar{f} = 7{,}8\ mm$ (CV)

Donc on garde la même section d'armature 3HA10 et un plancher 16+4.

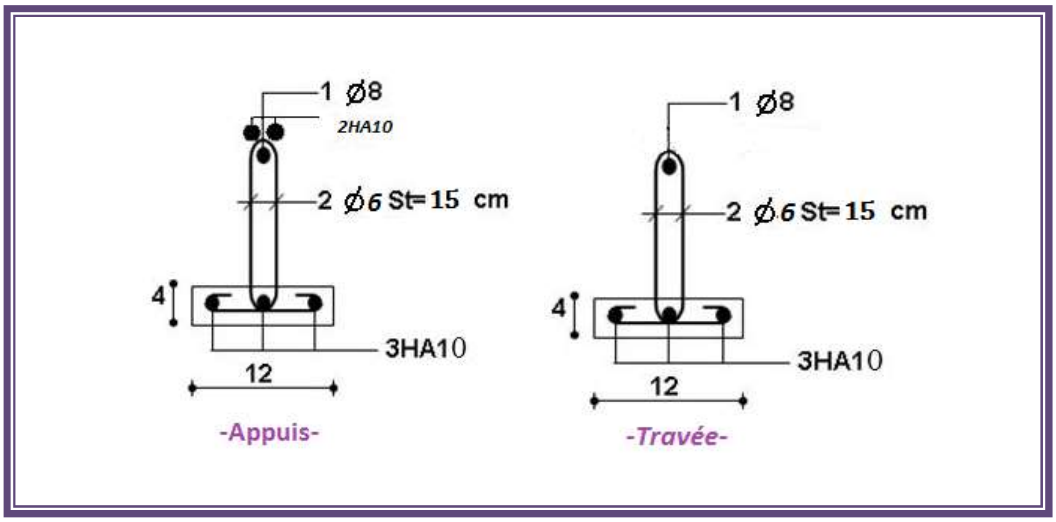


Figure III.22.Ferraillage des poutrelles.

III.3.1.c. Calcul de 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 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

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

  20 cm ***[1]***

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

  33 cm ***[1]***

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad \textbf{[1]}$$

Avec :

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

  50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm

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

$Al \geq \frac{At}{2}$ ***[1]***

Donc : $A_t = \frac{4L}{fe} = \frac{4.65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$

Alors: $A_t = 5\ Ø6 = 1{,}41\ cm^2/ml$

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$

Armatures de répartitions:

$A_2 = \frac{A_t}{2} = 0{,}705\ cm^2$ *Soit : 5 Ø6 = 1,41* cm^2 */ml* → $S_t = 20\ cm$.

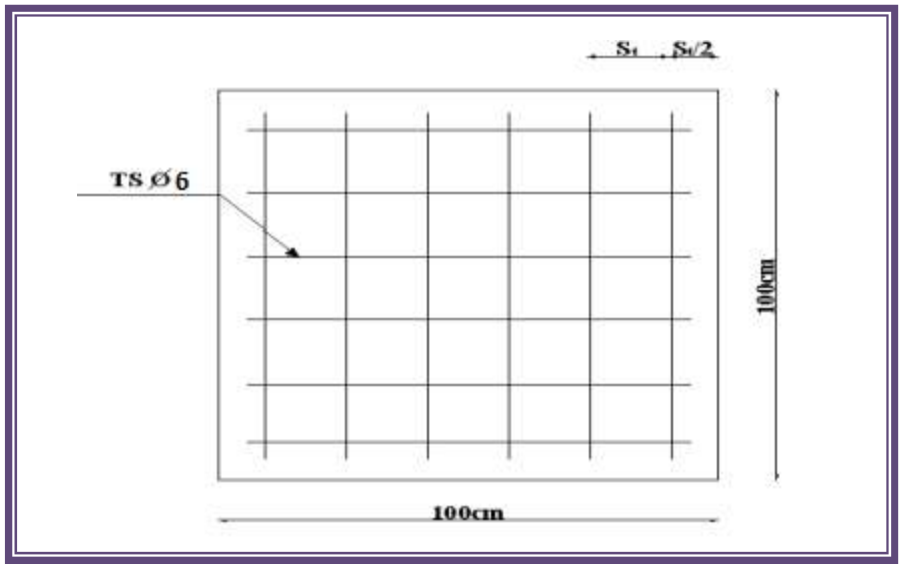


Figure III.23.Ferraillage de la dalle de compression.

III.3.2.Les dalles pleines :

III.3.2.a. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inferieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.3.2.b. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.
Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- *Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.*
- *Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.*
- *Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.*
- *L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.*

III.3.2.c. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

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

***III.3.2.d. Evaluation des sollicitations** :*

Tableau III.14.Evaluations des sollicitations

	$G\ (KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	q_u	q_{ser}
Terrasse	*7,27*	*1*	*11,31*	*8,27*
Etage courant	*6,95*	*3,5*	*14,63*	*10,45*

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant.

a) Calcul du 1er type de dalle pleine : *(dalle reposant sur 3 appuis) :*

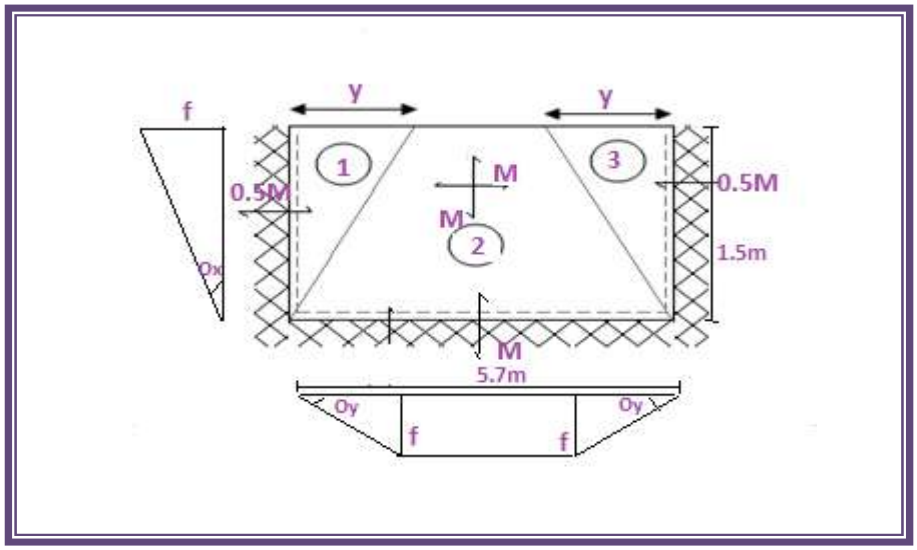


Figure III.24.Dalle pleine reposant sur 3 appuis.

♣ ***Travail externe***

Tableau III.15.Travail externe.

Eléments	***Aire de chargement***	***déplacement de CG***	***travail externe pour une charge q_u***
1	*0,75 y*	*f/3*	*$0,25.y.f.q_u$*
2	*2.(0,75 y)*	*f/3*	*$0,5.y.f.q_u$*
	(5,7-2y).1,5	*f/2*	*$0,75(5,7-2y).f.q_u$*
3	*0,75y*	*f/3*	*$0,25.y.f.q_u$*
∑			*$f.q_u.(4,275-0,5y)$*

♣ ***Travail interne***

Tableau III.16.Travail interne.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur de ligne de rupture L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,5.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M.f/y*
2	+	*M*	*2y*	*f/1,5*	*1,33.M.y.f*
	-	*M*	*5,70*	*f/1,5*	*3,8.M.y.f*
3	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,5.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M.f/y*
∑					*M.f.(4,5/y +1,33y +3,8)*

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ***: (Σ Text= Σ Tint)***

f.qu. (4,275-0,5y) = M.f.(4,5/y +1,33y+3,8)

$M = qu\frac{(4,275-0,5y)}{(4,5/y+1,33y+3,8)}$

$\frac{dM}{dy} = 0$ □ *y =1,32 m*

Donc :

$$\left.\begin{matrix} M_u = 0{,}4\, q_u \\ M_{ser} = 0{,}4\, q_{ser} \end{matrix}\right\} \quad \square \quad \left\{\begin{matrix} M_u = 0{,}4\, x\, 14{,}63 = 5{,}85\, KN.m \\ M_{ser} = 0{,}4\, x\, 10{,}45 = 4{,}18\, KN.m \end{matrix}\right.$$

En travée :

$$\left.\begin{matrix} M_{ut} = 5{,}85\, KN.m \\ M_{ser\,t} = 4{,}18\, KN.m \end{matrix}\right\}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{ua} = 0{,}5\ x\ 5{,}85 = 2{,}92\ KN.m \\ M_{ser\,a} = 0{,}5\ x\ 4{,}18 = 2{,}09\ KN.m \end{cases}$$

a.1) Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa};\ \overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}.$

b= 100cm, h= 15cm, c= 2cm.

On a $\frac{lx}{ly} = \frac{1{,}5}{5{,}7}$ *=0.26<0.4 donc la dalle travaille suivant une seule direction.*

Tableau III.17.Ferraillage de la dalle pleine.

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	espacement	A_{rep} (cm²)	espacement
En travée	5,85	1,36	0,00	1,5	5HA10	20	4HA10	25
En appuis	2,92	0,67	0,00	1,5	5HA10	20	4HA10	25

♣ ***Vérifications :***

- ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases}$ □ S_{tadm} = 33 cm

Soit $\begin{cases} S_{t1} = 20cm \\ S_{t2} = 25cm \end{cases}$ *< 33 cm (CV)*

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0{,}07\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $V_U = \frac{q_u\ L_X}{2}$

$$\tau_u = 0{,}087MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16MPa \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau.III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	
Travée	4,18	2,20	92,56	15	202	CV
Appuis	2,09	1,11	46,97	15	202	

b) Calcul du 2eme type de dalle pleine : *(dalle reposant sur 2 appuis) :*

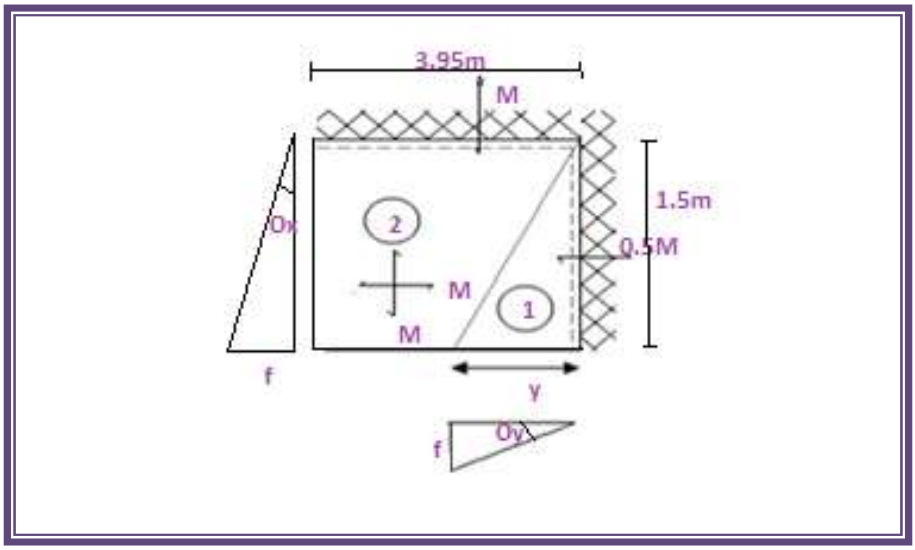


Figure III.25.Dalle pleine reposant sur 2 appuis.

♣ ***Travail externe***

Tableau III.19.Travail externe.

Eléments	***Aire de chargement***	***Déplacement de CG***	***Travail externe pour une charge q_u***
1	*0,75 y*	*f/3*	*$0,25.y.f.q_u$*
2	*0,75 y*	*f/3*	*$0,25.y.f.q_u$*
	(3,95-y).1,5	*f/2*	*$(2,96-0,75y).f.q_u$*
∑			*$f.q_u.(2,96-0,25y)$*

♣ ***Travail interne***

Tableau III.20.Travail interne.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur de ligne de rupture L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,5.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M.f/y*
2	+	*M*	*y*	*f/1,5*	*0,66.M.y.f*
	-	*M*	*3,95*	*f/1,5*	*2,63.M.y.f*
∑					*M.f.(2,25/y +0,66y +2,63)*

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ***: (Σ Text= Σ Tint)***

$f.q_u.\ (2{,}96\text{-}0{,}25y) = M.f.(2{,}25/y + 0{,}66y + 2{,}63)$

$M = qu\dfrac{(2{,}96-0{,}25y)}{(2{,}25/y + 0{,}66y + 2{,}63)}$

$\dfrac{dM}{dy} = 0$ □ $y = 1{,}39\ m$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0{,}5\ q_u \\ M_{ser} = 0{,}5\ q_{ser} \end{cases} \square \begin{cases} M_u = 0{,}5\ x\ 14{,}63 = 7{,}31\ KN.m \\ M_{ser} = 0{,}5\ x\ 10{,}45 = 5{,}22\ KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ut} = 7{,}31\ KN.m \\ M_{ser\,t} = 5{,}22\ KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{ua} = 0{,}5\ x\ 7{,}31 = 3{,}65\ KN.m \\ M_{ser\,a} = 0{,}5\ x\ 5{,}22 = 2{,}61\ KN.m \end{cases}$$

b.1) Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa};\ \overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}.$

b= 100cm, h= 15cm, c= 2cm.

On a $\frac{lx}{ly} = \frac{1{,}5}{3{,}95} = 0.37 < 0.4$ *donc la dalle travaille suivant une seule direction*

Tableau III.21.Ferraillage de la dalle pleine.

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	espacement	A_{rep} (cm²)	espacement
En travée	7,31	1,71	0,00	1,5	5HA10	20	4HA10	25
En appuis	3,65	0,84	0,00	1,5	5HA10	20	4HA10	25

♣ ***Vérifications :***

- ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases}$ □ $S_{tadm} = 33\ cm$

Soit □ $\begin{cases} S_{t1} = 20cm \\ S_{t2} = 25cm \end{cases}$ < *33 cm* *(CV)*

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0{,}07\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u\ L_X}{2}$$

$$\tau_u = 0{,}087MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau.III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	
Travée	5,22	2,76	116,04	15	202	CV
Appuis	2,61	1,38	58,02	15	202	

c) Calcul du 3eme type de dalle pleine : *(dalle reposant sur 2 appuis) :*

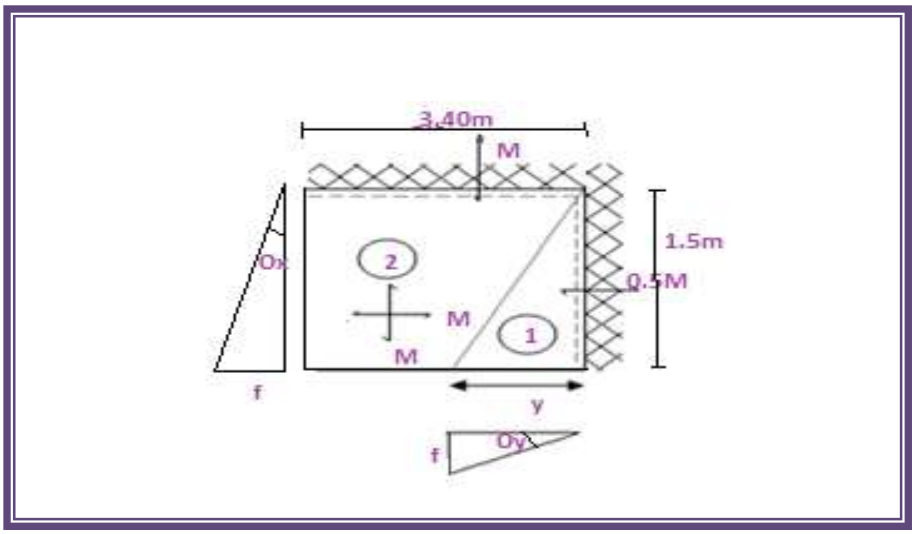


Figure III.26.Dalle pleine reposant sur 2 appuis.

♣ ***Travail externe***

Tableau III.23.Travail externe.

Eléments	***Aire de chargement***	***Déplacement de CG***	***Travail externe pour une charge q_u***
1	*0,75 y*	*f/3*	*0,25.y.f.q_u*
2	*0,75 y*	*f/3*	*0,25.y.f.q_u*
	(3,40-y).1,5	*f/2*	*(2,55-0,75y).f.q_u*
∑			*f.q_u. (2,55-0,25y)*

♣ ***Travail interne***

Tableau III.24.Travail interne.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur de ligne de rupture L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,5.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M.f/y*
2	+	*M*	*y*	*f/1,5*	*0,66.M.y.f*
	-	*M*	*3,40*	*f/1,5*	*2,26.M.y.f*
∑					*M.f.(2,25/y +0,66y +2,26)*

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ***: (Σ Text= Σ Tint)***

$f.q_u.\ (2{,}55\text{-}0{,}25y) = M.f.\ (2{,}25/y + 0{,}66y + 2{,}26)$

$M = qu\dfrac{(2{,}55-0{,}25y)}{(2{,}25/y + 0{,}66y + 2{,}26)}$

$\dfrac{dM}{dy} = 0$ □ *y =1,36 m*

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0{,}46\ q_u \\ M_{ser} = 0{,}46\ q_{ser} \end{cases} \square \begin{cases} M_u = 0{,}46\ x\ 14{,}63 = 6{,}73\ KN.m \\ M_{ser} = 0{,}46\ x\ 10{,}45 = 4{,}80\ KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ut} = 6{,}73\ KN.m \\ M_{ser\,t} = 4{,}80\ KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{ua} = 0{,}5\ x\ 6{,}73 = 3{,}36\ KN.m \\ M_{ser\,a} = 0{,}5\ x\ 4{,}80 = 2{,}40\ KN.m \end{cases}$$

c.1) Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa};\ \overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}.$

b= 100cm, h= 15cm, c= 2cm.

On a $\frac{lx}{ly} = \frac{1{,}5}{3{,}40}$ *=0.44 > 0.4 donc la dalle travaille suivant deux directions*

Tableau III.25.Ferraillage de la dalle pleine.

		M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	espacement
Sens x	En travée	6,73	1,57	0,00	1,5	5HA10	20
	En appuis	3,36	0,77	0,00	1,5	5HA10	20
Sens y	En travée	6,73	1,71	0,00	1,5	5HA10	20
	En appuis	3,36	0,84	0,00	1,5	5HA10	20

♣ ***Vérifications :***

- ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$S_{t\,adm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases}$ ⇨ $S_{t\,adm} = 33\ cm$

$S_{a\,adm} \leq Min\begin{cases} 4h = 60cm \\ 40cm \end{cases}$ ⇨ $S_{a\,adm} = 40\ cm$

$Soit \Rightarrow \begin{cases} S_t = 20cm \\ S_a = 20cm \end{cases}$ < 33 cm (CV)

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 8{,}98KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{8{,}98 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.071\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \quad (CV)$$

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 7{,}31KN$$

$$\tau_u = \frac{7{,}31 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.063\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau.III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser}(KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	
Sens x	Travée	4,80	2,53	106,37	15	202	CV
	Appuis	2,40	1,25	52,49	15	202	
Sens y	Travée	4,80	2,91	116,76	15	202	CV
	Appuis	2,40	1,44	57,75	15	202	

III.4.Etude de la dalle machine :

III.4.1.Introduction :

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

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

III.4.2.Prédimensionnement :

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

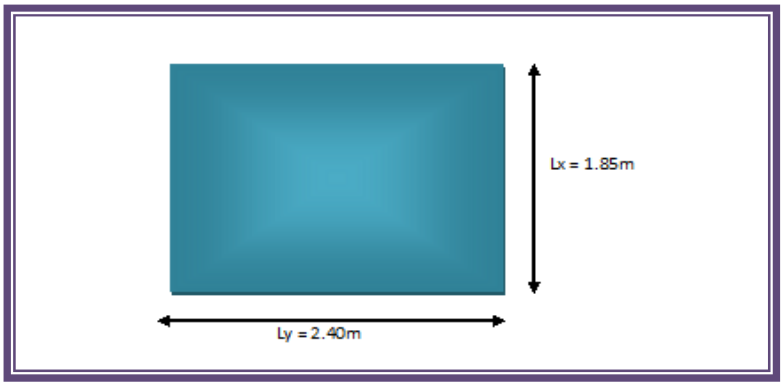


Figure III.27.Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- ***Résistance à la flexion : [1]***

$$\frac{L_x}{45} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{185}{45} \le e \le \frac{185}{40} \Rightarrow 4{,}11cm \le e \le 4{,}62cm$$

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

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

III.4.3.Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations :

III.4.3.1.Charges permanentes :

- *Poids propre de la dalle : 0,25 x 25 = 6,25 KN/m^2.*
- *Poids de la machine supportée :*
- *q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées*

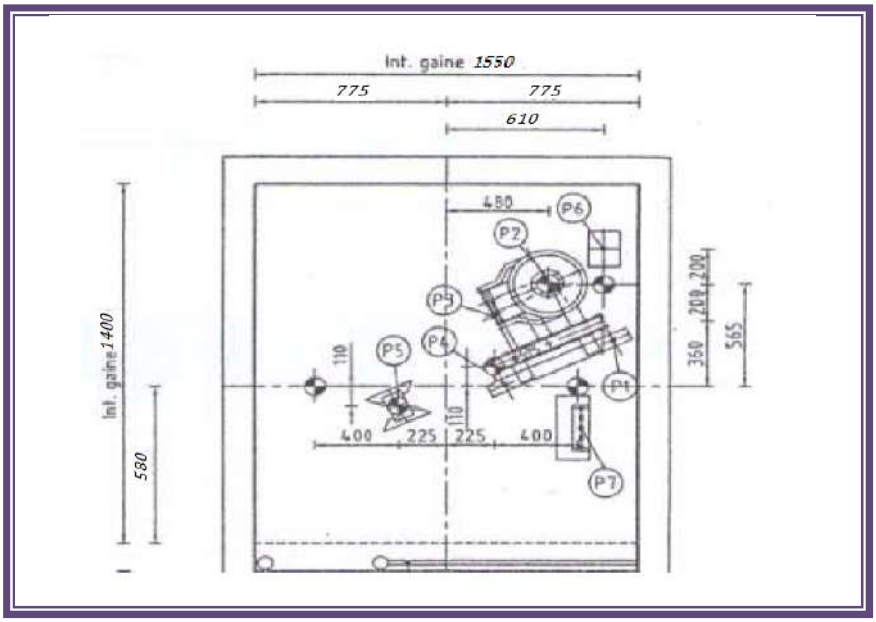


Figure.III.28.Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau.III.27.Poids de la machine.

P (KN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
4,5	3,5	7	9	12,5	10	2,3

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 10{,}99 kN/m^2$$

$G_t = 6{,}25 + 10{,}99 = 17{,}24\ KN/m^2$

III.4.3.2.Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q = 5kN/m^2$

III.4.3.3. Détermination des charges de la dalle:

Tableau.III.28.Détermination des charges de la dalle

$G\ (kN/m^2)$	$Q\ (kN/m^2)$	$P_U\ (kN/m^2)$	$P_{Ser}(kN/m^2)$
17,24	5	30,77	22,24

III.4.4.Calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.85}{2{,}40} = 0.77$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture.

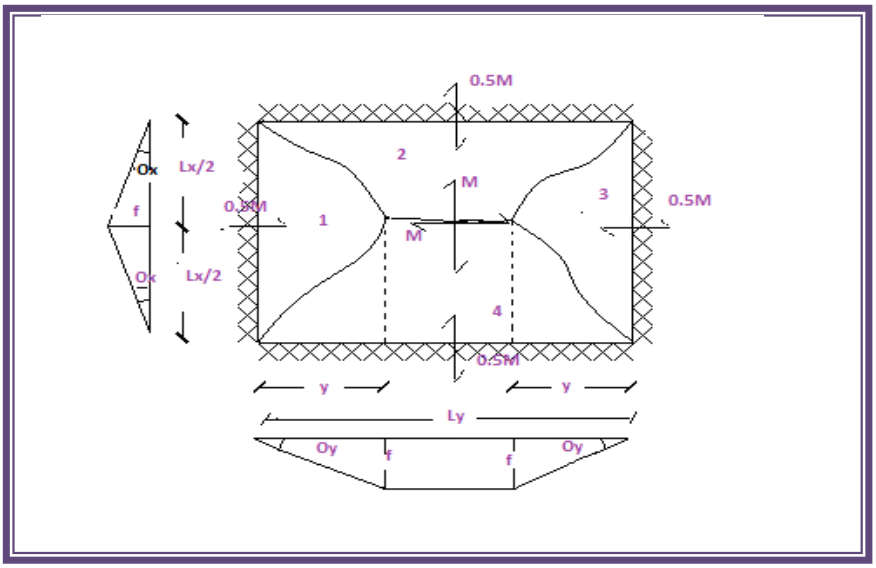


Figure.III.29.Dalle reposant sur 4 appuis.

♣ ***Travail externe***

Tableau III.29.Travail externe.

Eléments	***Aire de chargement***	***Déplacement de CG***	***Travail externe pour une charge q_u***
1	*0,925y*	*f/3*	*$0,31.y.f.q_u$*
2	*(2,4-2y)0,925*	*f/2*	*$0,462.(2,4-2y).f.q_u$*
	2(0,46y)	*f/3*	*$0,31.y.f.q_u$*
3	*0,925y*	*f/3*	*$0,31.y.f.q_u$*
4	*(2,4-2y) 0,925*	*f/2*	*$0,462.(2,4-2y).f.q_u$*
	2(0,46y)	*f/3*	*$0,31.y.f.q_u$*
∑			*$f.q_u.(2,22-0,61y)$*

♣ ***Travail interne***

Tableau III.30.Travail interne.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur de ligne de rupture L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,85*	*f/y*	*1,85.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,85*	*f/y*	*0,925.M.f/y*
2	+	*M*	*2,4*	*2f/1,85*	*2,59.M.f*
	-	*0,5M*	*2,4*	*2f/1,85*	*1,29.M.f*
3	+	*M*	*1,85*	*f/y*	*1,85.M.f/y*
	-	*0.5M*	*1,85*	*f/y*	*0,925.M.f/y*
4	+	*M*	*2,4*	*2f/1,85*	*2,59.M.f*
	-	*0,5M*	*2,4*	*2f/1,85*	*1,29.M.f*
∑					*M.f.(5,55/y+7,76)*

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ***: (Σ Text= Σ Tint)***

$f.q_u.((2,22-0,61y))= M.f.(5,55/y+7,76))$

$M= qu\frac{(2,22-0,61y)}{(5,55/y+7,76)}$

$\frac{dM}{dy} = 0$ □ *y =1,06 m*

Donc :

$$\left.\begin{matrix} M_u = 0{,}12\ q_u \\ M_{ser} = 0{,}12\ q_{ser} \end{matrix}\right\} \quad \square \quad \left\{\begin{matrix} M_u = 0{,}12\ x\ 30{,}77 = 3{,}69\ KN.m \\ M_{ser} = 0{,}12\ x\ 22{,}24 = 2{,}66\ KN.m \end{matrix}\right.$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ut} = 3{,}69\ KN.m \\ M_{ser\,t} = 2{,}66\ KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{ua} = 0{,}5\ x\ 3{,}69 = 1{,}84\ KN.m \\ M_{ser\,a} = 0{,}5\ x\ 2{,}66 = 1{,}33\ KN.m \end{cases}$$

1) Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}$.

b= 100cm, h= 25cm, c= 2cm.

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

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant

Tableau III.31.Ferraillage de la dalle pleine.

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	3,69	0,005	0,998	0,472	0,00	2,5
	En appuis	1,84	0,0025	0,999	0,235	0,00	2,5
Sens y	En travée	3,69	0,005	0,998	0,494	0,00	2,5
	En appuis	1,84	0,0028	0,999	0,246	0,00	2,5

♣ ***Vérifications :***

- ***Condition de non fragilité :***

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

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 5HA10 = 3{,}92\ cm^2 \\ A_y = 5HA10 = 3{,}92\ cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 5HA10 = 3{,}92\ cm^2 \\ A_y = 5HA10 = 3{,}92\ cm^2 \end{cases}$

- ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$S_{t\,adm} \leq Min\begin{cases} 3h = 75cm \\ 33cm \end{cases}$ □ $S_{t\,adm}$ = 33 cm

$S_{a\,adm} \leq Min\begin{cases} 4h = 100cm \\ 40cm \end{cases}$ □ $S_{a\,adm}$ = 40 cm

Soit □ $\begin{cases} S_t = 20cm \\ S_a = 20cm \end{cases}$ < 33 cm (CV)

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que :

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 20{,}54KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{20{,}54 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.0913\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\text{MPa} \quad (CV)$$

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 18{,}97KN$$

$$\tau_u = \frac{18{,}97 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.0882\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau.III.32. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	Travée	2,66	3,92	4,58	22084,62	0,012	0,55	CV
	Appuis	1,33	3,92	4,58	22084,62	0,006	0,27	CV
Sens y	Travée	2,66	3,92	4,47	20030,38	0,013	0,58	CV
	Appuis	1,33	3,92	4,47	20030,38	0,006	0,26	CV

- ***Vérification de la flèche :***

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

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}135 > 0{,}05 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ldots \text{vérifiée} \\ 0{,}135 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \text{vérifiée} \\ 1.746.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots \ldots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

- ***Vérification de non poinçonnement :***

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

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

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u*= 125 KN ,* γ_b *= 1.5 ,* f_{cj} *= 25 MPa ,* *h = 25 cm*

Uc = 2(u + v)

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

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

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

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u *= 125 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =187.5 KN…… (c.v)*

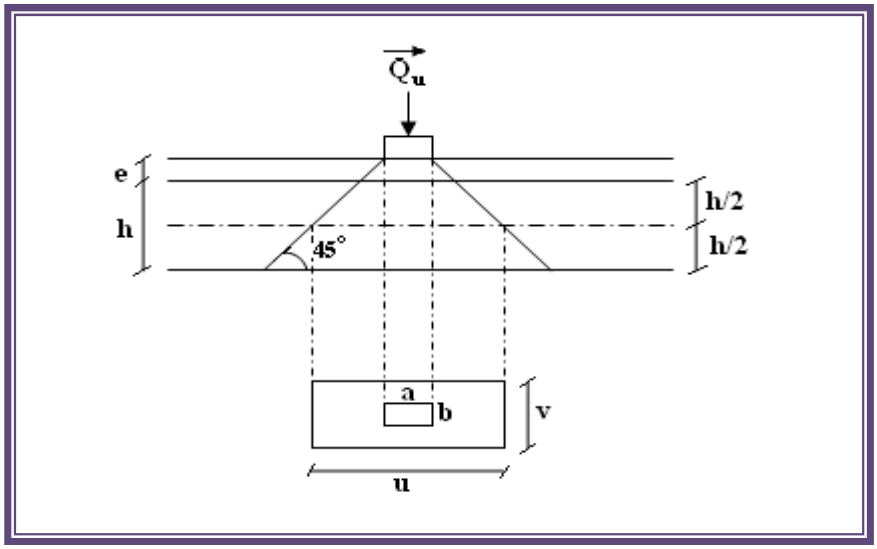


Figure.III.30.Vérification de non poinçonnement.

III.5.Escalier :

III.5.1.Introduction :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitué d'une suite de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction Il doit donc être ergonomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier balancé a double quartier tournant avec une hauteur différente entre l'entre sols et les étages.

La figure suivante montre les différents éléments qui constituent un escalier :

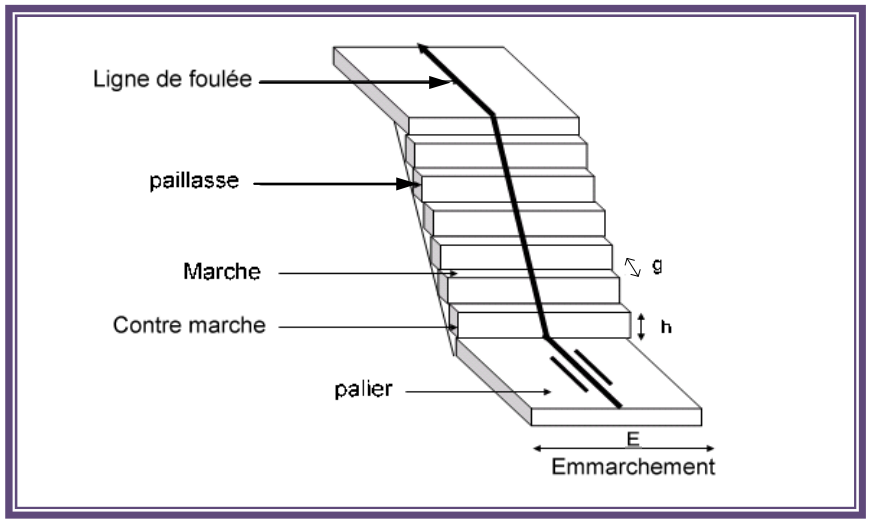


Figure III.31.Représentation d'un escalier.

III.5.2.Méthode de dimensionnement des escaliers balancés :

Pour tracé des escaliers à quartier tournant on pratique ce que l'on appelle le balancement des marches, qui consiste en une variation graduelle de la dimension du collet, d'un minimum c à un maximum égale à g, on constate que les marches droites ont au collet une largeur égale au giron, alors que les rayonnantes ont un collet très étroit. Le but du balancement est d'atténuer cette différence en passant progressivement de la largeur réduite à la largeur normale. Les détailles de cette méthode sont tracé graphiquement comme suite :

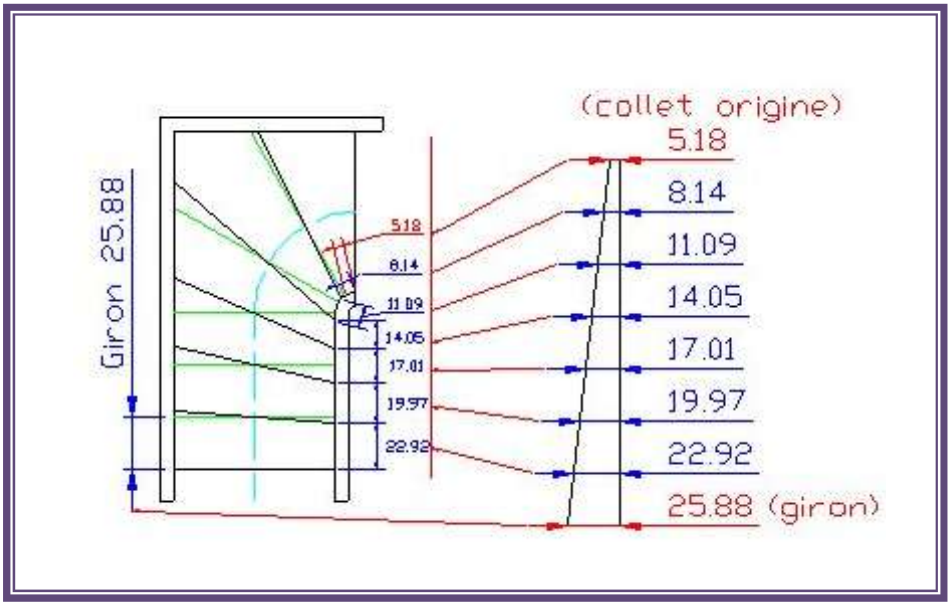


Figure III.32.Méthode de dimensionnement de l'escalier balancé.

III.5.3.Prédimentionnement :

Parmi les composants d'un ouvrage de construction, l'escalier pose quelquefois à l'ingénieur de structures de délicats problèmes liés aux appuis de reports des charges , notre escalier ce caractérise par une longueur importante de 10,10m entre paillasse et palier, qui repose sur deux appuis seulement, pour cela on a opté pour la création de deux consoles disposées de hauteur différentes suivant la disposition des marches afin de créer deus appuis supplémentaires qui vont alléger les charges sur les deux existants, les figures suivantes montre les détailles de la disposition des consoles :

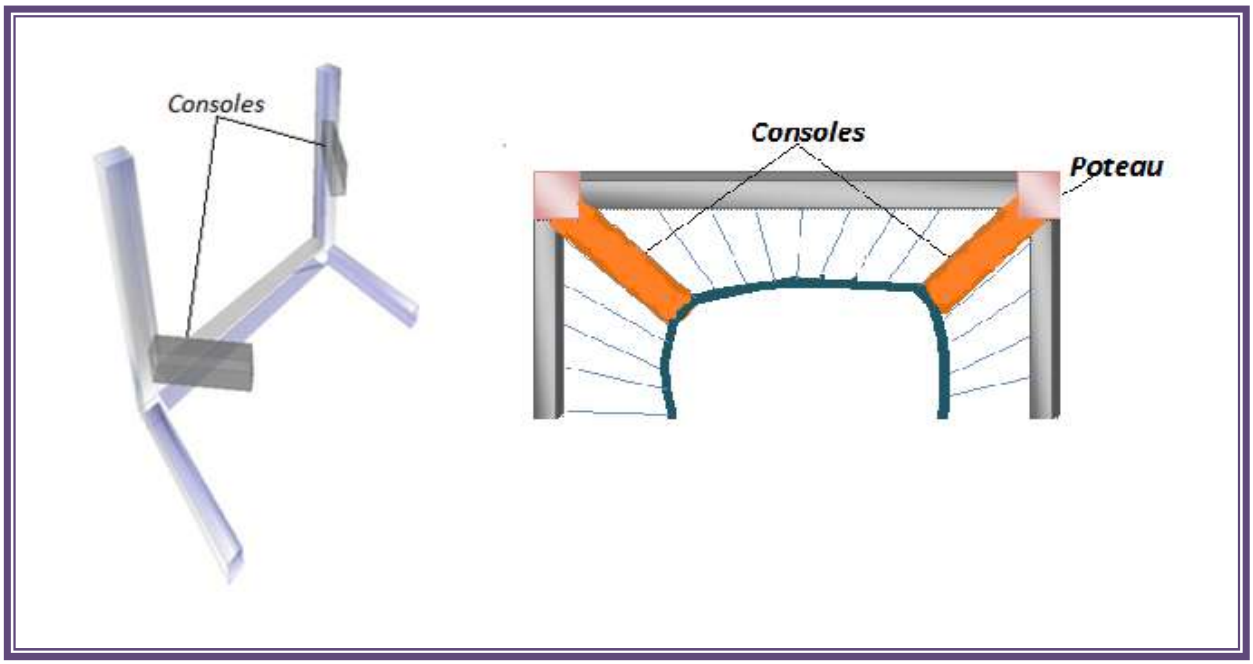


Figure III.33.Schéma 3D et en plan de la disposition des consoles dans l'escalier

a) l'escalier au niveau des étages :

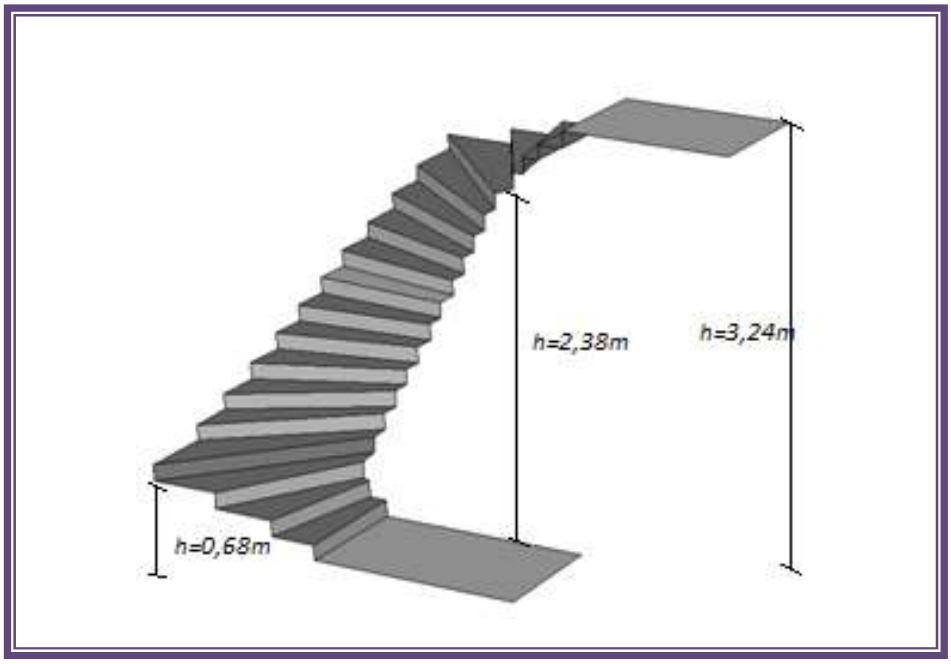


Figure III.34.Dimensions de l'escalier des l'étages courants.

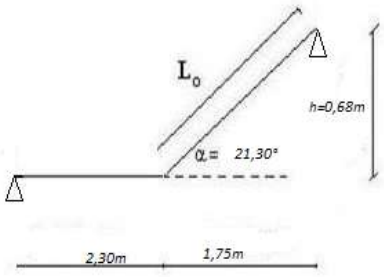
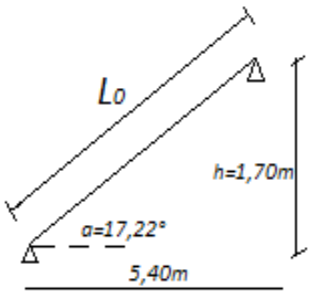
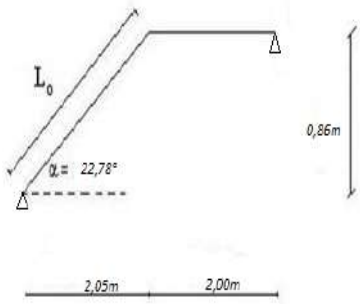
0n adopte : le nombre de contre marche égale a 19.

Hauteur d'étage égale à 3,24m.

Hauteur de la contre marche : $\frac{324}{19} = 17\ cm$

Nombre de marche égale à 18 marches

Tableau III.33. prédimensionnement de l'escalier des étages courants

1ere partie	*2eme partie*	*3eme partie*
		
-H=0,68m *-L=1,75m* *-tgα =* $\frac{H}{L} = \frac{0,68}{1,75} = 0,39$ *-α= 21,30°* *-*$L_0 = \frac{L}{cos\alpha} = 1,87m$ *L=1,87+2,30 = 4,17m*	*-H=1,70m* *-L=5,40m* *-tgα =* $\frac{H}{L} = \frac{1,70}{5,40} = 0,31$ *-α= 17,22°* *-*$L_0 = \frac{L}{cos\alpha} = 5,65m$ *L=5,65m*	*-H=0,86m* *-L=2,05m* *-tgα =* $\frac{H}{L} = \frac{0,86}{2,05} = 0,42$ *-α= 22,78°* *-*$L_0 = \frac{L}{cos\alpha} = 2,22m$ *L=2,22+2= 4,22m*

b) L'escalier au niveau de l'entre sol :

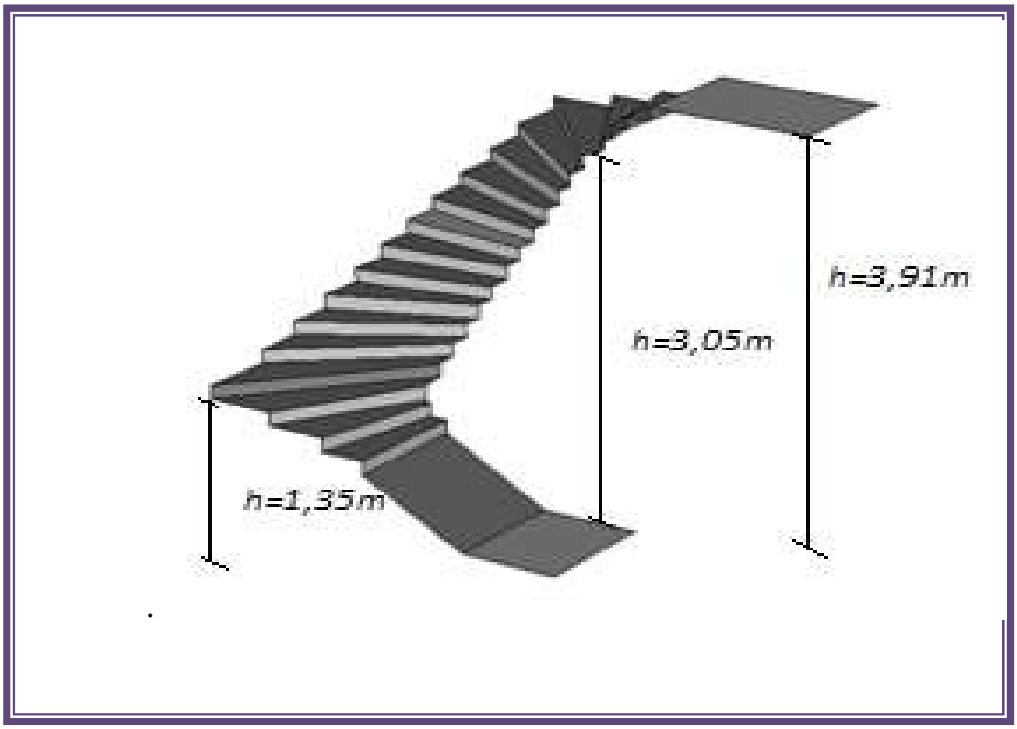


Figure III.35.Dimensions de l'escalier de l'entre sol.

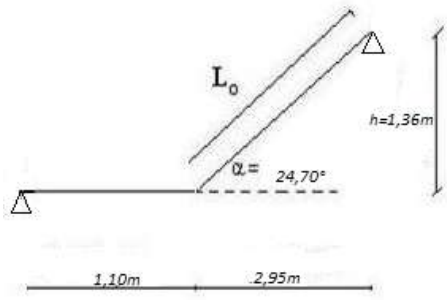
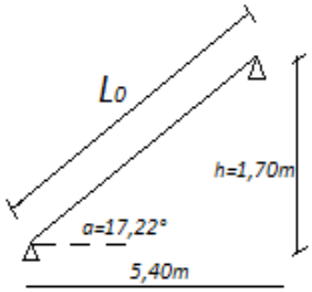
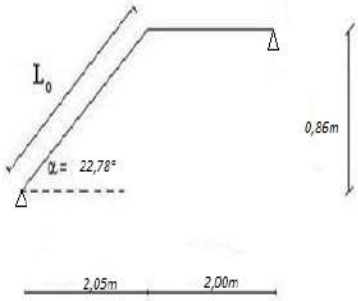
0n adopte : le nombre de contre marche égale a 23.

Hauteur d'étage égale à 3,91m.

Hauteur de la contre marche : $\frac{391}{23} = 17\ cm$

Nombre de marche égale à 22 marches

Tableau III.34. prédimensionnement de l'escalier de l'entre sol.

1ere partie	*2eme partie*	*3eme partie*
		
-H=1,36m *-L=2,95m* *-tgα* $= \frac{H}{L} = \frac{1,36}{2,95} = 0,46$ *-α= 24,70°* *-L0* $= \frac{L}{cos\alpha} = 3,24m$ *L=3,24+1,10= 4,34m*	*-H=1,70m* *-L=5,40m* *-tgα* $= \frac{H}{L} = \frac{1,70}{5,40} = 0,31$ *-α= 17,22°* *-L0* $= \frac{L}{cos\alpha} = 5,65m$ *L=5,65m*	*-H=0,86m* *-L=2,05m* *-tgα* $= \frac{H}{L} = \frac{0,86}{2,05} = 0,42$ *-α= 22,78°* *-L0* $= \frac{L}{cos\alpha} = 2,22m$ *L=2,22+2= 4,22m*

Pour le calcul de l'escalier on va prendre la partie la plus sollicité, qui est celle supportée par les deux consoles, notre choix était basé sur la plus grande portée L et le plus grand chargement.

- ***Détermination de l'épaisseur de la dalle :***

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 16,34 \le e \le 18,83$$

On adopte: e = 18cm

III.5.4.Evaluation des charges et surcharges :

III.5.4.1.Charges permanentes :

Tableau III.35.Charges permanentes du palier de repos.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.18	25	4,50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				6,24

Tableau III.36.Charges permanentes de la paillasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.18/cosα	25	4,75
5	Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				8,615

III.5.4.2.Charges d'exploitations :

$Q=2,5\ KN/m^2$

III.5.4.3.Combinaison des charges :

Tableau.III.37.Combinaison des charges

	$G\ (KN/m^2)$	$Q\ (KN/m^2)$	$P_u\ (KN/m^2)$	$P_{ser}\ (KN/m^2)$
Paillasse	8,615	2,5	15,38	11,11

III.5.4.4.Les sollicitations :

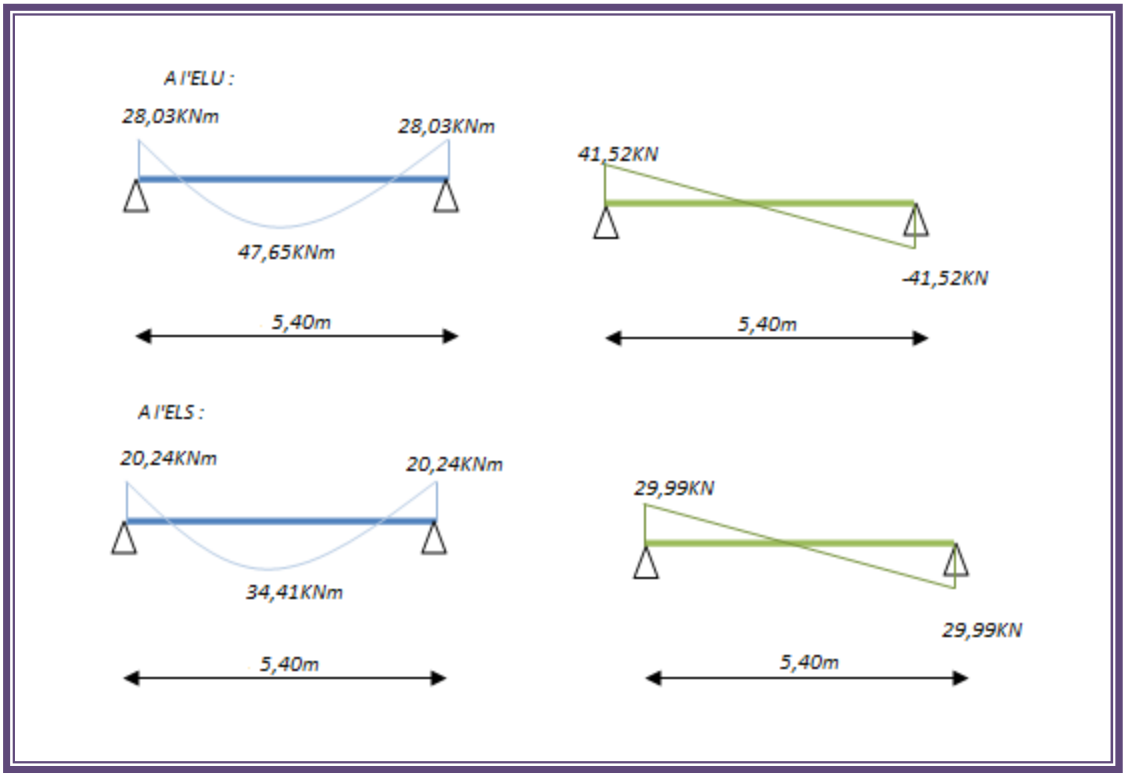


Figure III.36.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU et l'ELS

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

Tableau.III.38.Récapitulation des efforts.

	Moment en travée (KN.m)	*Moment aux appuis (KN.m)*	*L'effort tranchant (KN)*
ELU	*47,65*	*28,03*	*41,52*
ELS	*34,41*	*20,24*	*29,99*

III.5.4.5.Calcul du ferraillage :

Tableau.III.39.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= 18cm	d=15,4 cm
Acier	*FeE400*	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau.III.40.les Résultats du ferraillage.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	*47,65*	*0,140*	*0,924*	*9,62*	*0,00*	*9HA12 = 10,18 cm²*
En appuis	*28,03*	*0,082*	*0,957*	*5,46*	*0,00*	*5HA12 = 5,65 cm²*

- ***Condition de non fragilité :***

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

En travées: $A = 10{,}18\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ *(c.v)*

En appuis : $A = 5{,}65\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ *(c.v)*

♣ ***Armature de répartition :***

$A_r = A/4$ □ $\begin{cases} En\ Travée : A_r = 2{,}54\ cm^2 \\ Aux\ appuis : A_r = 1{,}41\ cm^2 \end{cases}$

On adopte: $\begin{cases} En\ Travée : A_r = 6HA10 = 4{,}71\ cm^2 \\ Aux\ appuis : A_r = 4HA10 = 3{,}14 cm^2 \end{cases}$

♣ ***Condition de l'espacement :***

Tableau.III.41.Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	$S_{adopté}$	*les armatures de répartitions*	$S_{adopté}$
En travée	*St=11,11cm ≤ min[3h=54cm;33cm] =33cm*	*10cm*	*St=16,66cm ≤ min[3h=54cm;33cm] =33cm*	*15cm*
En appuis	*St=20cm ≤ min[4h=72cm;40cm] =40cm*	*20cm*	*St=25cm ≤ min[4h=72cm;40cm] =40cm*	*25cm*

♣ ***Verification de l'effort trenchant :***

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{41{,}52 \times 10^3}{1000 \times 154} = 0.269\ \text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.269\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$ *(CV)*

♣ ***Vérification à l'ELS :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau.III.42.Vérification à l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser}	Y (cm)	I (cm^4)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En Travée	*10,18*	*34,41*	*5,49*	*20512,01*	*15*	*9,16*	*CV*
Aux appuis	*5,65*	*20,24*	*4,33*	*13091,77*	*15*	*6,66*	*CV*

♣ ***Vérification de la flèche :***

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{540} = 0.033 \geq \frac{47,65}{20 \times 56,06} = 0.042 \qquad (CNV)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,18}{100 \times 15,4} = 0.0066 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (CNV)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- ***Evaluation de la flèche :***

Il faut que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & si \quad L < 5m \\ \frac{L}{1000} + 0,5cm & si \quad L > 5m \end{cases}$

Tableau.III.43.Résultats de la vérification de la flèche.

A (cm^2)	M ($KN.m$)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	λ_i	λ_v
10,18	34,41	0,0066	249,42	0,576	9,50	3,18	1,27
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F<F_{adm}$
54365,48	21118,92	34537,30	14,77	26,85	12,08	10,40	CNV

La flèche calculée est supérieure à la flèche admissible, donc on a le choix entre l'augmentation de l'épaisseur de la paillasse « h », ou bien l'augmentation de la section des armatures.

Puisque notre paillasse est suffisamment épaisse de 18cm, nous préférons l'augmentation dans la section d'acier, après avoir passé par plusieurs augmentation forfaitaire, on est arrivé a la section recommandée pour satisfaire les conditions de vérification de la flèche, cette section est égale a 12HA14 = 18,47 cm^2, les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau.III.44.Résultats de la vérification de la flèche.

A (cm^2)	M ($KN.m$)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	λ_i	λ_v
18,47	34,41	0,0115	136,34	0,561	9,93	1,82	0,73
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F<F_{adm}$
60364,67	32800,63	47108,70	9,51	19,68	10,17	10,40	CV

♣ ***Vérification à l'ELS avec la nouvelle section d'armature :***

Tableau.III.45.Vérification à l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser}	Y (cm)	I (cm^4)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En Travée	18,47	34,41	7,04	33872,47	15	7,11	CV

III.6.Les consoles :

III.6.1.Les consoles supportant l'escalier :

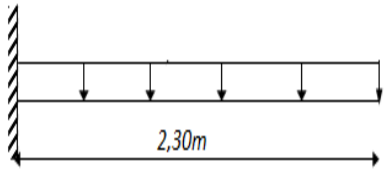
Ces consoles sont de type longue, de 2,30m de longueur, elles se trouvent au niveau de tous les étages supportant la paillasse de chaque escalier, le calcul des efforts tranchants et des moments s'effectue suivant la Résistance des Matériaux, en prenant comme portée la longueur libre et les charges suivantes :

- *charge permanente uniformément répartie G = 8,615KN/m² (de la paillasse) + poids propre de le console, qui a pour section préliminaire (35 x 50)*
- *surcharge d'exploitation Q = 2,5 KN/m².*

III.6.1.1.détermination des charges :

P : charge uniformément répartie

$$P = (\frac{5,4}{2} + \frac{4,05}{2}).8,615 + (0,35.0,50).2,3.25 = 50,76\ kN/m$$



Q : surcharge uniformément répartie

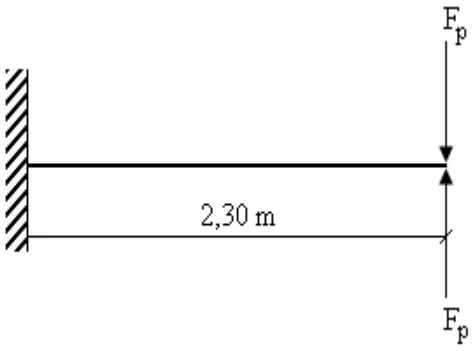
$$Q = (\frac{5,4}{2} + \frac{4,05}{2}).2,5 = 11,81\ kN/m$$

III.6.1.2.Composante verticale de l'action sismique : [2] (Art 4.4.2)

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être prise en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50 m de longueur, en zone sismique III.

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette doit être prise en considération.

$$F_p = 0{,}5.A.W_p$$



A = coefficient d'accélération.

W_p *= poids propre de l'élément en porte à faux*

A = 0,25

W_p *= 10,06 KN*

$F_p = 0{,}5.A.W_p = 0{,}5.0{,}2.5.10{,}06 = 1{,}25\ KN$

Le dimensionnement se fait sous la combinaison G+Q+E.

III.6.1.3.Calcul des sollicitations :

- ***à l'ELU***

Sous l'effet de la charge P :

$$\text{à l'encastrement } M_1 = -(\frac{P_1 L^2}{2}) = -(\frac{50{,}76.(2{,}3)^2}{2}) = -134{,}26\ KN.m\,;$$

$$T_1 = (P.L) = (50{,}76.2{,}3) = 116{,}74\ KN$$

Sous l'effet de la charge Q :

$$\text{à l'encastrement } M_2 = -(\frac{QL^2}{2}) = -(\frac{11{,}81.(2{,}3)^2}{2}) = -31{,}23\ KN.m\,;$$

$$T_2 = (Q.L) = (11{,}81.2{,}3) = 27{,}16\ KN$$

Sous l'effet de la charge F_p :

$$\text{à l'encastrement } M_3 = -F_p.L = -1{,}25.2{,}3 = -2{,}87\ KN.m\ ;$$
$$T_3 = F_p = 1{,}25\ KN$$

$$\sum M_u = M_1 + M_2 + M_3 = -168{,}36\ KN.m$$
$$\sum T_u = T_1 + T_2 + T_3 = 145{,}15\ KN$$

- ***à l'ELS***

Sous l'effet de la charge P :

$$\text{à l'encastrement } M_1 = -(\frac{P_1 L^2}{2}) = -(\frac{50{,}76.(2{,}3)^2}{2}) = -134{,}26\ KN.m\ ;$$
$$T_1 = (P.L) = (50{,}76.2{,}3) = 116{,}74\ KN$$

Sous l'effet de la charge Q :

$$\text{à l'encastrement } M_2 = -(\frac{QL^2}{2}) = -(\frac{11{,}81.(2{,}3)^2}{2}) = -31{,}23\ KN.m\ ;$$
$$T_2 = (Q.L) = (11{,}81.2{,}3) = 27{,}16\ KN$$

$$\sum M_{ser} = M_1 + M_2 = -165{,}49\ KN.m$$
$$\sum T_{ser} = T_1 + T_2 = 143{,}90\ KN$$

III.6.1.4.Calcul du ferraillage :

Tableau.III.46.Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.15	σ_{bc} = 18,47 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 35 cm	h= 50cm	d=47,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1	σ_s = 400 MPa

Tableau.III.47.les Résultats du ferraillage.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En appuis	168,36	0,115	0,939	9,43	0,00	4HA14 + 2HA16 =10,17 cm^2

♣ ***Condition de non fragilité :***

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

$$A = 10{,}17\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 50}{1000} = 1.75\ cm^2 \qquad (c.v)$$

♣ ***Les armatures de répartition :***

$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{10{,}17}{4} = 2{,}54\ cm^2$$

$$choix\ des\ barrres : A_{rep} \equiv 4\ HA12 = 4{,}52\ cm^2$$

♣ ***Vérification de l'effort tranchant :***

$V_u = 145{,}15\ kN$

$$on\ doit\ vérifier : \tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{avec} : \overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right] = 4{,}34\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{145{,}15.10^3}{350.475} = 0{,}87\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 4{,}34 MPA$$

♣ ***Les armatures transversales :***

choix du diamètre ϕ_t :

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} = 14\ mm$$

$$on\ prend\ \phi_t = 8\ mm$$

$$A_t = n_t.a_t ; \quad a_t = \frac{\pi.\phi^2{}_t}{4} = \frac{\pi.8^2}{4} = 50{,}26\ mm^2$$

n_t : nombre des barres dans un même plan = 4

$$A_t = 4.50{,}26 = 201\ mm^2 = 2{,}01\ cm^2$$

Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \frac{0{,}9.f_e.A_t}{\gamma_s.b.(\tau_u - 0{,}3.f_{tj})} \Rightarrow St < 749{,}06\ mm$$

L'espacement S_t est très grand, même si on démunie A_t reste très grand, dans ce cas on prend l'espacement minimal $\overline{S}_t = \text{Min}[0{,}9d;40\ \text{cm}] = 40\ \text{cm}$

Section minimale d'armatures transversales :

$$\overline{A}_t \geq \frac{0{,}4.b.S_t}{f_e} = 140\ mm^2 = 1{,}4\ cm^2$$

$$A_t > \overline{A}_t \ \ (CV)$$

♣ ***Vérification à l'ELS :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau.III.48.Vérification à l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser}	Y (cm)	I (cm^4)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En appuis	*10,17*	*165,49*	*16,45*	*199006,96*	*15*	*13,65*	*CV*

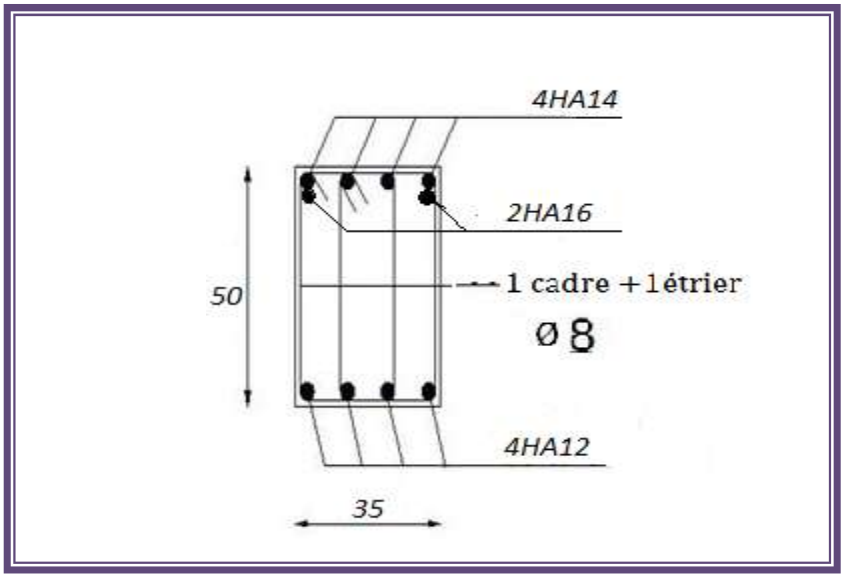


Figure III.37.Ferraillage de la console.

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

Si la souvenance des séismes, pour la plus grandes part, est encore un phénomène imprévisible, on ne considère plus, depuis quelque années comme inéluctable les catastrophes qu'ils sont susceptibles de provoquer.

De ce fait, le comportement des constructions sous une excitation dynamique est devenu un problème récurent.

Donc il est indispensable d'analyser le comportement des structures sous l'effet de ces excitations, pour cela on a effectué une étude dynamique.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement du ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 12 ».

IV.2.Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

La régularité en plan de notre structure est vérifiée, mais la hauteur est supérieure à 30m, la méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

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

$$V_{(dynamique)} > 80\% V_{(statique)}.$$

IV.2.1.Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe :

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

B. Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

- *L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique III », wilaya d'Alger*

Donc : $A = 0.25$ *[RPA : Tab.4.1]*

η : Facteur de correction d'amortissement :

donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7$

Avec : ξ *: Pourcentage d'amortissement critique (*$\xi = 7\%$*) [RPA : Tab.4.2]*

Donc : $\eta = 0{,}8819.$

- ***Q : Facteur de qualité*** $(Q = 1 + \sum^{6} P_q)$

Tableau IV.1: détermination du facteur de qualité Q

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	observé	valeur	observé	valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4. Régularité en évaluation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0 ,05	Non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Donc : $Q = 1.15$ *[RPA : Tab.4.4]*

- *R : coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de contreventement, R=5*
- *T : période caractéristique associées à la catégorie de site [RPA: Tab .4.7]*

$$\begin{cases} T_1 = 0{,}15s \\ T_2 = 0{,}30s \end{cases}$$

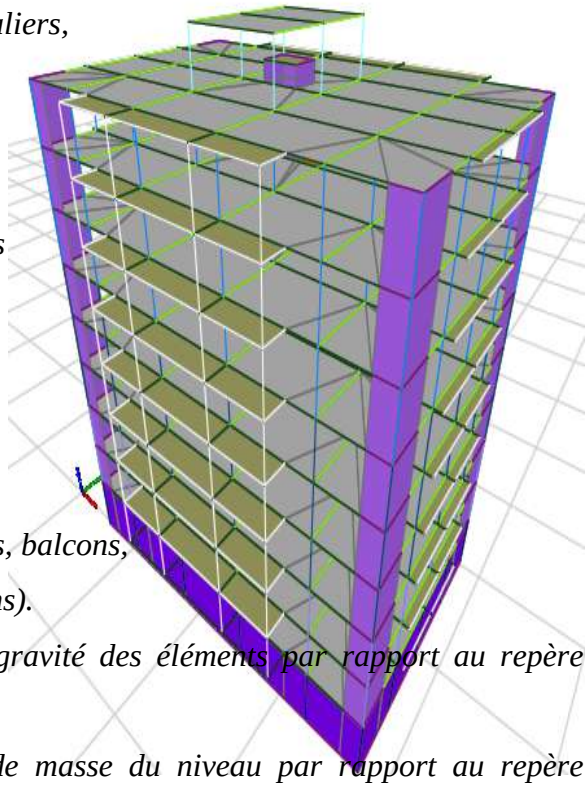
- *β = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.*

$$\beta = 0{,}20 \text{ [RPA : Tab.4.5]}$$

IV .3.Caractéristiques géométrique de la structure :

IV.3.1. Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul de masse de chaque élément de la structure (poteaux, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons…etc.)



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

$$X_G = \frac{\Sigma W_i . X_i}{\Sigma W_i} \qquad Y_G = \frac{\Sigma W_i . Y_i}{\Sigma W_i}$$

Avec : $\sum W_i$: le poids total de chaque niveau (le poids de plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcons, cloisons, l'acrotère et les charges d'exploitations).

X_i ,Y_i : les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_G,, Y_G : les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point tel que :

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

le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\Sigma I_{YGi} . X_i}{\Sigma I_{YGi}} \qquad Y_T = \frac{\Sigma I_{XGi} . Y_i}{\Sigma I_{XGi}}$$

Avec : $I_{XG\ i}$, $I_{YG\ i}$ l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_T ,Y_T les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Chaque poteau ou voile i est définie par :

- *son centre de torsion T_i ;*
- *ses axes principaux d'inerties par rapport à son centre de gravité (X_{Gi} ;Y_{Gi}).*
- *ses moments d'inertie principaux :* $I_{xi}^{'} = \int y^{'2} dS$ et $I_{yi}^{'} = \int x^{'2} dS$ *par rapport à (x, y).*
- *l'orientation α_i avec le repère général : α_i = angle de l'axe principal de l'inertie la plus grande avec l'axe y_i.*

Il est rappelé que :

- *le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre géométrique ou son centre de gravité ;*
- *pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.*

IV.3.3. Excentricités :

1- Excentricité théorique (statique) :

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

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

2- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

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

- *excentricité théorique résultant des plans*

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

IV.4.Etude de la structure :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

1- Centre de masse et centre de torsion :

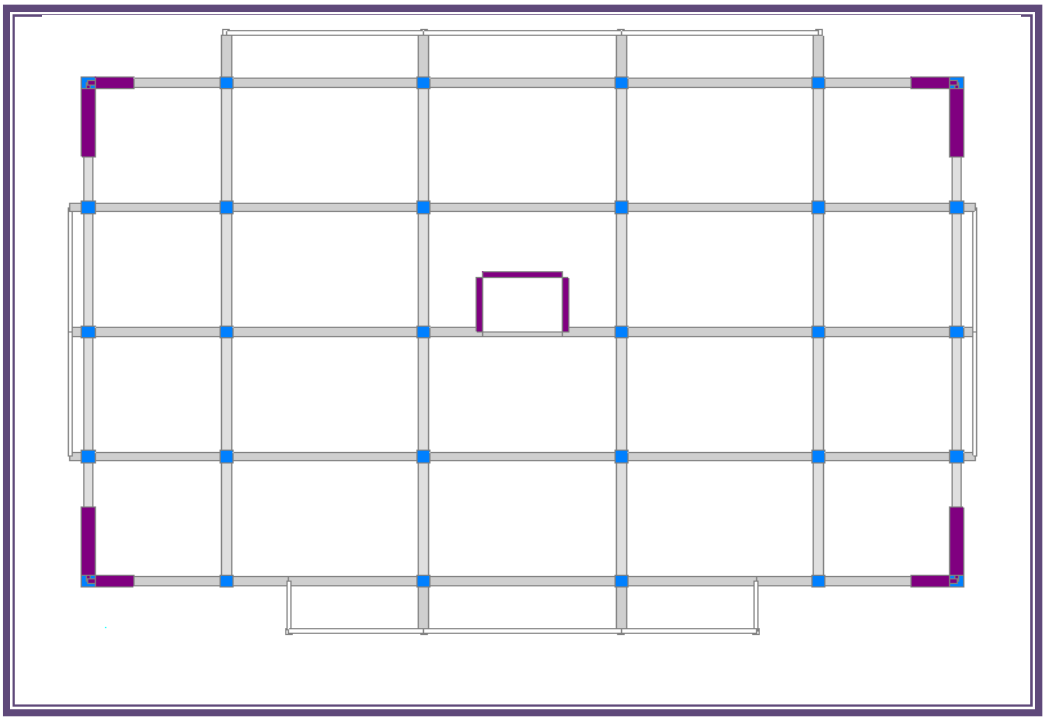


Figure IV.1.Centre de masse et centre de torsion.

Tableau IV.2 : Centre de masse et centre de torsion

	Centre de masse		Centre de rigidité	
Niveau	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
terrasse	13.75	10.10	13.75	10.10
7^{eme} étage	13.75	10.22	13.75	10.24
6^{eme} étage	13.75	10.24	13.90	10.37
5^{eme} étage	13.79	10.06	13.90	10.37
4^{eme} étage	13.79	10.06	13.88	10.33
3^{eme} étage	13.79	10.06	13.88	10.33
2^{eme} étage	13.79	10.06	13.88	10.33
1^{er} étage	13.79	10.06	13.86	10.30
RDC	13.79	09.98	13.85	10.91
Entre sol	13.79	09.98	13.86	10.51

2- Les excentricités :

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X	Direction Y
$Niveau(m)$	$E_X = \lvert X_R - X_G \rvert (m)$	$E_Y = \lvert X_R - X_G \rvert (m)$
+28.72	0.00	0.00
+25.92	0.00	0.02
+22.68	0.15	0.13
+19.44	0.11	0.31
+16.20	0.09	0.27
+12.96	0.09	0.27
+09.72	0.09	0.27
+06.48	0.07	0.24
+03.24	0.06	0.93
+00.00	0.11	0.65

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau	$L_X(m)$	$L_Y(m)$	$E_X(m)$	$E_Y(m)$
+28.72	6.00	8.40	0.30	0.42
+25.92	27.50	20.20	1.37	1.01
+22.68	27.50	20.20	1.37	1.01
+19.44	27.50	20.20	1.37	1.01
+16.20	27.50	20.20	1.37	1.01
+12.96	27.50	20.20	1.37	1.01
+09.72	27.50	20.20	1.37	1.01
+06.48	27.50	20.20	1.37	1.01
+03.24	27.50	20.20	1.37	1.01
+00.00	27.50	20.20	1.37	1.01

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{X\,Théo}$	$E_{X\,Acc}$	$E_{X\,théo} \pm E_{X\,Acc}$	$E_{Y théo}$	E_{yAcc}	$E_{Y\,théo} \pm E_{Y\,Acc}$
+28.72	0.00	0.30	0.03	0.00	0.42	0.42
+25.92	0.00	1.37	1.37	0.02	1.01	1.03
+22.68	0.15	1.37	1.52	0.13	1.01	1.14
+19.44	0.11	1.37	1.48	0.31	1.01	1.32
+16.20	0.09	1.37	1.46	0.27	1.01	1.28
+12.96	0.09	1.37	1.46	0.27	1.01	1.28
+09.72	0.09	1.37	1.46	0.27	1.01	1.28
+06.48	0.07	1.37	1.44	0.24	1.01	1.25
+03.24	0.06	1.37	1.43	0.93	1.01	1.94
+00.00	0.11	1.37	1.48	0.65	1.01	1.66

- *Longueur du bâtiment :* $27.50m \rightarrow 15\%\ L_X = 4.13m$
- *Largeur du bâtiment :* $20.20m \rightarrow 15\%\ L_Y = 3.03m$

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003]

IV.4.2. Résultat 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 la participation massique*
- *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*
- *Vérification de la stabilité au renversement*
- *Vérification des déplacements*
- *Vérification vis à vis de l'effet P-Δ*

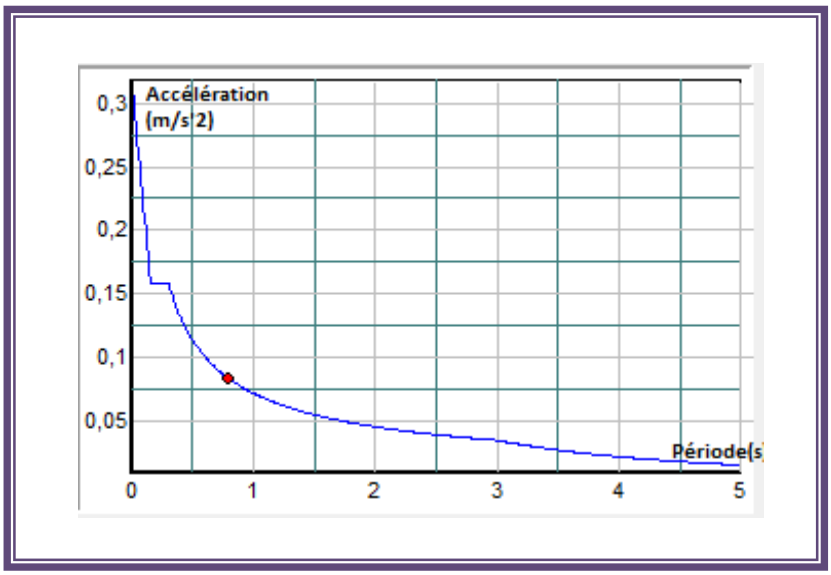


Figure IV.2.Spectre de réponse.

1- *Vérification de comportement :*

Tableau IV.6 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	***Période(s)***	***Masse modèle*** U_X (%)	***Masse modèle*** U_Y(%)	***Masse modèle*** R_t (%)	***Cas***
1	*0.77*	*74.89*	*0.00*	*15.58*	*Translation suivant X*
2	*0.75*	*0.00*	*73.60*	*36.11*	*Translation suivant Y*
3	*0.60*	*0.00*	*0.00*	*22.46*	*Rotation autour de Z*

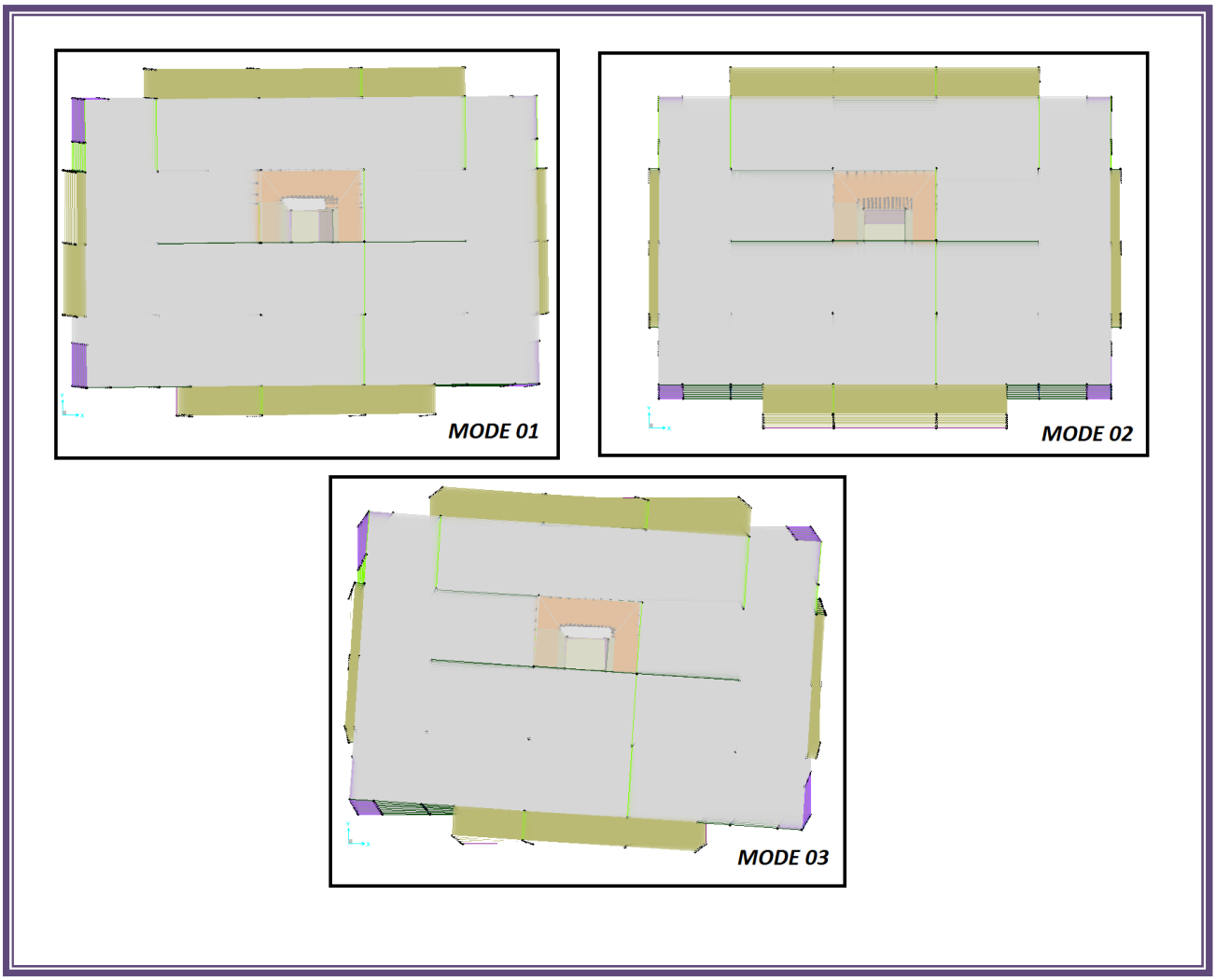


Figure IV.3.Le comportement des trois premiers modes.

2- *Vérification de la participation massique :*

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

- *La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.*
- *Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.*

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

b) *Dans le cas ou les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :* $K \geq 3\sqrt{N}$ *et* $T_K \leq 0,20\ sec$.

Ou N et le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K *la période du mode K.*

Tableau IV.7 : Coefficient de participation massique

Mode	***Période(s)***	***Cumul des masses modèles effectives (%)***	
		Sens X	***Sens Y***
1	*0.77*	*74.89*	*0.00*
2	*0.75*	*74.90*	*73.61*
3	*0.60*	*75.80*	*73.61*
4	*0.24*	*89.01*	*73.61*
5	*0.22*	*89.01*	*88.02*
6	*0.16*	*89.01*	*88.02*
7	*0.14*	*90.31*	*88.02*
8	*0.14*	*90.31*	*88.91*
9	*0.14*	*90.32*	*88.91*
10	*0.11*	*90.40*	*88.89*
11	*0.10*	*90.40*	*88.89*
12	*0.10*	*90.40*	*93.47*

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 12^{eme} *mode.*

3- *Résultante des forces sismiques de calcul :*

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

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

- ***Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003AT.4.2.3]***

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

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

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

- ***Calcul du facteur d'amplification dynamique***

- *Catégorie du site : site rocheux (S1) donc :* $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.30s \end{cases}$

$$T = Min\{\ C_T\, h_N^{\frac{3}{4}}\ ,\ 0.09\ h_N/\sqrt{D}\}$$

$$T_X = min\{0.68, 0.56\} = 0.56s$$

$$T_Y = min\{0.68, 0.65\} = 0.65s$$

Alors : $T_2 \leq T \leq 3.0s$ *:* $\begin{cases} D_X = 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{2/3} \\ D_Y = 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{2/3} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} D_X = 2.5(0.8819)(\frac{0.3}{0.56})^{2/3} = 1.45 \\ D_Y = 2.5(0.8819)(\frac{0.3}{0.65})^{2/3} = 1.31 \end{cases}$

- ***Vérification du choix du coefficient de comportement***

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.A et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Tableau IV.8: pourcentage des charges verticales et horizontales

Niveau		Effort normal global	Effort tranchant global	Effort normal repris par les voiles		Effort normal repris par les portiques		Effort tranchant repris par les voiles		Effort tranchant repris par les portiques	
		En (KN)	En (KN)	En(KN)	En %	En (KN)	En %	En (KN)	En %	En (KN)	En %
Sens x	7eme	5585.62	740.78	928.52	16.62	4657.09	83.37	158.01	21.33	602.14	85.43
	6eme	11547.86	1216.64	2197.61	19.03	9350.24	80.96	527.67	43.37	731.06	60.08
	5eme	15417.38	1553.73	2667.44	17.30	12749.93	82.69	781.32	50.28	782.23	50.34
	4eme	22622.58	1848.10	3619.06	15.99	16971.83	75.02	751.21	40.64	110.83	59.99
	3eme	28451.01	2104.43	4569.84	16.06	21275.92	74.78	1012.78	48.12	1099.62	52.25
	2eme	31130.59	2325.26	5443.77	17.48	25686.81	82.51	1299.63	55.89	1032.69	44.41
	1eme	41463.3	2513.13	8083.33	19.49	33379.9	80.50	1394.62	55.49	1129.63	44.94
	RDC	47542.2	2617.98	9173.83	19.29	38368.4	80.70	1859.31	71.02	762.32	29.11
Sens y	7eme	5585.62	736.84	928.52	16.62	4657.09	83.37	217.09	29.46	640.46	86.95
	6eme	11547.86	994.16	2197.61	19.03	9350.24	80.96	356.44	35.85	660.78	66.46
	5eme	15417.38	1294.31	2667.44	17.30	12749.93	82.69	567.27	43.82	722.53	55.82
	4eme	22622.58	1563.58	3619.06	15.99	16971.83	75.02	511.99	32.74	1060.76	67.84
	3eme	28451.01	1788.91	4569.84	16.06	21275.92	74.78	711.61	39.77	1083.09	60.54
	2eme	31130.59	1989.26	5443.77	17.48	25686.81	82.51	940.35	47.27	1041.80	52.37
	1eme	41463.3	2195.74	8083.33	19.49	33379.9	80.50	961.22	43.77	1233.11	56.15
	RDC	47542.2	2417.88	9173.83	19.29	38368.4	80.70	1463.58	60.53	956.73	39.56

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de 25% de l'effort tranchant d'étage, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement « R=5 ».

Remarque :

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement. Mais sans casser. ***On appelle ce comportement « la ductilité ».***

La ductilité du bâtiment est un critère important, c'est la capacité d'un matériau, d'une section, d'un élément ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles sans perte significative de résistance sous sollicitations alternées.

Plus un matériau est ductile plus la structure le composant pourra entrer dans le domaine plastique.

C'est pour quoi les structures à faible ductilité auront un faible coefficient « R » les structures à ductilité élevée auront un coefficient de comportement élevé.

Ce qui fait que Le coefficient de comportement d'une structure est lié à son comportement sous l'effet de la fatigue engendrée par les charges sismiques.

Pour le même matériau, un tel comportement du bâtiment est déterminé par son système structural de contreventement. À chaque système structural de contreventement est associé un coefficient reflétant le mode de rupture dominant : à l'effort tranchant ou à la flexion.

Le coefficient de comportement est fixé par le RPA99 version 2003 sur la base du pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement. [1], [5]

Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i(KN)$	$V_X(KN)$	$V_Y(KN)$
0.25	1.45	1.31	5	1.15	1.15	50200.11	4185.43	3781.32

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	$V(KN)$	$V_t(KN)$	$0.8V$	$V_t \geq 0.8V$	$0.8V/V_t$
X	*4185.43*	*2628.49*	*3348.34*	*Non*	*1.274*
Y	*3781.32*	*2632.51*	*3024.82*	*Non*	*1.15*

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport $0.8V/V_t$

4- *Vérification de la stabilité au renversement :*

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

Avec :

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

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

Avec :

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

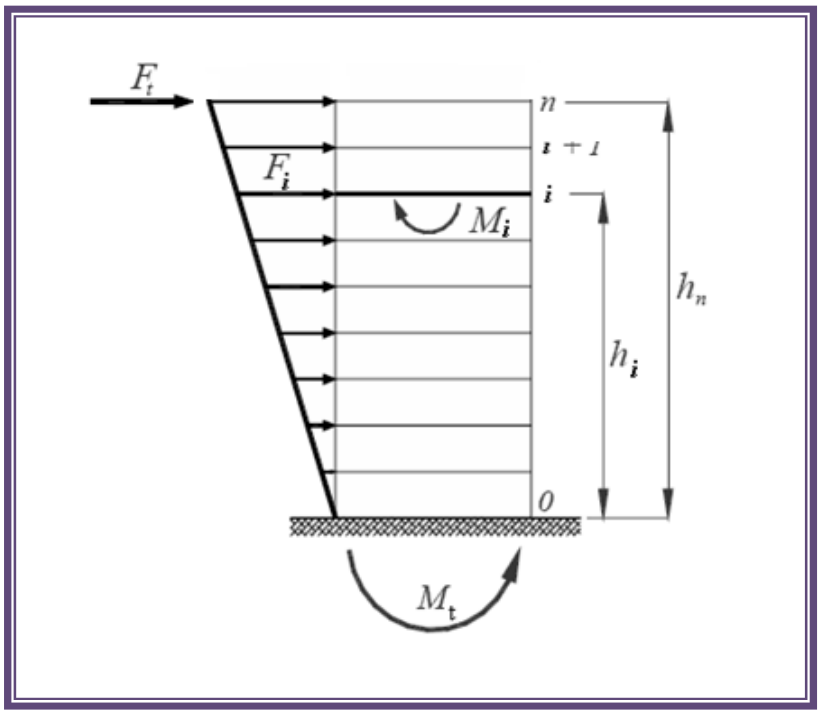


Figure IV.4. Les forces agissant sur la stabilité au renversement.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]**

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

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

On a :

- TX = 0,56s → Ft = 0
- TY = 0,65s → Ft = 0

Donc:

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

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

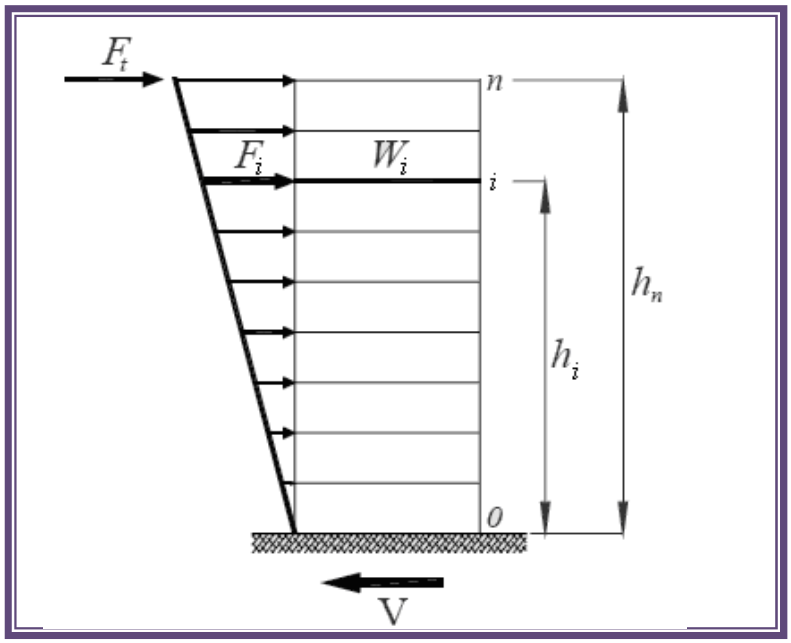


Figure IV.5. Distribution des forces sismiques.

A- Moment de renversement

Tableau IV.11: Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x

V_X = 4185.43 KN

$h_i(m)$	$W_i(KN)$	$W_i h_i$	a_x	$F_{ix}(KN)$	$M_{Rx}(KNm)$
28.72	492.87	14155.22	0.023	92.26	2649.70
25.92	4879.05	126464.97	0.209	874.74	22673.52
22.68	5132.91	116414.39	0.193	807.78	18230.45
19.44	5018.91	97567.61	0.161	673.85	13099.64
16.20	5067.88	82099.65	0.136	569.21	9221.2
12.96	5116.67	66312.04	0.109	456.21	5912.48
9.72	5116.67	49734.03	0.082	343.20	3335.9
6.48	5171.40	33510.67	0.055	230.19	1491.63
3.24	5182.03	16789.77	0.027	113.00	366.12
Somme		603048.35	1	4185.43	77070.64

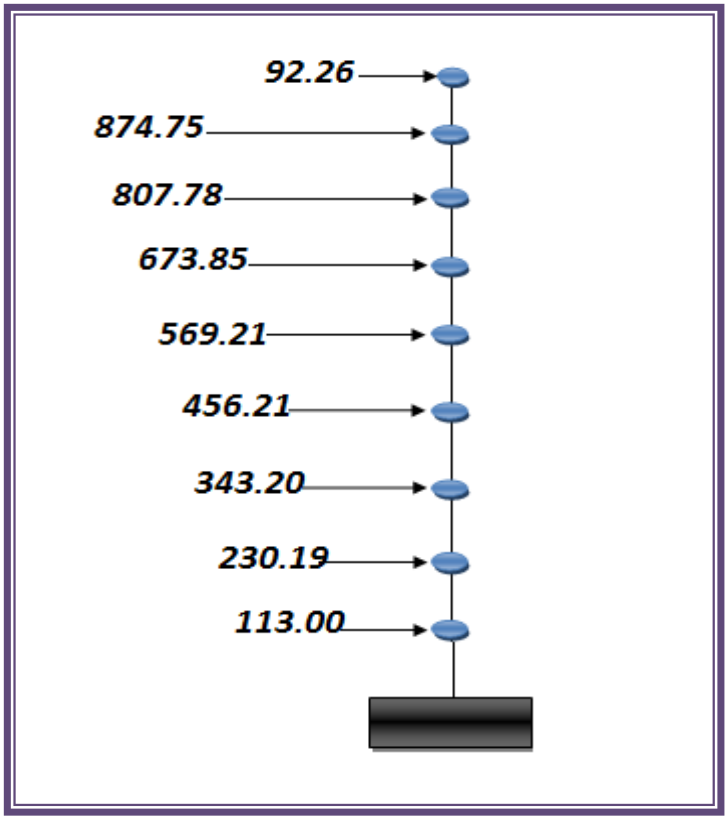


Figure IV.6.Concentration des forces sismiques aux étages suivant x

Tableau IV.12 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant y

V_Y = 3781.32 KN

$h_i(m)$	$W_i(KN)$	$W_i h_i$	a_y	$F_{iy}(KN)$	$M_{Ry}(KNm)$
32.63	492.87	16082.34	0.020	75.62	2467.48
29.83	4879.05	145542.06	0.185	699.54	20867.27
26.59	5132.91	136484.07	0.173	654.16	17394.11
23.35	5018.91	117191.54	0.149	563.41	13155.62
20.11	5067.88	101915.06	0.129	487.79	9809.45
16.87	5116.67	86318.22	0.109	412.16	6953.13
13.63	5116.67	69740.21	0.088	332.75	4535.38
10.39	5171.40	53730.84	0.068	257.12	2671.47
7.15	5182.03	37051.51	0.047	177.72	1270.69
3.91	5657.24	22119.80	0.028	105.87	413.95
somme		786175.65	1	3781.32	113992.13

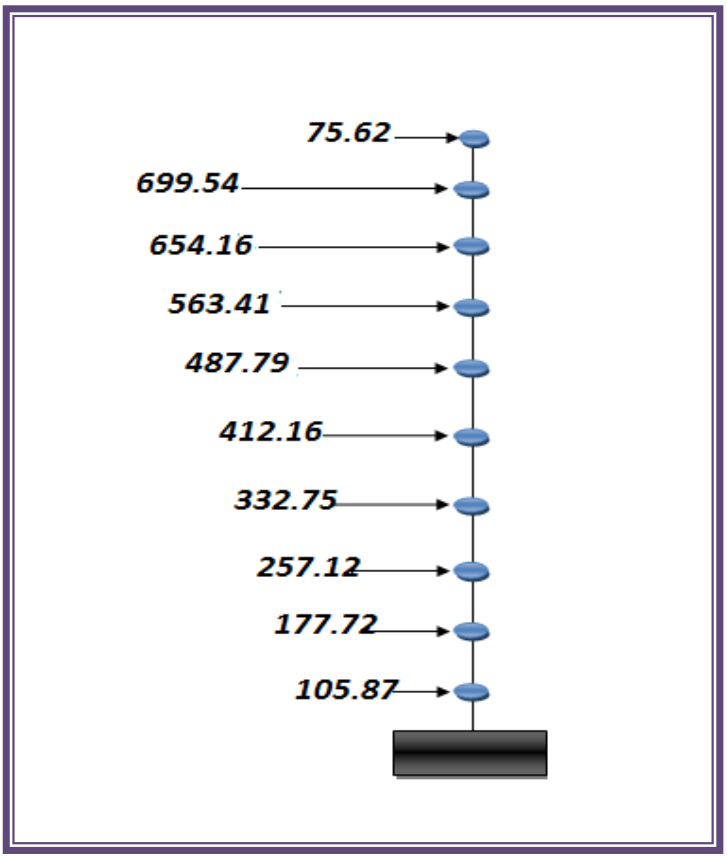


Figure IV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant y

B- Moment de stabilité

Tableau IV.13 : Calcul de moment de stabilité

$Niveau(m)$	$W_i(KN)$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$M_{sxi}(KNm)$	$M_{Sy_i}(KNm)$
28.72	492.87	13.75	10.22	6776.96	5037.13
25.92	4879.05	13.75	10.24	67086.93	49961.47
22.68	5132.91	13.75	10.06	70990.01	51637.07
19.44	5018.91	13.79	10.06	69813.03	50490.23
16.20	5067.88	13.79	10.06	69886.06	50982.87
12.96	5116.67	13.79	10.06	70558.87	51473.70
9.72	5116.67	13.79	10.06	70558.87	51473.70
6.48	5171.40	13.79	10.06	71313.60	52024.28
3.24	5182.03	13.79	9.98	71460.19	51716.65
0.00	5657.24	13.75	9.98	77787.05	56459.25
$\rangle . M_t$				646231.57	471256.35

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.14 : Vérification de la stabilité

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{Rx} (kN.m)	M_{Ry} (kN.m)	M_{tx}/M_{Rx}	M_{ty}/M_{Ry}	$\frac{M_t}{M_R} \geq 1,5$
646231.57	471256.35	77070.64	113992.13	8.38	4.13	CV

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

5- Vérification des déplacements :

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

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

- δ_{ek} : *Déplacement dù aux forces séismiques* F_i.
- *R : coefficient de comportement.*

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

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

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

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

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

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

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
28.72	2.21	11.05	0.7	2.8	CV
25.92	2.07	10.35	1.05	3.24	CV
22.68	1.86	9.3	1.25	3.24	CV
19.44	1.61	8.05	1.35	3.24	CV
16.20	1.34	6.7	1.45	3.24	CV
12.96	1.05	5.25	1.55	3.24	CV
9.72	0.74	3.7	1.55	3.24	CV
6.48	0.43	2.15	1.3	3.24	CV
3.24	0.17	0.85	0.85	3.24	CV
0.00	0.00	0.00			

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

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
28.72	1.88	9.4	0.55	2.8	CV
25.92	1.77	8.85	1.05	3.24	CV
22.68	1.56	7.8	1.10	3.24	CV
19.44	1.34	6.7	1.25	3.24	CV
16.20	1.09	5.45	1.30	3.24	CV
12.96	0.83	4.15	1.30	3.24	CV
9.72	0.57	2.85	1.25	3.24	CV
6.48	0.32	1.6	1.00	3.24	CV
3.24	0.12	0.6	0.60	3.24	CV
0.00	0.00	0.00			

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

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

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

- 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< θ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

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

$h_k(m)$	$P_k(KN)$	$F_{i_x}(KN)$	$V_{k_x}(KN)$	$\Delta_{k_x}(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
28.72	492.87	92.26	92.26	0.7	0.0013	CV
25.92	5371.91	874.75	967.01	1.05	0.0022	CV
22.68	10504.83	807.78	1774.79	1.25	0.0032	CV
19.44	15523.74	673.85	2448.64	1.35	0.0044	CV
16.20	20591.62	569.21	3017.85	1.45	0.0061	CV
12.96	25708.29	456.21	3474.06	1.55	0.0088	CV
9.72	30824.96	343.20	3817.26	1.55	0.012	CV
6.48	35996.36	230.19	4047.45	1.3	0.017	CV
3.24	41178.39	113.00	4160.45	0.85	0.025	CV

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

$h_k(m)$	$P_k(KN)$	$F_{i_Y}(KN)$	$V_{k_Y}(KN)$	$\Delta_{k_Y}(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
32.63	492.87	75.62	75.62	0.55	0.0010	CV
29.83	5371.91	699.54	775.16	1.05	0.0024	CV
26.59	10504.83	654.16	1429.32	1.10	0.0030	CV
23.35	15523.74	563.41	1992.73	1.25	0.0041	CV
20.11	20591.62	487.79	2480.52	1.30	0.0053	CV
16.87	25708.29	412.16	2892.68	1.30	0.0068	CV
13.63	30824.96	332.75	3225.43	1.25	0.0087	CV
10.39	35996.36	257.12	3482.55	1.00	0.0099	CV
7.15	41178.39	117.72	3600.27	0.60	0.0095	CV
3.91	46835.63	105.87	3706.14	0.00	0.00	CV

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

Remarque :

- Les dimensions définitives sont :

- *Poteaux entre sol :* 55 □ 55 cm^2
- *Poteaux RDC,1er étage :* 50 □ 50 cm^2
- *Poteaux 2eme, 3eme, 4eme étages :* 45 □ 45 cm^2
- *Poteaux 5eme, 6eme, 7eme étages:* 40 □ 40 cm^2
- *Poteaux salle machine :* 35 □ 35cm^2

-On a prévu aussi des raidisseurs d'une section (20cm x 20cm) disposés au niveau des balcons, afin d'éliminer les modes parasites rencontrés lors de l'étude dynamique,

Le ferraillage des raidisseurs est calculé suivant les mêmes formules qu'on va voir dans le calcul de ferraillage des poteaux.

Les résultats du ferraillage ont donnés :

-armatures longitudinales (8HA12)

-armatures transversales 4Φ8 avec un espacement de 15cm en zone courante et 10cm en zone nodale.

ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

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.

V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ *Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":*
  - *E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q*
  - *E.L.S: G + Q*
- ✓ *Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":*
  - *0.8 G ± E*
  - *G + Q ± E*

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES

V.3.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1.Les données de calcul.

situation durable		*situation accidentelle*	
Béton	*Acier*	*Béton*	*Acier*
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s}$ = 400 Mpa

V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] 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 de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.*
- *La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.*

V.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] 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 donné comme suit :*
  - *St ≤ h/2 en Zone courante.*
  - *St ≤min (h/4 ; 12ϕ_l) en zone nodale.*

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

Tableau V.2.Ferraillage longitudinales des poutres principales.

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combi-naison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	116,88	1,35G+1,5Q	0,00	7,6	7,5	5HA14=7,7cm^2
		Appui	-113,05	G+Q+E_x	0,00	6,2	7,5	5HA14=7,7cm^2
	Etages	Travée	90,37	1,35G+1,5Q	0,00	5,8	7,5	5HA14=7,7cm^2
		Appui	-152,72	G+Q+E_x	0,00	8,6	7,5	3HA14+2HA16 = 8,64 cm^2
Rive	Terrasse	Travée	35,76	1,35G+1,5Q	0,00	2,2	7,5	5HA14=7,7cm^2
		Appui	-60,74	G+Q+E_x	0,00	3,3	7,5	5HA14=7,7cm^2
	Etages	Travée	37,93	1,35G+1,5Q	0,00	2,3	7,5	5HA14=7,7cm^2
		Appui	-114,29	G+Q+E_x	0,00	6,3	7,5	5HA14=7,7cm^2

Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires.

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combi-naison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	8,94	G+Q+E_y	0,00	1,0	4,5	3HA14=4,62cm^2
		Appui	-22,94	G+Q+E_y	0,00	2,1	4,5	3HA14=4,62cm^2
	Etages	Travée	18,02	G+Q+E_y	0,00	1,7	4,5	3HA14=4,62cm^2
		Appui	-25,48	G+Q+E_y	0,00	2,4	4,5	3HA14=4,62cm^2
Rive	Terrasse	Travée	15,87	G+Q+E_y	0,00	1,5	4,5	3HA14=4,62cm^2
		Appui	-41,74	G+Q+E_y	0,00	4,0	4,5	3HA14=4,62cm^2
	Etages	Travée	11,04	G+Q+E_y	0,00	1,0	4,5	3HA14=4,62cm^2
		Appui	-57,38	G+Q+E_y	0,00	5,6	4,5	3HA14+2HA12 =6,88cm^2

V.3.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

  $\overline{\sigma_b}$ *= 0,6 fc_{28}=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)*f_e ; 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	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	85,41	G+Q	7,7	8,6	-	CV	-
		Appui	-76,93	G+Q	7,7	7,7	-	CV	-
	Etage	Travée	65,65	G+Q	7,7	6,6	-	CV	-
		Appui	-90,67	G+Q	8,64	8,8	-	CV	-
Rive	Terrasse	Travée	26,12	G+Q	7,7	1,9	22,1	CV	CV
		Appui	-52,38	G+Q	7,7	5,3	160,9	CV	CV
	Etage	Travée	27,58	G+Q	7,7	2,8	84,7	CV	CV
		Appui	-66,15	G+Q	7,7	6,7	201,6	CV	CV

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

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	Combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermediaire	Terrasse	Travée	6,04	G+Q	4,62	1,2	-	CV	-
		Appui	-13,55	G+Q	4,62	4,0	-	CV	-
	Etage	Travée	6,33	G+Q	4,62	1,3	-	CV	-
		Appui	-13,29	G+Q	4,62	3,9	-	CV	-
Rive	Terrasse	Travée	7,78	G+Q	4,62	1,6	17,3	CV	CV
		Appui	-18,68	G+Q	4,62	5,6	166,2	CV	CV
	Etage	Travée	7,36	G+Q	4,62	1,4	14,8	CV	CV
		Appui	-22,60	G+Q	6,88	5,9	136,9	CV	CV

V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ *et* $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ *et* $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

	Niveau	position	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}CBA$ $=1,5cm^2$	$A_{min}RPA$ $=7,5cm^2$	$A_{max\ T}RPA$ $=60cm^2$	$A_{max\ A}RPA$ $=90cm^2$	Correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
		Appui	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
	Etage	Travée	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
		Appui	8,64	CV	CV	CV	CV	3HA14+2HA16
Rive	Terrasse	Travée	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
		Appui	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
	Etage	Travée	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14
		Appui	7,7	CV	CV	CV	CV	5HA14

Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93.

	Niveau	position	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min}CBA =0,9cm^2	A_{min}RPA =4,5cm^2	$A_{max\ T}$ RPA =36cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =54cm^2	Correction
Intermediaire	Terrasse	Travée	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
		Appui	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
	Etage	Travée	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
		Appui	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
Rive	Terrasse	Travée	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
		Appui	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
	Etage	Travée	4,62	CV	CV	CV	CV	3HA14
		Appui	6,88	CV	CV	CV	CV	3HA14+2HA12

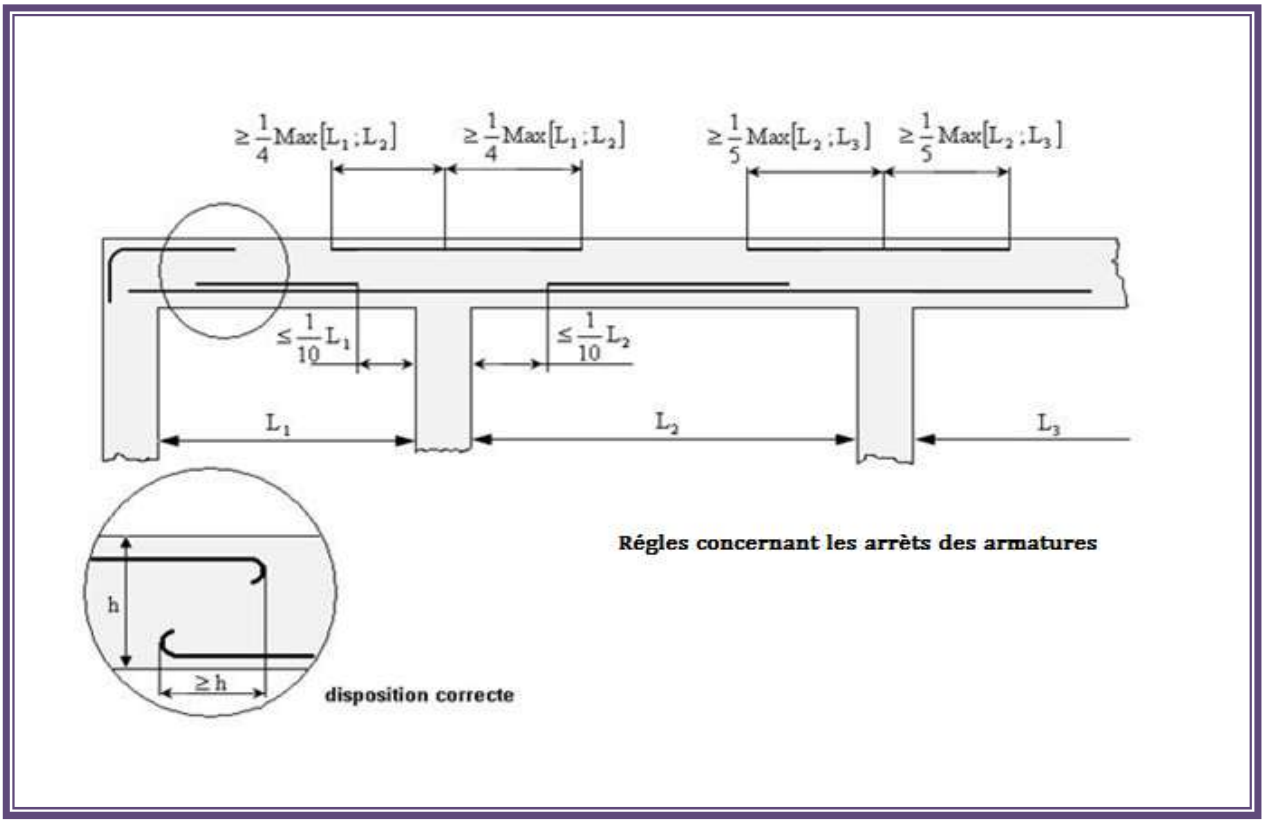
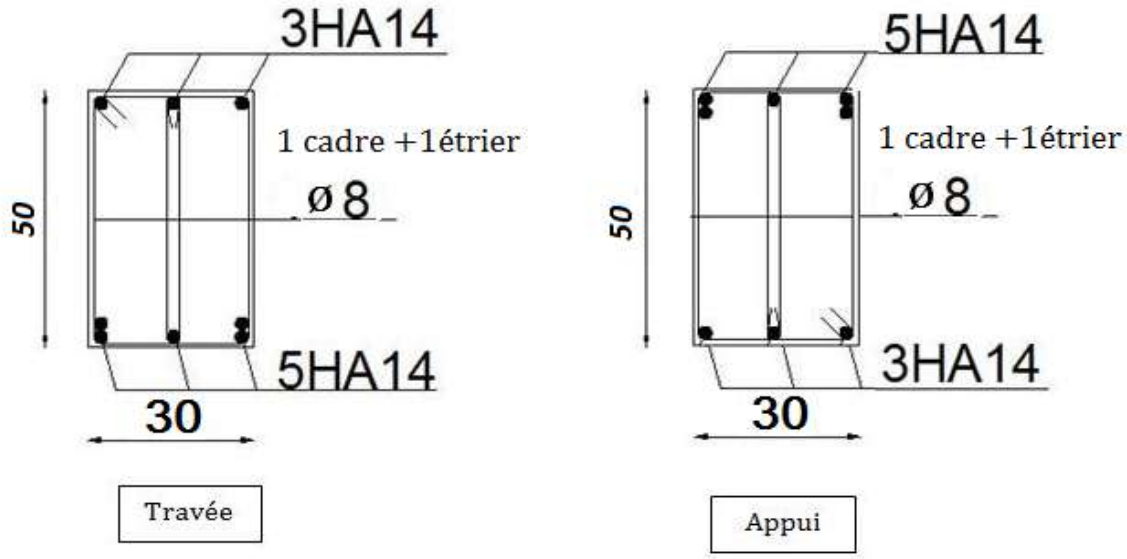
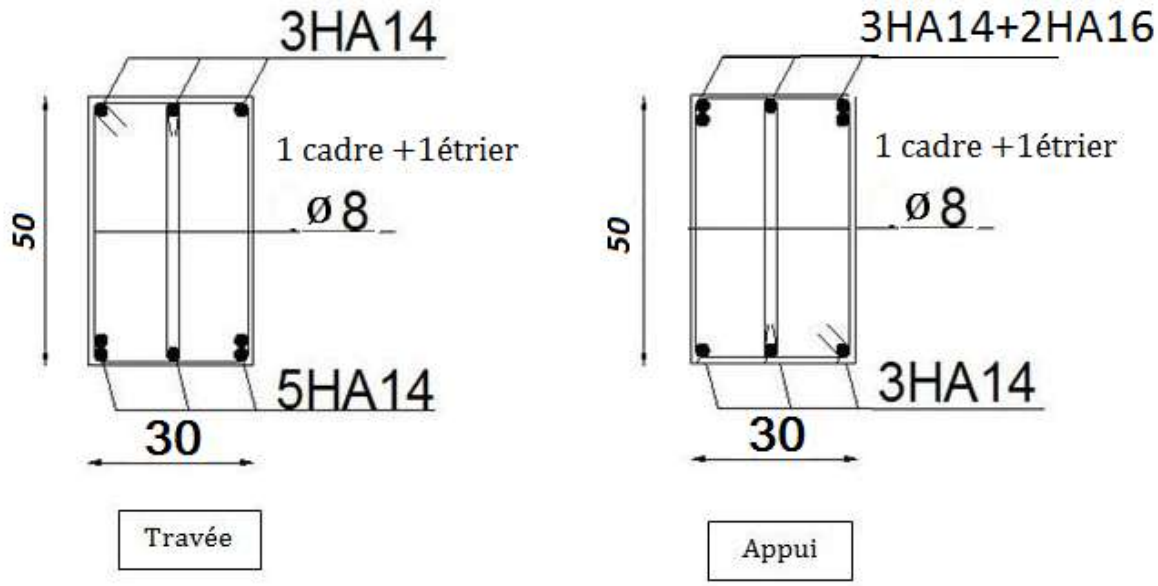


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

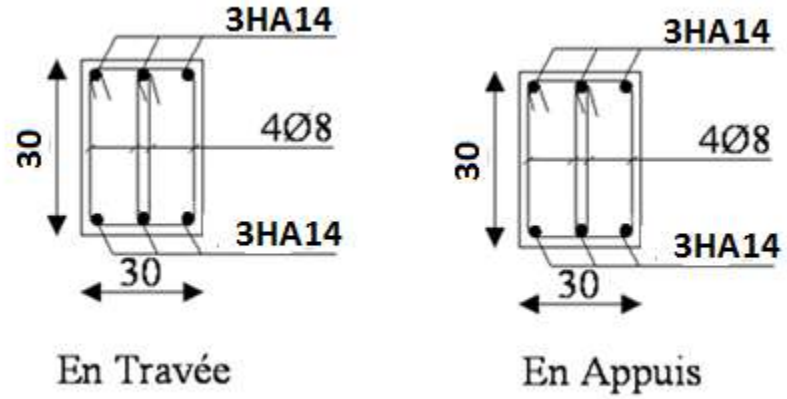


-Ferraillage des poutres principales au niveau de la terrasse et des poutres principales de rives au niveau des étages

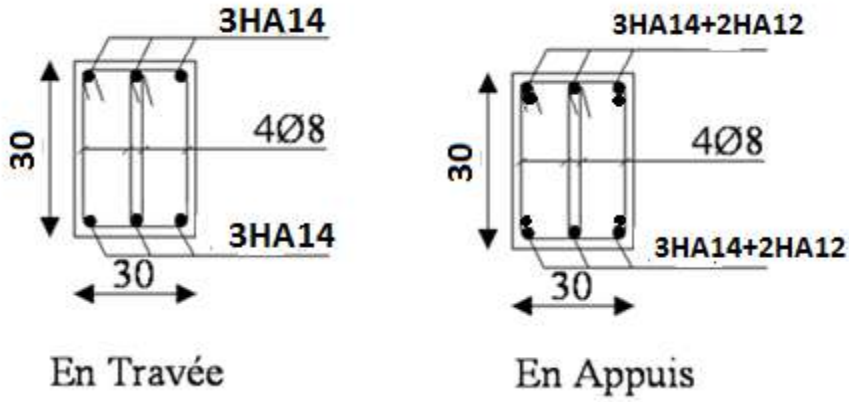


-Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

Figure V.2.Ferraillage des poutres principales.



-Ferraillage des poutres secondaires au niveau de la terrasse et des poutres secondaires intermédiaires au niveau des étages.



-Ferraillage des poutres secondaires de rives au niveau des étages

Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires

Remarque :

Les poutres secondaires (de rive) nécessitent plus de ferraillage que les poutres secondaires (intermédiaire), cela est du a la relation entre la rigidité et la force sismique, d'après la distribution horizontale des forces sismique Art [4.2.6] RPA99 version 2003 :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^{n} F_i = \sum_{i=k}^{n} F_i \qquad (F_t = 0)$$

Dans le cas des structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.[2]

La distribution horizontale des forces sismiques se fait selon la distribution des rigidités de chaque étage.

$$V_{xk} = F_t + \sum_{i=k}^{n} F_{xi} = \sum_{i=k}^{n} F_{xi} \qquad (F_t = 0)$$

$$V_{yk} = F_t + \sum_{i=k}^{n} F_{yi} = \sum_{i=k}^{n} F_{yi}$$

$$F_i = \frac{R_i}{\sum R_i}.V_k \qquad ; R_i = \text{la rigidité dans chaque portique}$$

Dans notre cas les portiques de rive sont plus rigides que les portiques intermédiaires.

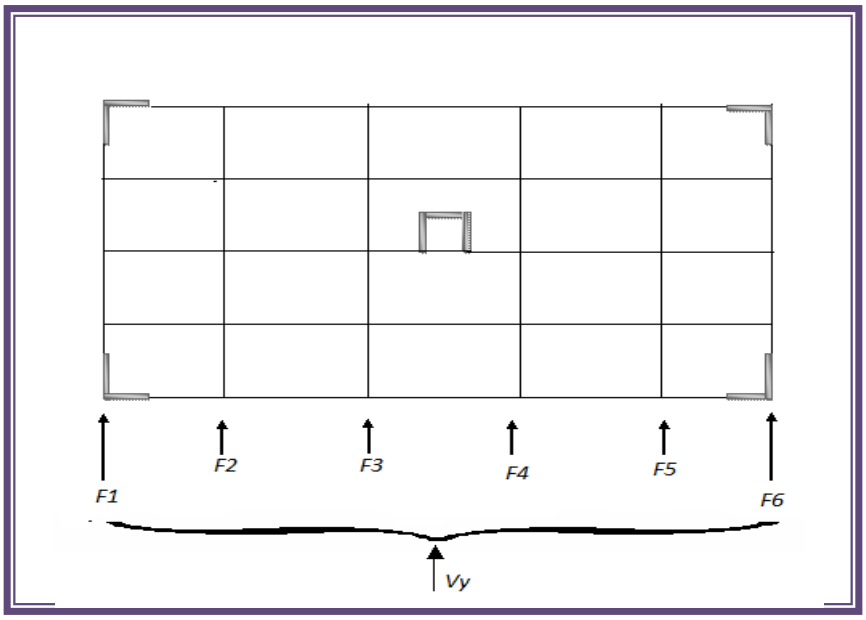


Figure V.4.Schéma de répartition de l'effort sismique

V.3.5.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.Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	*poutres intermédiaires*
Fissuration	*la fissuration est préjudiciable*	*la fissuration est peu nuisible*
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

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

	Niveau	*Vu (KN)*	*Combinaison*	*τu (Mpa)*	$\bar{\tau}_u$*(Mpa)*	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
Intermédiaire	*Terrasse*	*134,29*	*1,35G+1,5Q*	*0,89*	*3,33*	*CV*
	Etages	*142,68*	*G+Q+E$_x$*	*0,95*	*4,34*	*CV*
Rive	*Terrasse*	*133,11*	*1,35G+1,5Q*	*0,88*	*2,5*	*CV*
	Etages	*144,48*	*G+Q+E$_x$*	*0,96*	*3,26*	*CV*

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

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	22,60	1,35G+1,5Q	0,25	3,33	CV
	Etages	27,64	1,35G+1,5Q	0,30	3,33	CV
Rive	Terrasse	41,74	G+Q+E_y	0,46	3,26	CV
	Etages	86,32	G+Q+E_y	0,95	3,26	CV

V.3.6.Calcul des armatures transversales :

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

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma . (\tau_u - 0.3 . f_{tj} . K)}{0.9 . f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\ (0.9\,d\ ;\ 40\ cm) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} A_{t\,min} = 0{,}003 . s . b \\ Zone\ courante \Rightarrow S \leq h/2 \\ Zone\ nodale \Rightarrow S \leq Min(\frac{h}{4}, 12\Phi_l) \end{cases}$$

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

Tableau V.11.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30 x 50	0,96	40	2,01	12,5	25	1,35	5	15	**4Φ8**
30 x 30	0,95	24,4	2,01	7,5	15	1,35	5	15	**4Φ8**

V.3.7.Vérification de la flèche :

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

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

Avec : $M_t = K*M_0$

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

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

	1^{ere} condition			2^{eme} condition			3^{eme} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0,087	0,0625	CV	0,087	0,075	CV	0,0054	0,0105	CV
PS	0,076	0,0625	CV	0,076	0,075	CV	0,0057	0,0105	CV

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

V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

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'.

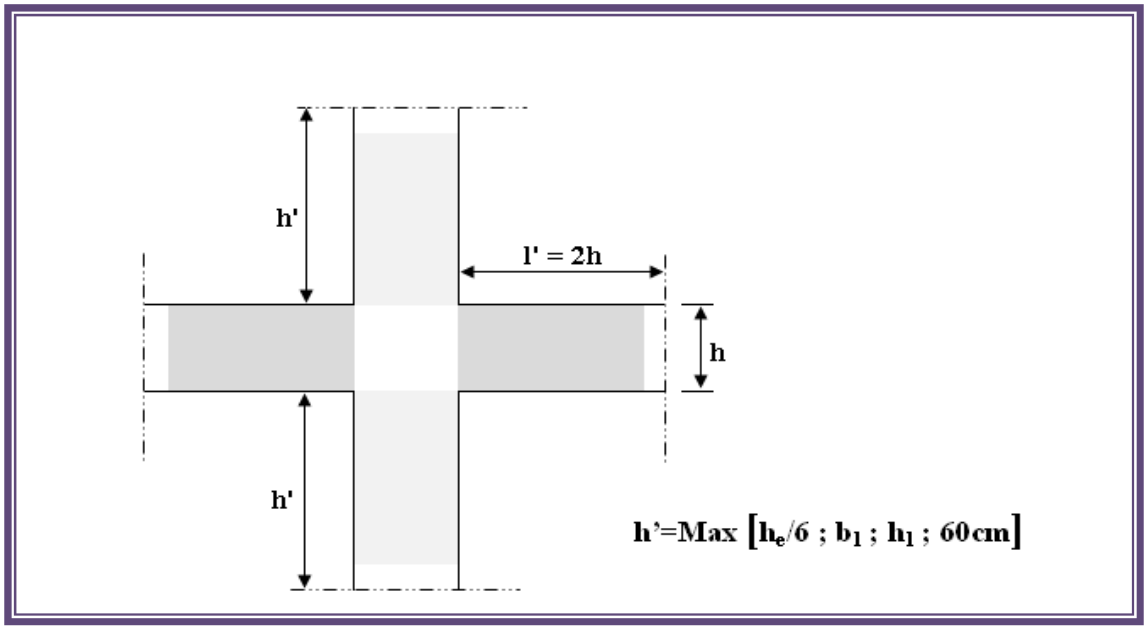


Figure V.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\% \quad : \text{En zone courante}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \quad : \text{En zone de recouvrement.}$$

- *Le diamètre minimum est de 12 mm.*
- *La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.*
- *La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.*
- *pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.*
  - *he : la hauteur d'étage.*

V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

❖ ***1er cas : Influence de l'effort normal :***

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

❖ ***2eme cas : Influence du moment :***

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

❖ ***3eme cas : Effort normal minimum :***

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : *Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :*

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : *Excentricités du 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.*

$$e_2 = \frac{3 L_f^2 (2 + \alpha . \phi)}{10000 . h}$$

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* ℓ_0 *sa longueur libre.*

$$e_a = Max[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.4.1.4. 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 : $d \square 0.9h \quad et \quad c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.13.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU.

Etage	Section	Cas	N KN	M_x KN.m	M_y KN.m	Combinaison	A_{1X}	A_{2X}	A_{1Y}	A_{2Y}	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$ (cm^2)
Entre Sol	55X55	I	2873.97	0.96	9.37	1,35G+1,5Q	4,4	4,4	4,4	4,4	3,025	27,22	4HA20 +8HA16 =28,65
		II	1610.66	27.15	22.39	G+Q+E_y	4,4	4,4	4,4	4,4			
		III	-191.75	11.76	10.55	0,8G+E_y	4,4	4,4	4,4	4,4			
RDC	50X50	I	2526.8	5.64	26.48	1,35G+1,5Q	4,0	4,0	4,0	4,0	2,5	22,50	12HA16 =24,13
		II	2066.57	130.98	36.44	G+Q+E_x	4,0	4,0	4,0	4,0			
		III	-506.42	63.50	31.89	0,8G+E_x	9,9	9,9	8,1	8,1			
1^{er}	50X50	I	2197.48	10.38	32.89	1,35G+1,5Q	4,0	4,0	4,0	4,0	2,5	22,50	12HA16 =24,13
		II	1783.44	166.15	45.27	G+Q+E_x	4,0	4,0	4,0	4,0			
		III	-234.03	91.66	45.09	0,8G+E_x	7,9	7,9	5,4	5,4			
2^{eme}	45x45	I	1875.56	10.78	28.48	1,35G+1,5Q	3,6	3,6	3,6	3,6	2,025	18,22	4HA16 +8HA14 =20,36
		II	1508.99	137.35	39.20	G+Q+E_x	3,6	3,6	3,6	3,6			
		III	-85.19	79.73	40.82	0,8G+E_x	5,9	5,9	3,6	3,6			
3^{eme}	45x45	I	1565.21	14.87	34.83	1,35G+1,5Q	3,6	3,6	3,6	3,6	2,025	18,22	4HA16 +8HA14 =20,36
		II	1246.48	150.14	47.95	G+Q+E_x	3,6	3,6	3,6	3,6			
		III	-11.23	25.93	123.07	0,8G+E_y	3,6	3,6	7,7	7,7			
4^{eme}	45x45	I	1261.53	17.80	39.09	1,35G+1,5Q	3,6	3,6	3,6	3,6	2,025	18,22	4HA16 +8HA14 =20,36
		II	993.85	149.4	53.81	G+Q+E_x	3,6	3,6	3,6	3,6			
		III	3.30	28.76	122.63	0,8G+E_y	3,6	3,6	3,6	3,6			
5^{eme}	40x40	I	963.02	14.18	29.66	1,35G+1,5Q	3,2	3,2	3,2	3,2	1,6	14,40	8HA16 =16,08
		II	743.62	104.04	40.83	G+Q+E_x	3,2	3,2	3,2	3,2			
		III	0.30	21.52	85.37	0,8G+E_y	3,2	3,2	5,9	5,9			
6^{eme}	40x40	I	671.51	16.40	33.82	1,35G+1,5Q	3,2	3,2	3,2	3,2	1,6	14,40	8HA16 =16,08
		II	497.74	106.78	46.55	G+Q+E_x	3,2	3,2	3,2	3,2			
		III	-7.52	23.45	85.34	0,8G+E_y	3,2	3,2	6,0	6,0			
7^{eme}	40x40	I	400.9	17.81	38.15	1,35G+1,5Q	3,2	3,2	3,2	3,2	1,6	11,025	8HA16 =16,08
		II	258.51	105.74	52.46	G+Q+E_x	4,3	4,3	3,2	3,2			
		III	-13.62	24.25	83.27	0,8G+E_y	3,2	3,2	6,0	6,0			
Salle machine	35x35	I	196.28	2.18	-10.82	1,35G+1,5Q	2,8	2,8	2,8	2,8	1,225		8HA14 =12,32
		II	134.72	43.78	-4.96	0,8G+E_x	2,8	2,8	2,8	2,8			
		III	37.70	27.31	-4.96	0,8G+E_x	2,8	2,8	2,8	2,8			

V.4.1.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- *Section entièrement comprimée :*

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma'_S = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c_1)}{I'_G}\right]$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_2 - c_2)}{I'_G}\right]$$

- *Section partiellement comprimée :*

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma'_S = 15\ k.(y_1 - c')$$

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

Il faut vérifier :

- *Pour la fissuration préjudiciable:* $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_S \leq [\sigma_s] = 202MPa$$

$$et\ \ \sigma'_S \leq [\sigma_s] = 202MPa$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux à l'ELS.

Etage	Section	Cas	N_{ser} KN	M_{xser} KN.m	M_{yser} KN.m	A (cm^2)	σ_{bx}	σ'_{Sx}	σ_{Sx}	σ_{by}	σ'_{Sy}	σ_{Sy}	Vérification
Entre Sol	55X55	I	2093,06	-2.98	0.24	28,65	6.4	95.3	0.00	6.3	94.3	0.00	CV
		II	1962.24	5.72	-4.88		6.1	90.5	0.00	6.0	90.2	0.00	
		III	366.56	0.05	2.58		1.1	16.5	0.00	1.2	17.5	0.00	
RDC	50X50	I	1840.25	-4.60	2.07	24,13	6.9	103.1	0.00	6.8	101.8	0.00	CV
		II	1450.50	-1.34	39.06		5.3	80.1	0.00	6.8	99.9	0.00	
		III	382.01	1.68	4.67		1.5	21.8	0.00	1.6	23.4	0.00	
1er	50X50	I	1600.59	-2.69	2.87	24,13	5.9	89.0	0.00	6.0	89.1	0.00	CV
		II	1256.88	0.78	44.41		4.6	69.2	0.00	6.3	92.1	0.00	
		III	386.38	-0.11	-1.30		1.4	21.2	0.00	1.5	21.8	0.00	
2eme	45x45	I	1366.32	-1.74	2.14	20,36	6.2	92.8	0.00	6.2	93.1	0.00	CV
		II	1065.13	1.78	37.71		4.9	72.6	0.00	6.7	97.9	0.00	
		III	295.81	-0.13	1.11		1.3	19.9	0.00	1.4	20.6	0.00	
3eme	45x45	I	1140.52	-1.12	2.41	20,36	5.2	77.2	0.00	5.2	78.1	0.00	CV
		II	887.46	3.90	47.00		4.2	62.2	0.00	6.4	92.5	0.00	
		III	250.96	0.11	1.50		1.1	16.9	0.00	1.2	17.9	0.00	
4eme	45x45	I	919.58	-0.98	2.15	20,36	4.2	62.3	0.00	4.2	63.1	0.00	CV
		II	722.09	5.54	52.71		3.5	52.3	0.00	6.0	85.4	0.00	
		III	203.59	0.12	2.04		0.9	13.7	0.00	1.0	15.1	0.00	
5eme	40x40	I	702.41	-0.33	2.03	16,08	4.0	59.5	0.00	4.1	61.2	0.00	CV
		II	563.26	5.30	41.25		3.6	52.6	0.00	6.2	87.8	0.00	
		III	133.42	-0.08	1.48		0.8	11.3	0.00	0.9	12.7	0.00	
6eme	40x40	I	490.23	-21.10	0.71	16,08	4.3	61.9	0.00	2.8	42.0	0.00	CV
		II	417.62	6.16	49.42		2.8	41.2	0.00	6.0	83.5	13.1	
		III	94.77	0.20	1.91		0.5	8.20	0.00	0.7	9.90	0.00	
7eme	40x40	I	293.55	10.31	-51.60	16,08	2.4	34.8	0.00	6.4	85.0	66.6	CV
		II	278.49	3.27	56.53		1.8	26.7	0.00	7.0	91.7	92.1	
		III	31.48	-0.61	2.01		0.2	3.2	0.00	0.3	4.60	0.00	
Salle machine	35x35	I	143.61	2.41	11.49	12,32	1.3	19.3	0.00	2.3	32.4	0.80	CV
		II	143.61	2.41	11.49		1.3	19.3	0.00	2.3	32.4	0.80	
		III	67.69	-8.08	-2.95		1.4	19.1	4.2	0.8	11.7	0.00	

V.4.2.Détermination des armatures transversales :

V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

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

Avec :

- *Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).*
- *b_0 : la largeur de poteau.*
- *d : la hauteur utile (d = h - c).*

V.4.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

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

❖ ***Selon le CBA93 :***

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ ***Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]***

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

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

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

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ *Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :*

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

Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

section	Com binaison	V_{ux} (kN)	τ_{ux} (MPa)	Combi-naison	V_{uy} (kN)	τ_{uy} (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
55x55	$G+Q+E_x$	23.58	0.08	$G+Q+E_y$	26.62	0.09	14.28	0.075	1.875	3.26	CV
50x50	$G+Q+E_x$	98.27	0.41	$G+Q+E_y$	94.02	0.39	15.71	0.075	1.875	3.26	CV
45x45	$G+Q+E_x$	90.94	0.47	$G+Q+E_y$	95.78	0.50	17.46	0.075	1.875	3.26	CV
40x40	$G+Q+E_x$	80.69	0.53	$G+Q+E_y$	94.14	0.62	19.64	0.075	1.875	3.26	CV
35x35	$G+Q+E_x$	42.09	0.37	$G+Q+E_y$	29.37	0.25	19.39	0.075	1.875	3.26	CV

V.4.2.3.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- *Equilibrer l'effort tranchant.*
- *Permettre le positionnement des armatures longitudinales.*
- *Empêcher le gonflement du béton.*
- *Empêcher le flambement des armatures.*

❖ ***Selon le CBA93 :***

- *Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :* $\phi_t \leq Min\left|\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right|$
  - ➢ Φ_ℓ *: 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 :*

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}$$

- *Avec dans le cas de la flexion composée.*

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq Min\ [0.9d, 40cm]$

$$et : \quad \frac{A_t \cdot f_{et}}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\ MPa$$

❖ ***Selon le RPA99 version 2003 :***

- *D'après l'article 7.4.2.2, On a :*

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

Avec :

- ➢ $A_t = n_t.a_t$
- ➢ ρ *: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant* λ_g *l'élancement géométrique du poteau*

  $\lambda_g = \ell_f/a$:

  $\rho = 2.5$ *si* $\lambda_g \geq 5$.

  $\rho = 3.75$ *dans les cas contraires.*

- *Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :*
  - ➢ *Dans la zone nodale:* $S_t \leq 10cm$ *en zone III.*
  - ➢ *Dans la zone courante:* $S_t \leq$ *Min* $(b/2, h/2, 10\phi_l)$ *en zone III.*

- *La quantité d'armatures transversales minimale A_t/ (S_t*b) en % est donnée comme suite :*

$$\begin{cases} Si \quad \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ Si \quad \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ Si \quad 3 < \lambda_g < 5 & Interpolation\ entre\ les\ valeurs\ limites\ précédentes \end{cases}$$

- *Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.*

- *Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.*
- *Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =235MPa)*

Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	$V_{u\ max}$ (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
55x55	26.62	314	4.97	3.75	40.65	Courante	16	40	10	4Φ10
						Nodale	10	40	5	4Φ10
50x50	98.27	314	4.54	3.75	10.01	Courante	16	40	10	4Φ10
						Nodale	10	40	5	4Φ10
45x45	95.78	314	5.04	2.50	13.86	Courante	14	38.25	10	4Φ10
						Nodale	10	38.25	5	4Φ10
40x40	94.14	314	5.67	2.50	12.54	Courante	16	33.75	10	4Φ10
						Nodale	10	33.75	5	4Φ10
35x35	42.09	314	5.60	2.50	24.54	Courante	14	29.25	10	4Φ10
						Nodale	10	29.25	5	4Φ10

V.4.2.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [2] :

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
55x55	Courante	0.570	CV
	Nodale	1.141	CV
50x50	Courante	0.628	CV
	Nodale	1.256	CV
45x45	Courante	0.697	CV
	Nodale	1.395	CV
40x40	Courante	0.785	CV
	Nodale	1.570	CV
35x35	Courante	0.897	CV
	Nodale	2.00	CV

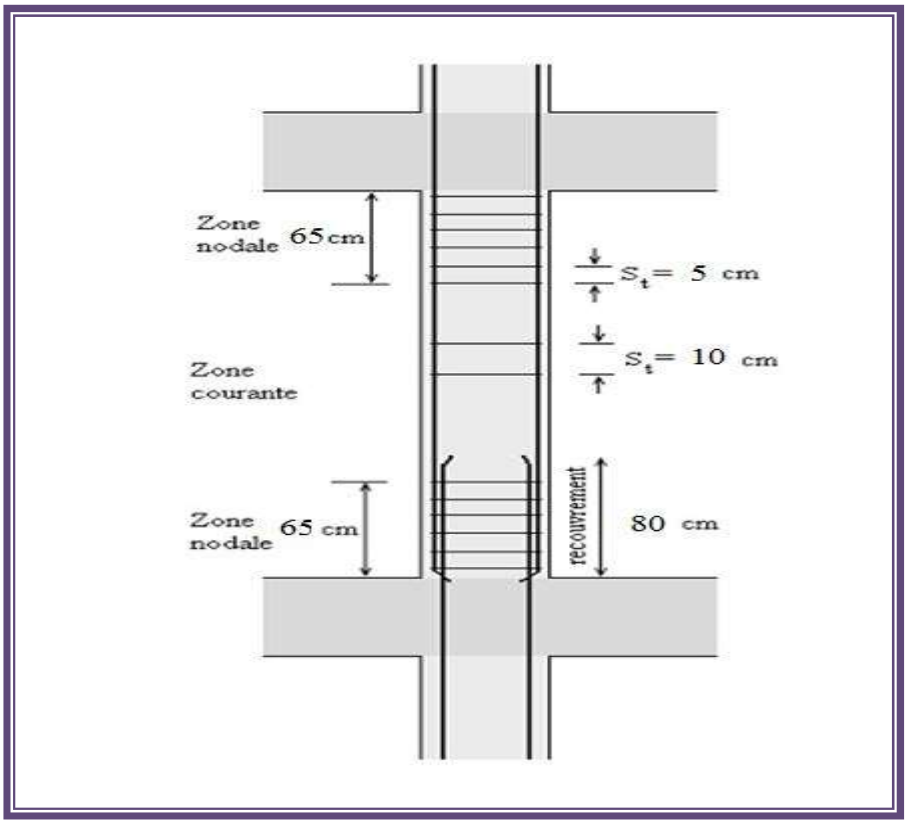


Figure V.6.Disposition des armatures pour les poteaux.

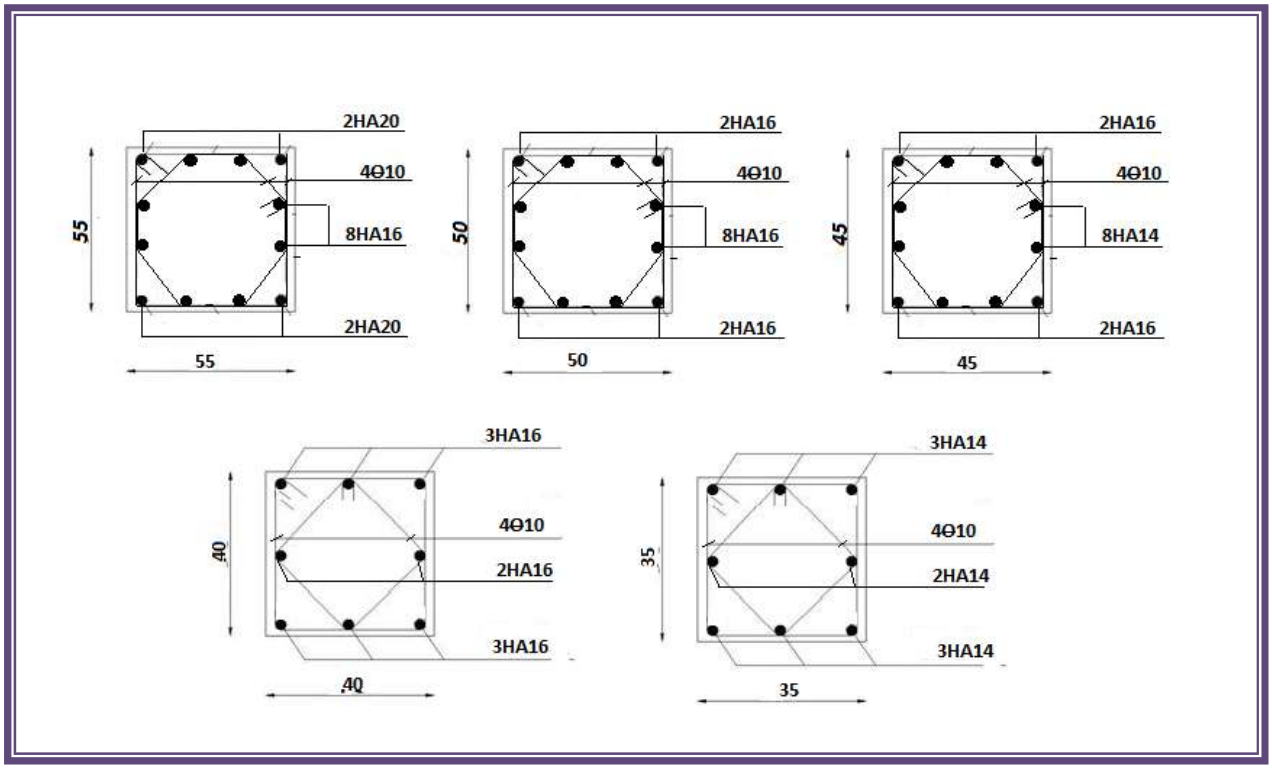


Figure V.7.Ferraillage des poteaux.

V.5.Ferraillage des voiles:

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont 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.

V.5.1.Recommandations réglementaires:

V.5.1.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- ***Selon le CBA 93:***

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- ***Selon le RPA 99(V2003):***

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ *dans la section tendue du voile.*

$A_{ver} = 0.15\%B$ *dans la section globale du voile.*

$A_{ver} = 0.1\%B$ *dans la section courante.*

Avec :

- ✓ *B: section du voile.*
- ✓ *a: épaisseur du voile.*
- ✓ φ_{ver} *: diamètre vertical.*

V.5.1.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- ***Selon le CBA 93:***

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0.9d \ ; 40cm\right]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: *Fissuration peu nuisible.*

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: *Fissuration Préjudiciable*

- τ_b *: contrainte de cisaillement.*
- $\overline{\tau}_b$ *: contrainte de cisaillement admissible.*
- A_h*: section d'armatures horizontales.*
- *d = 0.9 h: hauteur utile.*

ℑ ***Selon le RPA 99 V(2003):***

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30cm\right]$$

V.5.1.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.1.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ *40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.*
- ✓ *20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.*

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

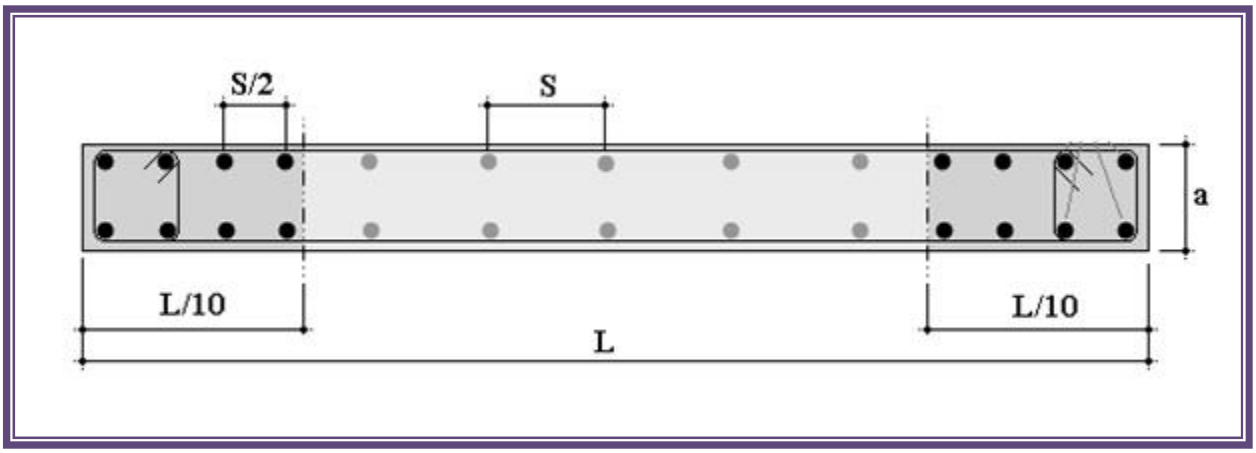


Figure V.8.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.2.Calcul des armatures :

Dans notre structure on a des voiles d'épaisseur 20 cm au niveau de l'entre sol, et de 15 cm au niveau des étages.

V.5.2.1.Armatures verticales :

V.5.2.1.a. Détermination des armatures verticales à l'ELU :

Tableau V.18.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol, d'épaisseur 20cm.

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combi-naison	A_1	A_2	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$
Entre sol	1	2.40	0.48	2698.09	166.03	1,35G+1,5Q	10.4	10.4	4.80	7.2	2(14HA10) =11cm^2
				1954.39	547.95	G+Q+E_X	10.4	10.4			
				953.81	97.36	0,8G+E_y	10.4	10.4			
Entre sol	2	1.85	0.37	2087.15	141.71	1,35G+1,5Q	8.2	8.2	3.70	5.55	2(12HA10) =9.42 cm^2
				608.62	149.50	G+Q+E_X	8.2	8.2			
				110.62	28.43	0,8G+E_x	8.2	8.2			
Entre sol	3	1.40	0.28	609.90	42.98	1,35G+1,5Q	6.4	6.4	2.80	4.20	2(10HA10) =7.85 cm^2
				353.30	95.91	G+Q+E_Y	6.4	6.4			
				233.70	36.11	0,8G+E_Y	6.4	6.4			

Tableau V.19.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2,50m

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combi-naison	A_1	A_2	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$
RDC, 1^{er} ,2^{eme}	A_1	2.50	0.37	1033.78	157.23	1,35G+1,5Q	10.6	10.6	3.75	5.62	2(17HA10) =13.35cm^2
				180.95	-178.95	G+Q+E_X	10.6	10.6			
				-43.89	177.74	0,8G+E_y	10.6	10.6			
3^{eme} ,4^{eme} ,5^{eme}	A_2	2.50	0.37	691.35	85.87	1,35G+1,5Q	10.6	10.6	3.75	5.62	2(17HA10) =13.35cm^2
				290.89	-166.83	G+Q+E_X	10.6	10.6			
				135.96	-67.75	0,8G+E_x	10.6	10.6			
6^{eme} ,7^{eme}	A_3	2.50	0.37	295.07	14.58	1,35G+1,5Q	10.6	10.6	3.75	5.62	2(17HA10) =13.35cm^2
				159.48	-69.54	G+Q+E_X	10.6	10.6			
				-92.00	48.56	0,8G+E_x	10.6	10.6			

TableauV.20. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2,40m.

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combi-naison	A_1	A_2	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$
RDC, 1^{er} ,2^{eme}	B_1	2.40	0.36	2481.78	-172.54	1,35G+1,5Q	10.2	10.2	2.1	5.4	2(14HA10) =11cm^2
				1792.40	-921.52	G+Q+E_X	10.2	10.2			
				314.85	63.75	0,8G+E_X	10.2	10.2			
3^{eme} ,4^{eme} 5^{eme}	B_2	2.40	0.36	1599.77	89.30	1,35G+1,5Q	10.2	10.2	2.1	5.4	2(14HA10) =11cm^2
				1136.56	-419.95	G+Q+E_X	10.2	10.2			
				572.12	-24.16	0,8G+E_x	10.2	10.2			
6^{eme} ,7^{eme}	B_3	2.40	0.36	473.88	33.79	1,35G+1,5Q	10.2	10.2	2.1	5.4	2(14HA10) =11cm^2
				323.59	-159.93	G+Q+E_Y	10.2	10.2			
				79.81	10.15	0,8G+E_x	10.2	10.2			

Tableau V.21. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1,85m

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combi-naison	A_1	A_2	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$
RDC, 1^{er} ,2^{eme}	C_1	1.85	0.27	1871.40	110.36	1,35G+1,5Q	8.0	8.0	2.77	4.16	2(12HA10) =9.42cm^2
				943.70	-619.93	G+Q+E_X	8.0	8.0			
				-183.61	-273.52	0,8G+E_X	8.0	8.0			
3^{eme} ,4^{eme} 5^{eme}	C_2	1.85	0.27	1232.91	82.65	1,35G+1,5Q	8.0	8.0	2.77	4.16	2(12HA10) =9.42cm^2
				811.51	188.41	G+Q+E_Y	8.0	8.0			
				300.47	102.47	0,8G+E_X	8.0	8.0			
6^{eme} ,7^{eme}	C_3	1.85	0.27	394.62	-60.34	1,35G+1,5Q	8.0	8.0	2.77	4.16	2(12HA10) =9.42cm^2
				177.19	-227.45	G+Q+E_Y	8.0	8.0			
				100.25	-160.49	0,8G+E_x	8.0	8.0			

Tableau V.22. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1,40m

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combi-naison	A_1	A_2	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$
RDC, 1^{er} ,2^{eme}	D_1	1.40	0.21	527.05	67.16	1,35G+1,5Q	6.2	6.2	2.1	3.15	2(10HA10) $=7.85cm^2$
				-73.66	278.48	G+Q+E_X	6.2	6.2			
				44.29	269.93	0,8G+E_Y	6.2	6.2			
3^{eme} ,4^{eme} ,5^{eme}	D_2	1.40	0.21	381.38	72.53	1,35G+1,5Q	6.2	6.2	2.1	3.15	2(10HA10) $=7.85cm^2$
				-110.10	264.76	G+Q+E_Y	6.2	6.2			
				23.87	-235.70	0,8G+E_X	6.2	6.2			
6^{eme} ,7^{eme}	D_3	1.40	0.21	125.55	97.73	1,35G+1,5Q	6.2	6.2	2.1	3.15	2(10HA10) $=7.85cm^2$
				38.26	201.55	G+Q+E_Y	6.2	6.2			
				-32.93	-74.13	0,8G+E_x	6.2	6.2			

V.5.2.1.B. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.23. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Voile	Combi naison	S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1	A_2	σ_b	$\sigma_S^{'}$	σ_S	Vérifi-cation
1	G+Q	0.48	2.40	1961.29	-225.04	11	11	4.8	71.7	0.00	CV
2	G+Q	0.37	1.85	1506.77	-147.12	9.42	9.42	4.8	72.7	0.00	CV
3	G+Q	0.28	1.40	433.41	-58.42	7.85	7.85	2.2	31.9	0.00	CV
A_1	G+Q	0.37	2.50	742.72	-89.55	13.35	13.35	2.2	33.3	0.00	CV
A_2	G+Q	0.37	2.50	494.58	-37.43	13.35	13.35	1.4	20.6	0.00	CV
A_3	G+Q	0.37	2.50	210.36	-26.26	13.35	13.35	0.6	9.5	0.00	CV
B_1	G+Q	0.36	2.40	1802.20	-305.83	11	11	6.3	93.5	0.00	CV
B_2	G+Q	0.36	2.40	1162.82	45.08	11	11	3.2	48.0	0.00	CV
B_3	G+Q	0.36	2.40	344.92	-47.68	11	11	1.1	17.0	0.00	CV
C_1	G+Q	0.27	1.85	1362.23	-105.98	9.42	9.42	5.4	80.9	0.00	CV
C_2	G+Q	0.27	1.85	897.70	91.87	9.42	9.42	3.8	56.2	0.00	CV

C_3	G+Q	0.27	1.85	287.71	22.63	9.42	9.42	1.1	17.1	0.00	CV
D_1	G+Q	0.21	1.40	380.31	-27.26	7.85	7.85	2.1	30.6	0.00	CV
D_2	G+Q	0.21	1.40	261.59	21.02	7.85	7.85	1.4	21.5	0.00	CV
D_3	G+Q	0.21	1.40	107.95	26.01	7.85	7.85	0.9	12.8	0.00	CV

V.5.2.2.Armatures horizontales :

V.5.2.2.a. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4\, T_{cal}}{b_0\ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 *: épaisseur du voile.*

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur total de la section brute

la contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$ *,il faut vérifier la condition suivante :* $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tableau .V.24. Vérification des voiles à l'effort tranchant.

Voile	L(m)	Epaisseur(m)	T(KN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
A	2.50	0.15	491.37	1.57	5	CV
1	2.40	0.20	791.98	1.57	5	CV
B	2.40	0.15	616.39	1.97	5	CV
2	1.85	0.20	399.09	0.79	5	CV
C	1.85	0.15	281.79	0.90	5	CV
3	1.40	0.20	355.16	0.70	5	CV
D	1.40	0.15	266.14	0.85	5	CV

V.5.2.2.b. Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : $St \leq \frac{0.9.At.\frac{fet}{\gamma_s}}{bo(\tau u - 0.3.ft28.K)}$

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).*

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min\,[0.9d\,, 40cm] & [1] \\ S_t \leq Min\,[1.5a\,, 30cm] & [2] \end{cases}$

Tableau .V.25.Détermination des armatures horizontales.

Voile	*L (m)*	*Ep (m)*	τ_u *(MPa)*	$Ø_h$	S_h *CBA*	S_h *RPA*	S_h	A_h *(cm^2)*	$A_{h\,min}$ *RPA*	$A_h \geq A_{h\,min}$
A	*2.50*	*0.15*	*1.57*	*8*	*22.5*	*20*	*20*	*2(16Ø8)=8.04*	*7.20*	*CV*
1	*2.40*	*0.20*	*1.57*	*8*	*30*	*25*	*25*	*2(16Ø8)=8.04*	*5.40*	*CV*
B	*2.40*	*0.15*	*1.97*	*8*	*22.5*	*20*	*20*	*2(16Ø8)=8.04*	*5.55*	*CV*
2	*1.85*	*0.20*	*0.79*	*8*	*30*	*25*	*25*	*2(16Ø8)=8.04*	*4.16*	*CV*
C	*1.85*	*0.15*	*0.90*	*8*	*22.5*	*20*	*20*	*2(16Ø8)=8.04*	*4.20*	*CV*
3	*1.40*	*0.20*	*0.70*	*8*	*30*	*25*	*25*	*2(16Ø8)=8.04*	*3.15*	*CV*
D	*1.40*	*0.15*	*0.85*	*8*	*22.5*	*20*	*20*	*2(16Ø8)=8.04*	*5.62*	*CV*

V.5.2.3.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \leq Ø_v$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

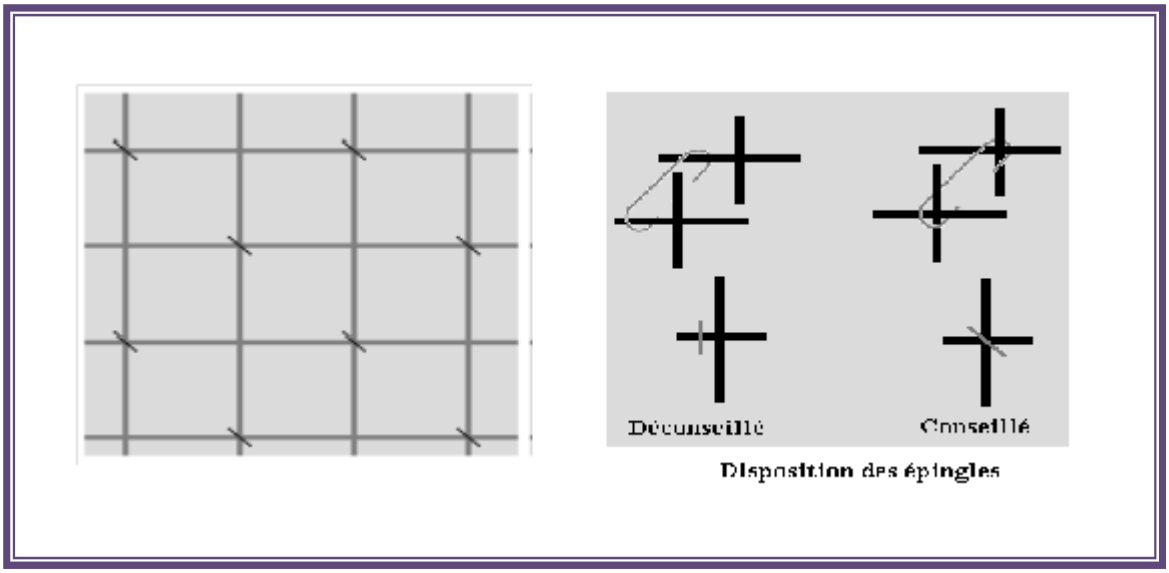


Figure V.9.Les armatures transversales et les épingles

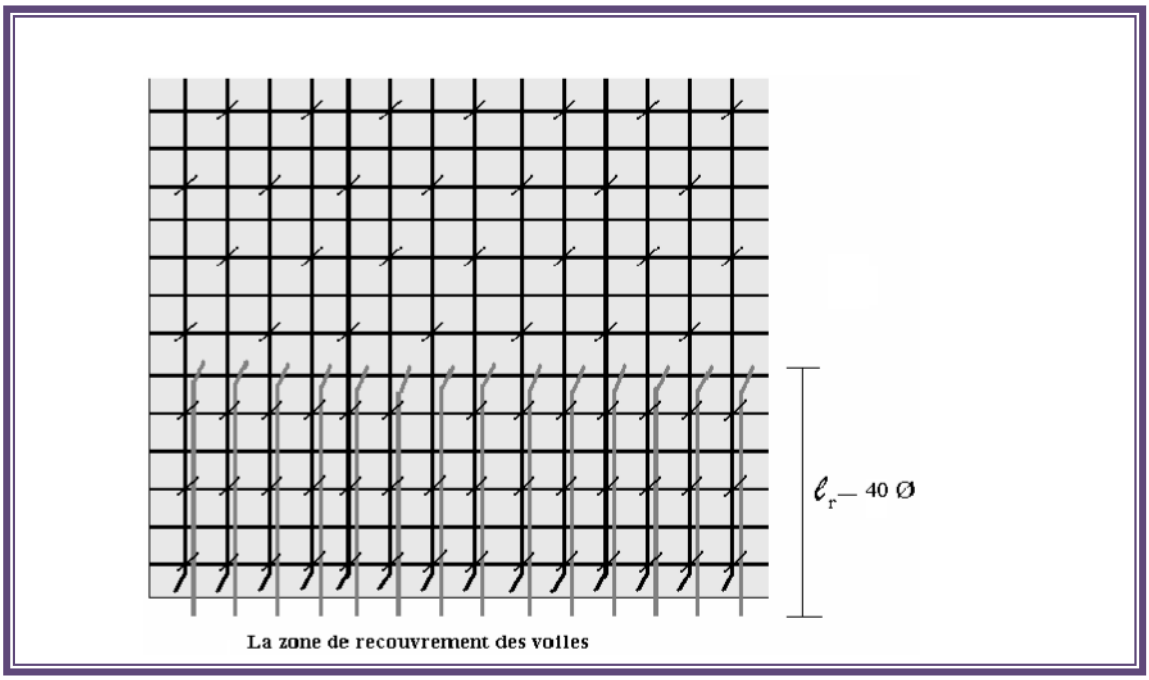


Figure V.10.La zone de recouvrement des voiles

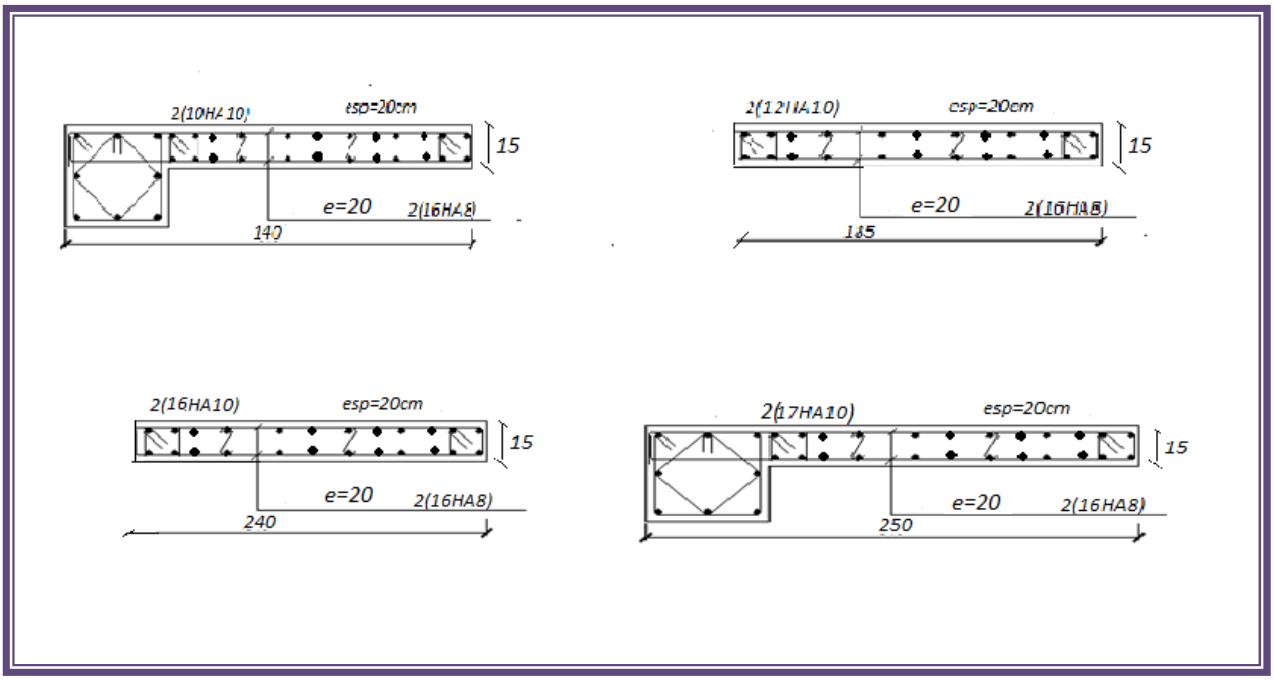


Figure V.11.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15cm.

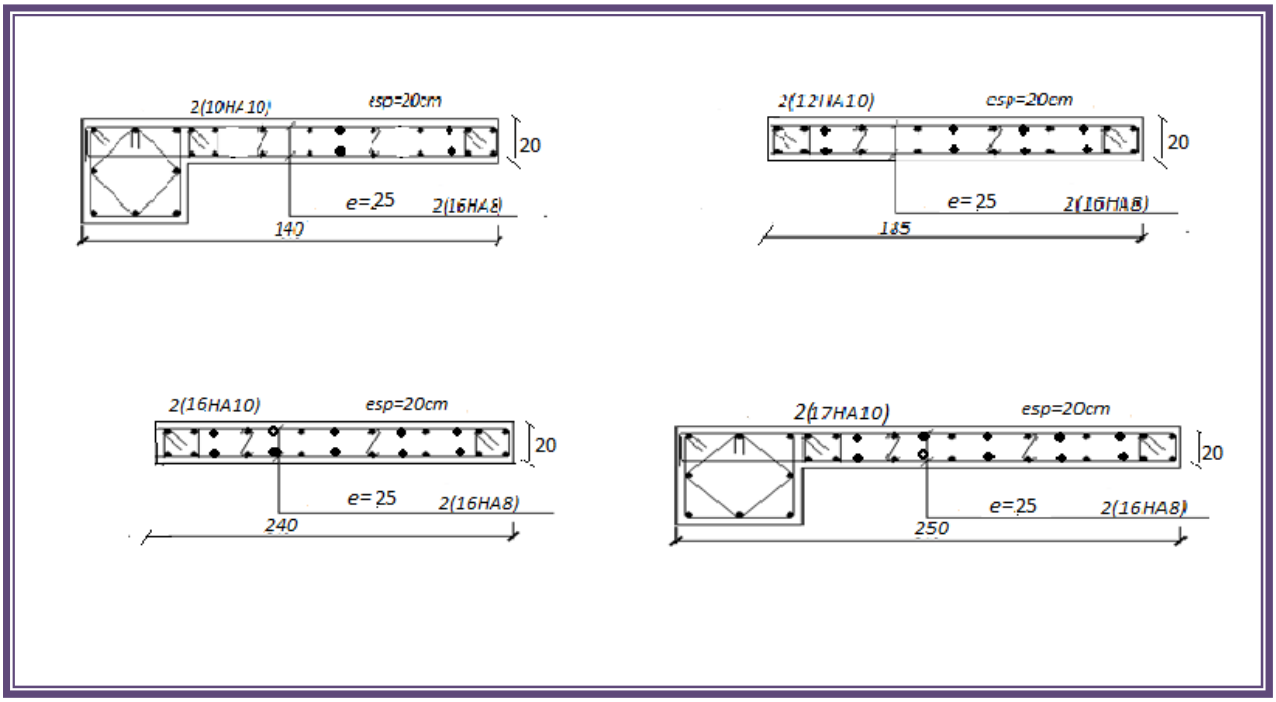


Figure V.12.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 20cm.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- *Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.*
- *Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.*
- *Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable*
- *Jouer un rôle d'appuis.*

VI.2.ETUDE DE FONDATION :

VI.2.1.Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support, les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

VI.2.2.Reconnaissance du sol :

Les investigations géotechniques on permit d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature rocheuse calcaire.

Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de bonnes cohésions, peu compressibles et non gonflantes avec un tassement admissible.

L'analyse chimique a donnée les résultats suivants :

- *Le PH est proche de la neutralité.*
- *Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.*
- *Le taux de carbonates est moyen dans la roche.*
- *Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.*

Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenu et la profondeur d'ancrage pour le projet :

Tableau.VI.1.Résultats des investigations géotechniques

Proposition	*Rp minimal*	*Taux de travail admissible*	*Taux de travail retenu*	*Profondeur d'ancrage*
1	*80bars*	*3.20bars*	*2.50bars*	*1.50m*

VI.2.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- *La nature et le poids de la superstructure.*
- *La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.*
- *La qualité du sol de fondation.*

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible= 2.5bars), sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

VI.2.3.a. Vérification du chevauchement entre les semelles :

i) Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

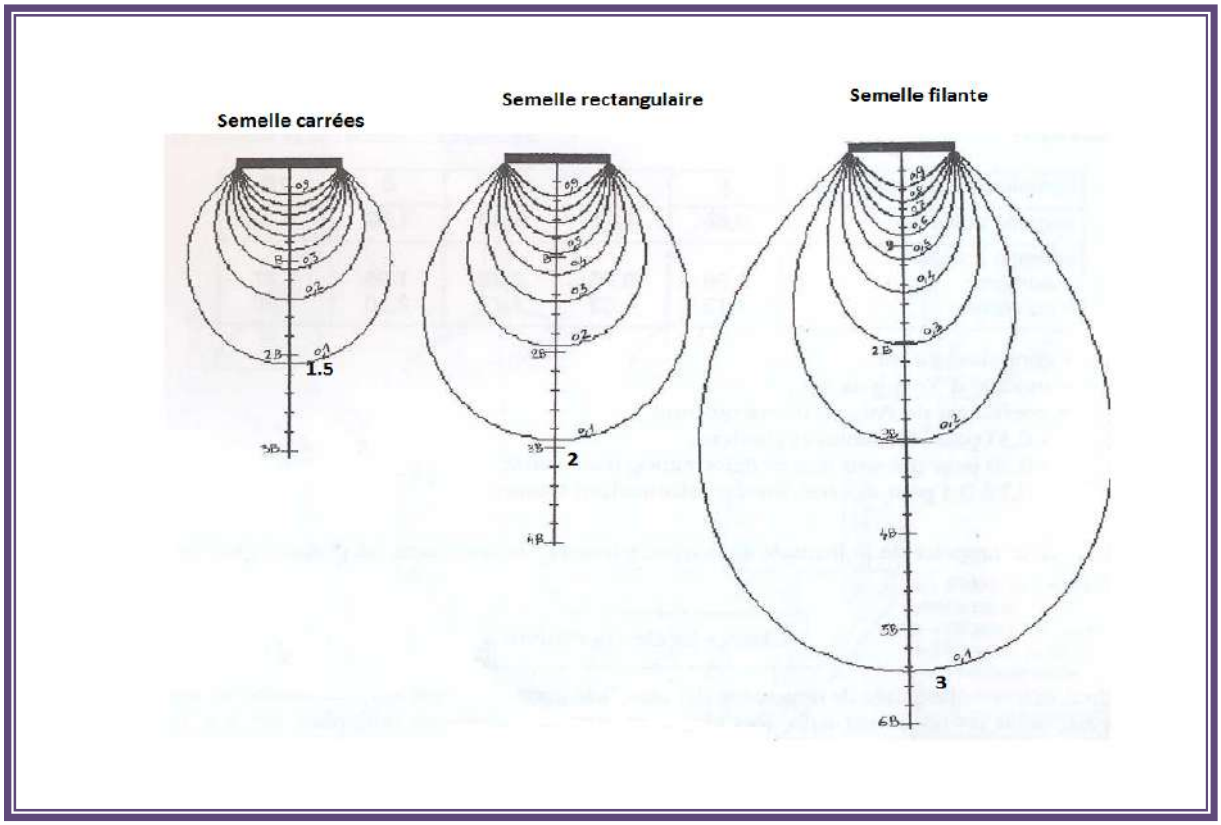


Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre. [4]

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} \times 1.5$

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} \times 3$

Ou L : distance entre deux semelles

C : largeur de la semelle

ii) ***Dimensionnement des semelles isolées :***

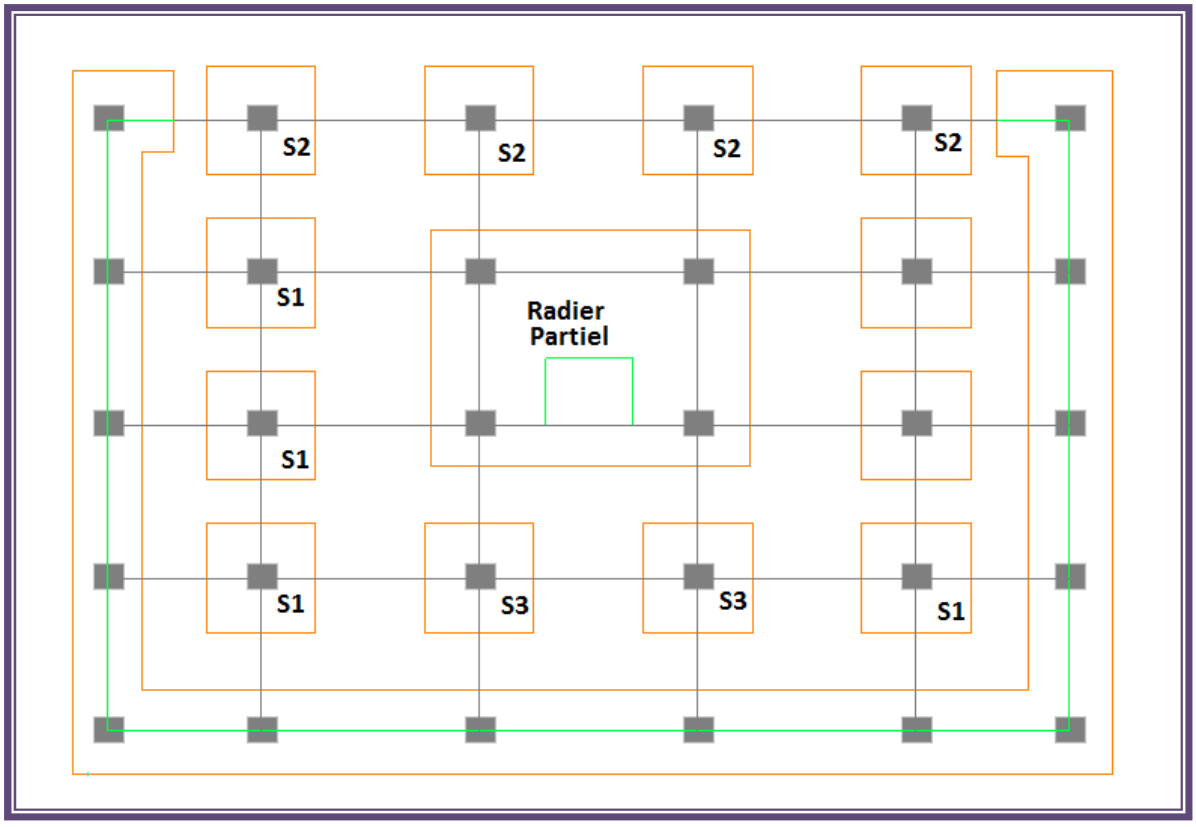


Figure VI.2.Choix N°1 des semelles.

Les dimensions en plan des semelles isolées sont déterminées comme suite :

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

ℑ ***Prenant la combinaison G+Q.***

La contrainte moyenne σ_m *, doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible* σ_s *:*

$$\sigma_m \leq \sigma_s \square \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3e_0 b}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

ℑ *Pour déduire A et B, on donne une valeur pour B, avec* $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

A,B : dimension de la semelle

a,b : dimension du poteaux.

ℑ *On vérifie :* $A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} B}\left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)$ *, avec* $e_0 = \frac{M}{N}$

Tableau. VI.2.Dimensionnement des semelles isolées.

	N (KN)	M_x *(KNm)*	M_y *(KNm)*	*A (m)*	*B (m)*	*S* (m^2)
S_{i1}	*1876.36*	*5.47*	*296.53*	*3.00*	*3.00*	*9.00*
S_{i2}	*1793.37*	*3.05*	*146.06*	*2.80*	*2.80*	*7.84*
S_{i3}	*2079.98*	*3.06*	*375.03*	*3.20*	*3.20*	*10.24*

Tableau. VI.3.Vérification du chevauchement entre les semelles.

	Semelles	*L (m)*	$\frac{C_1 + C_2}{2} \square 1.5$	$L \geq \frac{C_1 + C_2}{2} \square 1.5$
Sens x-x	S_{i1} - S_{i3}	*6.00*	*4.65*	*CV*
	S_{i3} - S_{i3}	*6.00*	*4.80*	*CV*
Sens y-y	S_{i1} - S_{i1}	*4.20*	*4.50*	*CNV*
	S_{i1} - S_{i2}	*4.20*	*4.35*	*CNV*

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles dans le sens y, ce qui nous mène à envisager des semelles filantes suivant cette direction.

iii) ***Dimensionnement des semelles filantes :***

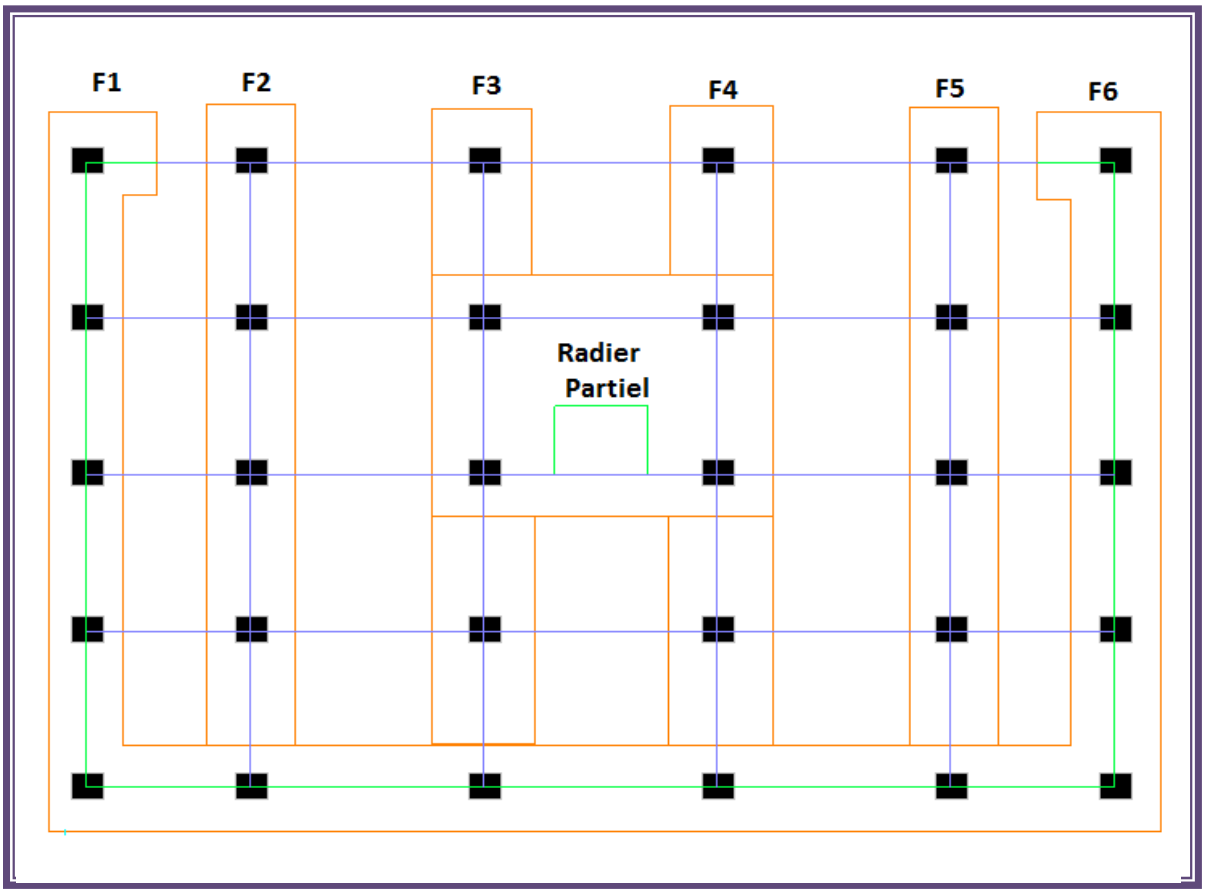


Figure VI.3.Choix N°2 des semelles.

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- *Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :*

$$Ns = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$\overline{\sigma_{sol}}$**:** *Contrainte admissible du sol vaut 0,25 MPa*

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Tableau. VI.4.Dimensionnement des semelles filantes suivant y.

	$\rangle_{.} N_x$	M_x	M_y	L (m)	B (m)	S (m^2)
F_1	5328.83	44.16	76.90	17.6	1.30	22.88
F_2	7095.58	25.62	56.76	17.6	1.70	29.92
F_3	11670.75	19.36	69.38	17.6	2.70	47.52
F_4	11906.75	14.47	27.94	17.6	2.70	47.52
F_5	7060.89	21.77	44.96	17.6	1.70	29.92
F_6	5439.20	21.23	26.39	17.6	1.30	22.88

Tableau. VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles.

	Semelles	L (m)	$\frac{B_1 + B_2}{2}$ □ 3	$L \geq \frac{B + B_2}{2}$ □ 3
Sens x-x	F_1 - F_2	4.20	4.50	CNV
	F_2 - F_3	6.00	6.60	CNV
	F_3 - F_4	6.00	8.10	CNV
	F_4 - F_5	6.00	6.60	CNV
	F_5 - F_6	4.20	4.50	CNV

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que le chevauchement persiste entre les semelles ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol située entre les deux semelles,

En plus, les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux filantes, on remarque que la surface des semelles représente 58,36 % de la surface d'emprise du bâtiment :

$$S_s / S_b = 258.84 / 443.52 = 58.36\ \%$$

Ce qui nous mène à envisager un radier comme fondation.

VI.2.4.ETUDE DU RADIER :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.2.4.a.Prédimensionnement du radier :

a) Détermination de la surface du radier :

L'emprise totale du bâtiment : $S_b = 443{,}52\ m^2$

La surface nécessaire du radier : $S_r \geq \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec S_r *: surface nécessaire du radier.*

$$S_r = \frac{50748.6}{250} = 202.99\ m^2 \quad \square \quad S_r \leq S_b$$

On prévoit un débord de 50 cm sur le périmètre du bâtiment.

$$S_r = (26.1 + 1).(16.8 + 1) = 487.72\ m^2$$

b) Détermination de l'épaisseur du radier :

- ***Condition de cisaillement :***

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau} = 0.05\ f_{c28} \quad , \qquad V_u = q\,\frac{l}{2}$$

Avec $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{50748.6}{487.72} \Rightarrow q = 104.05\ \ KN/ml$

Donc : $\frac{V_u}{bd} = \frac{q \times \frac{L_{max}}{2}}{b \times 0.9\, h} \leq 0.05\ f_{c28}$

$$h \geq \frac{104.05 \times 3}{0,05.1.0,9.25.10^3} = 0,27 \quad m$$

Soit : $h_r = 30cm$

- ***condition de rigidité :***

$$Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- L_{max} *: plus grande distance entre deux portique parallèles :* $L_{max} = 6.00\ m$
- L_e*: longueur élastique.* $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$
- *E : module d'élasticité. ,* $E = 32164\ MPa$
- *I : inertie d'une bande d'1 m de radier.*
- *K : coefficient de raideur du sol. ,* $K=120\ MN/m^3$ *(bon sol)*
- *b : largeur du radier (bande de 1m) .*
- $Le^4 = \frac{4EI}{Kb}$, $I = \frac{bh^3}{12}$
- *D'où :* $h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 120 \times (6)^4}{32164 \times \pi^4}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 1.33\ m}$$

On trouve que h ≥ 1.33 m est une épaisseur assée grande donc on choisit un radier nervuré.

- ***Dimensions du radier nervuré :***

- *La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :*

  $h_d \geq \frac{L}{20}$ *avec une hauteur minimal de 25cm*

  $h_d \geq \frac{600}{20}$ *= 30 cm*

on prend : h_d = 35 cm.

- *La nervure du radier doit avoir une hauteur*

$h_n \geq \frac{L}{10}$

$h_n \geq \frac{600}{10}$ = 60 cm

On prend : h_n = 65 cm, Avec b = 55cm.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on a :

- h_d = 35 cm → *hauteur de la dalle du radier.*
- h_n = 65 cm → *hauteur de la nervure.*
- *b = 55 cm → épaisseur de la nervure.*

VI.1.4.b. Caractéristique du radier :

1- Poids du radier :

$P_r = P_{radier} + P_{nervure} = (S_r . h_r . \gamma_b) + (a . b . L . \gamma_b)$

$= (487.72 \times 0.35 \times 25) + (0.65 \times 0.55 \times 210.8 \times 25)$

$= 4267.55 + 1884.02$

$= 6151.57$ KN.

2- Caractéristiques géométrique du radier :

- ***Calcul des inerties et du centre de gravite du radier :***

Tableau .IV.6.Inertie et centre de gravité du radier.

Panneaux	*Lx (m)*	*Ly(m)*	*Xi(m)*	*Yi(m)*	*S (m^2)*	*Ix (m^4)*	*Iy (m^4)*
1	*4.2*	*4.2*	*2.1*	*2.1*	*17.64*	*25.93*	*25.93*
2	*4.2*	*4.2*	*2.1*	*6.3*	*17.64*	*25.93*	*25.93*
3	*4.2*	*4.2*	*2.1*	*10.5*	*17.64*	*25.93*	*25.93*
4	*4.2*	*4.2*	*2.1*	*14.7*	*17.64*	*25.93*	*25.93*
5	*6*	*4.2*	*7.2*	*2.1*	*25.2*	*37.04*	*75.60*

6	6	4.2	7.2	6.3	25.2	37.04	75.60
7	6	4.2	7.2	10.5	25.2	37.04	75.60
8	6	4.2	7.2	14.7	25.2	37.04	75.60
9	6	4.2	13.2	2.1	25.2	37.04	75.60
10	6	4.2	13.2	6.3	25.2	37.04	75.60
11	6	4.2	13.2	10.5	25.2	37.04	75.60
12	6	4.2	13.2	14.7	25.2	37.04	75.60
13	6	4.2	19.2	2.1	25.2	37.04	75.60
14	6	4.2	19.2	6.3	25.2	37.04	75.60
15	6	4.2	19.2	10.5	25.2	37.04	75.60
16	6	4.2	19.2	14.7	25.2	37.04	75.60
17	4.2	4.2	24.3	2.1	17.64	25.93	25.93
18	4.2	4.2	24.3	6.3	17.64	25.93	25.93
19	4.2	4.2	24.3	10.5	17.64	25.93	25.93
20	4.2	4.2	24.3	14.7	17.64	25.93	25.93

- ***Centre de gravité du radier :***

Après calcul, les coordonnées du centre des masses du radier sont respectivement données par :

$$X_{GR} = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 13.2m$$

$$Y_{GR} = \frac{\sum S_i . Y_i}{S_i} = 8.4m$$

xg , yg étant les coordonnées du centre des masse du rez de chaussée.

$$\begin{cases} X_G = 13.75\ m \\ Y_G = 9.86m \end{cases}$$

- ***Moment d'inertie du radier :***

$I_x = L_x.(L_y)^3/12 = 25296.92\ m^4$

$I_y = L_y.(L_x)^3/12 = 10894.26\ m^4$

- ***Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G :***

  $e_x = |X_{GR} - X_G| = |13.2 - 13.75| = 0.55m$

  $e_y = |y_{GR} - y_G| = |8.4 - 9.86| = 1.46m$

Les valeurs du centre de masse de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.2.4.c .Vérification de la stabilité du radier :

1- Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq 0{,}045\ \mu x\ .\ f_{c28}.\ h/\gamma_b$$

ℑ ***Vérification pour les poteaux :***

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

Avec : Nu : charge du poteau à LELU égale à 2873.97KN

Uc : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

Uc = (a+b+2h) x 2 = (0.55+0.55+2(1)) x 2 = 6.2m

$N_u = 2873.97KN \leq (0.045 \times 6.2 \times 25000 \times 1)/1.5 = 4650KN$

ℑ ***Vérification pour les voiles :***

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité par la formule suivante.

Pour une bande de largeur ***b =1 m***

Avec : Nu : charge du voile à LELU égale à 2698.09KN

Uc : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

Uc = (a+b+2h) x 2 = (0.20+1+2(1)) x 2 = 6.4m

$N_u = 2698.09KN \leq (0.045 \times 6.4 \times 25000 \times 1)/1.5 = 4800KN$

Les conditions sont vérifiés, il n'y'a pas de risque de poinçonnement

2- Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

*N = (N radier + N bâtiment)= (**G** radier + Q + **G** bâtiment)*

N = (6151.57 + 50748.6) =56900.17 KN

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{56900.17}{487.72} = 116.66\ KN < \overline{\sigma_s} = 250\ KN \quad (CV)$$

3- Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G+E) :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

Tableau .IV.7.Vérification de la stabilité du radier.

	N	Mx	My	e_x	e_y	$L_x/4$	$L_y/4$	Vérification
0.8G+Ex	34319.5	70413.9	53799.06	2.05	1.56	6.85	4.45	CV
0.8G+Ey	24558.53	95361.9	91287.9	3.88	3.71	6.85	4.45	CV

Donc : pas de risque de renversement.

4- Vérification des contrainte :

à l'ELU : $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\overline{\sigma_s}$ *à l'ELS :* $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_s}$

avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm (\frac{M_x}{I_x}).y_g$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \pm (\frac{M_y}{I_y}).X_g$$

On a: ELU: Nu = 65963.17 KN *ELS: Nser = 56900.17 KN*

Mx = 99163.97 KNm *Mx = 99163.97 KNm*

My = 107646.49 KNm *My = 107646.49 KNm*

Tableau .IV.8.Vérification des contraintes.

	σ_{moy} ELU (KN/m^2)	σ_{moy} ELS (KN/m^2)
Sens x-x	151.70	133.12
Sens y-y	200.45	181.87
Vérification	$\sigma_{moy} \leq 1.33\overline{\sigma_s}$	$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_s}$

Les conditions sont vérifiéers.

VI.2.5.FERRAILLAGE DE RADIER :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

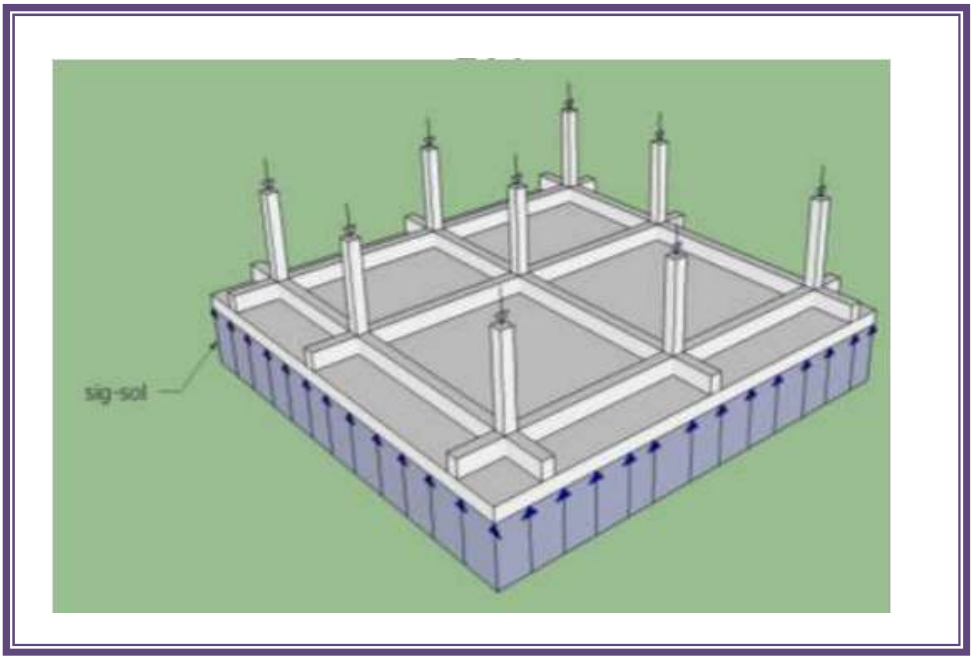


Figure VI.4.Schéma d'un radier nervuré.

1- *Ferraillage de la dalle du radier :*

On prend le panneau le plus sollicité du radier, il est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a: $\rho = \frac{4.20}{6.00} = 0.7 > 0.4$ □ *Le panneau travail suivant les deux directions*

ℑ *Détermination des moments de flexion :*

$P_u = 200.45KN/m^2$, $P_{ser} = 181.87KN/m^2$

Avec □ $\begin{cases} M_x = \mu_x P\, l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$

A ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_x = 241.85\, KNm \\ M_y = 104.48 KNm \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75\, M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_{tx} = 181.38 KNm \\ M_{ty} = 78.36 KNm \end{cases}$

Aux appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -0.5\, M_x \\ M_{ay} = -0.5 M_y \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_{ax} = -120.92 KNm \\ M_{ay} = -52.24 KNm \end{cases}$

A ELS: $\begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_x = 238.36 KNm \\ M_y = 138.65\ KNm \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75\, M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_{tx} = 178.77\ KNm \\ M_{ty} = 103.98\ KNm \end{cases}$

Aux appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -0.5\, M_x \\ M_{ay} = -0.5 M_y \end{cases}$ □ $\begin{cases} M_{ax} = -119.18 KNm \\ M_{ay} = -69.32 KNm \end{cases}$

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa};\ \overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}.$

b= 100cm, h= 35 cm, c= 3cm.

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 35 - 3 - \dfrac{1.6}{2} = 31.2\ \text{cm} \\ d_y = 31.2 - \dfrac{1.6 + 1.6}{2}. = 29.6\ \text{cm} \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9.Ferraillage de la dalle du radier.

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
Sens x-x	En travée	181.38	0.131	0.930	17.96	0.00	3.5	3.78	10HA20 =31.41
	En appuis	-120.92	0.087	0.955	11.66	0.00	3.5	3.78	10HA16 =20.10
Sens y-y	En travée	78.36	0.063	0.968	7.85	0.00	3.5	4.22	11HA16 =22.12
	En appuis	-52.24	0.041	0.980	5.17	0.00	3.5	4.22	7HA16 =14.07

- ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$$S_{t\,adm} \le Min\begin{cases} 3h = 105cm \\ 33cm \end{cases} \quad \square \quad S_{t\,adm} = 33\ cm$$

$$S_{a\,adm} \le Min\begin{cases} 4h = 140cm \\ 40cm \end{cases} \quad \square \quad S_{a\,adm} = 40\ cm$$

$$Soit\ \square \begin{cases} S_{tx} = 10cm < 33\ cm \\ S_{ax} = 105cm < 40\ cm \end{cases} \quad (CV)$$

$$\begin{cases} S_{ty} = 9cm < 33\ cm \\ S_{ay} = 14{,}5cm < 40\ cm \end{cases} \quad (CV)$$

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 282.14KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{282.14 \times 10^3}{1000 \times 313} = 0.90 MPa < \overline{\tau}_u = 2.5 MPa \quad (CV)$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 L_y} = 253.93 KN$$

$$\tau_u = \frac{253.93 \times 10^3}{1000 \times 299} = 0.85 MPa < \overline{\tau}_u = 2.5 MPa \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K N/mm^3	σ_{bc} (MPa)	σ_S	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$
Sens x	Travée	178.77	31.41	12.46	231713.78	0.07	8.72	197.82	CV
	Appuis	103.98	20.10	11.02	167389.67	0.06	6.61	181.62	CV
Sens y	Travée	119.18	22.12	11.08	159145.93	0.07	7.75	194.46	CV
	Appuis	69.32	14.07	9.26	113782.10	0.06	5.55	183.06	CV

2- *Ferraillage de la nervure :*

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions : b x h = 55 x 65 cm Simplement appuyées, la charge revenant à chaque nervure :

$$\begin{cases} q_u = \sigma_{moy\,u} \; x \; b \\ q_{ser} = \sigma_{moy\,ser} \; x \; b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 200.45 \; X \; 0.55 \\ q_{ser} = 181.87 \; X \; 0.55 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 110.24 \; KN/m^2 \\ q_{ser} = 100.02 \; KN/m^2 \end{cases}$$

Le calcul des moments est déterminé pour une poutre de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul qui a donné les résultats suivants :

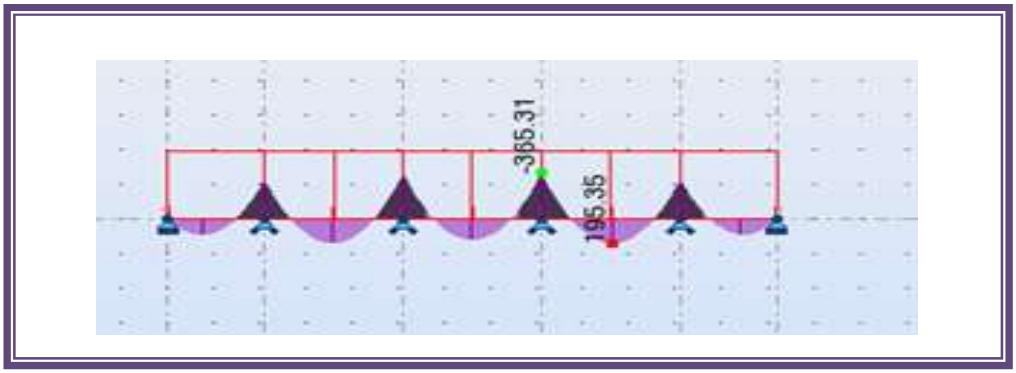


Figure VI.5.Schéma statique des moments dans la nervure a l' ELU

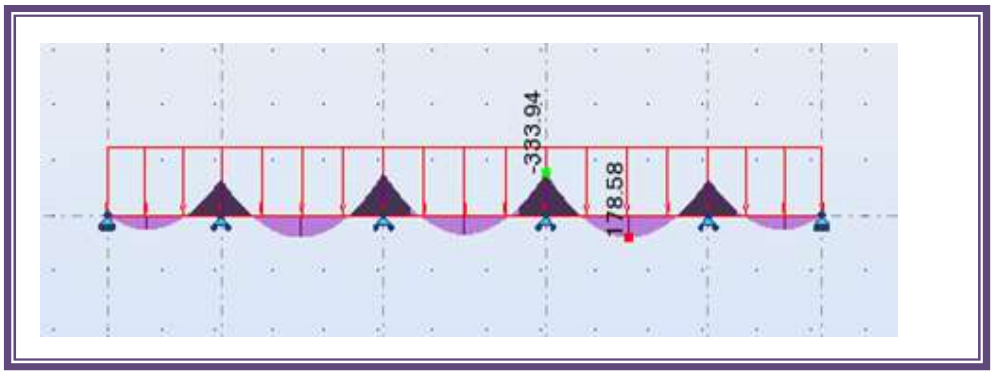


Figure VI.6.Schéma statique des moments dans la nervure a l' ELS

a- *Ferraillage de la nervure :*

Pour le ferraillage on prend le moment max en appuis et en travées

$$ELU : \begin{cases} M_t^{max} = 195.35\ KNm \\ M_a^{max} = 365.31\ KNm \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_t^{max} = 178.58\ KNm \\ M_a^{max} = 333.94\ KNm \end{cases}$$

Tableau VI.11.Ferraillage de la nervure.

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
En travée	195.35	0.065	0.967	9.36	0.00	3.57	4.11	8HA16 =16.08
En appuis	365.31	0.121	0.936	18.08	0.00	3.57	4.11	10HA20 =31.41

b- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.12.Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K N/mm^3	σ_{bc} (MPa)	σ_S	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$
Travée	178.58	16.08	19.34	571574.55	0.031	5.99	198.36	CV
Appuis	333.94	31.41	25.13	931430.21	0.035	8.79	193.56	CV

c- Armatures transversales :

- **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

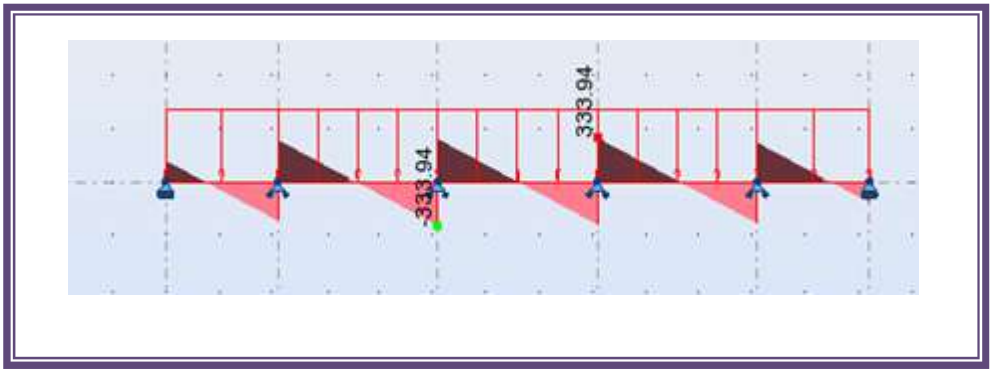


Figure VI.7.Schéma statique de l'effort tranchant dans la nervure.

Du graphe en a : $Tu = 333.94\ kN.m$

- ***Calcul de la contrainte de cisaillement*** τ_u *:*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{333.94 \cdot 10^3}{550 \cdot 650} = 0.93\ MPa < [\tau] = 2.50\ MPa$$

En appliquant les mêmes formules qu'on a vu dans les chapitres précédents pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

- ***Zone nodale :***
  - *la longueur* ℓ_{nodal} *=100 cm.*
  - A_t *= 4T10.*
  - S_t *= 10cm.*

-Zone courante :

- A_t *= 4T10.*
- S_t *= 20cm.*

Remarque :

Ci après est représenté l'allure des diagrammes de flexion dans les nervures du radier, on remarque une certaine similitude avec l'allure des moments de flexion dans les nervures des semelles filantes.

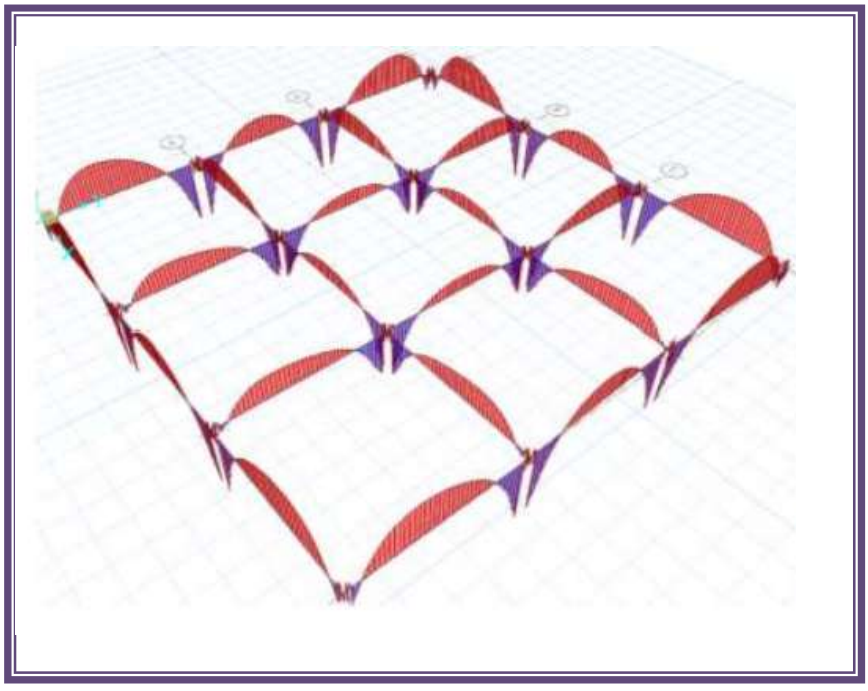


Figure VI.8. Allure des diagrammes de flexion dans les nervures du radier.

Il est clair que par similitude avec les semelles filantes, les nervures du radier seront ferraillées exactement de la même manière, a savoir :

- *En travée aciers disposé sur la fibre supérieure.*
- *En appui aciers disposé sur la fibre inférieure.*

VI.2.6.ETUDE DU VOILE PERIFERIQUE :

Les voiles périphériques sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le mur voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.91m et une épaisseur de 20 cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{391}{600} = 0{,}65 \geq 0{,}4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens}$$

1- Calcul de la poussée des terres:

- γ_d = 18 KN/m^3 *(poids volumique de la terre)*
- H = 3.91m
- P = 5 KN/ m^2 *(surcharge éventuelle sur le remblai)*
- λ = *l'inclinaison du mur*
- β = *l'inclinaison de la terre*
- φ = *angle de frottement*

$$A = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^2(\frac{180}{4} - \frac{32}{2}) = 0{,}30$$
$$\sigma_1 = A.\gamma_d.H = 21.11KN/m^2$$
$$\sigma_2 = A.P = 1.5N/m^2$$

Pour une bonde de 1 m:

- Q_u = 1,35 σ_1 + 1,5 σ_2
- Q_u = 30.74 KN/m
- Q_{ser} = 22.61 KN/m

2- Calcul des sollicitations:

$$\rho = 0{,}65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0751 \\ \mu_y = 0{,}3613 \end{cases}$$

ELU : $M_{0x} = \mu_x . q . l_x^2 = 0.0751 \times 30.74 \times 3.91^2 = 35.29$ *KN m*

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.3613 \times 35.29 = 12.75$ *KN m*

En travée*:* $M_{xt} = 0{,}85\ M_{0x} = 0{,}85 \times 35.29 = 29.99$ *KN m*

$M_{yt} = 0{,}85\ M_{0y} = 0{,}85 \times 12.75 = 10.83$ *KN m*

En appuis: $M_{xa} = -0{,}5\ M_{0x} = -0{,}5 \times 35.29 = -17.64$ *KN m*

$M_{ya} = -0{,}5\ M_{0y} = -0{,}5 \times 12.75 = -6.37$ *KN m*

ELS : $M_{0x} = \mu_x . q . l_x^2 = 0.0805 \times 22.61 \times 3.91^2 = 27.82$ *KN m*

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.5235 \times 27.82 = 14.56$ *KN m*

En travée *:* $M_{xt} = 0{,}85\ M_{0x} = 0{,}85 \times 27.82 = 23.64$ *KN m*

$M_{yt} = 0{,}85\ M_{0y} = 0{,}85 \times 14.56 = 12.37$ *KN m*

En appuis: $M_{xa} = -0{,}5\ M_{0x} = -0{,}5 \times 27.82 = -13.90$ *KN m*

$M_{ya} = -0{,}5\ M_{0y} = -0{,}5 \times 14.56 = -7.28$ *KN m*

3- Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa};\ \overline{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}.$$

b= 100cm, h= 25cm, c= 2cm.

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 20 - 2 - \frac{1.2}{2} = 17.4\ \text{cm} \\ d_y = 17.4 - \frac{1.2+1.2}{2}. = 16.2\ \text{cm} \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13.Ferraillage du voile périphérique.

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	*En travée*	*29.99*	*0.069*	*0.964*	*5.13*	*0.00*	*2*
	En appuis	*17.64*	*0.041*	*0.979*	*2.97*	*0.00*	*2*
Sens y	*En travée*	*10.83*	*0.029*	*0.985*	*1.92*	*0.00*	*2*
	En appuis	*6.37*	*0.016*	*0.992*	*1.12*	*0.00*	*2*

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_{xt} = 8HA12 = 9.05\ cm^2 \\ A_{xa} = 8HA12 = 9.05\ cm^2 \end{cases}$

: $\begin{cases} A_{yt} = 8HA10 = 6.28\ cm^2 \\ A_{ya} = 8HA10 = 6.28\ cm^2 \end{cases}$

- ***Vérifications***
  - ***Vérification de l'espacement entre les aciers :***

$S_{t\ adm} \leq Min\begin{cases} 3h = 75cm \\ 33cm \end{cases}$ □ $S_{t\ adm}$ = 33 cm

$S_{a\ adm} \leq Min\begin{cases} 4h = 100cm \\ 40cm \end{cases}$ □ $S_{a\ adm}$ = 40 cm

Soit □ $\begin{cases} S_t = 12{,}5cm \\ S_a = 12{,}5cm \end{cases}$ < 33 cm (CV)

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 45.32KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{45.32 \times 10^3}{1000 \times 174} = 0.26\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \quad (CV)$$

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 40.06KN$$

$$\tau_u = \frac{40.06 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.24\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \quad (CV)$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ***Vérification des contraintes à l'état limite de service :***

On considère la fissuration préjudiciable :

Tableau.VI.14 Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Sens x	Travée	23.64	9.05	5.64	24754.10	0.095	5.35	167.58	CV
	Appuis	13.90	9.05	5.64	24754.10	0.056	3.15	98.78	CV
Sens y	Travée	12.37	6.28	4.66	15917.92	0.077	3.58	133.28	CV
	Appuis	7.28	6.28	4.66	15917.92	0.045	2.09	77.89	CV

VI.2.7.ETUDE DES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment a 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.

1- Prédimensionnement: *RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b]*

Pour un sol de fondation de catégorie (S_1), le règlement n'a pas donnés de précision concernant la section minimal ou la valeur de α , car c'est un très bon sol, une section minimal d'armatures et suffisante.

On adopte une section de: (b x h) = (40 x 40) cm².

2- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN.$

***N** : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.*

***α** : coefficient de site en fonction de la zone sismique.*

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, α=12

$$\begin{cases} Nu = 2873.97KN \\ N_{ser} = 2093.06KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_U = 239.49\ KN \\ F_{ser} = 174.42KN \end{cases}$$

3- Ferraillage:

- ***Etat Limite Ultime:***

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

$$A_u = \frac{239.49\ x\ 10^3}{348} = 6.88cm^2 \quad \square \quad A_u \geq 6.88cm^2$$

- ***Condition de non fragilité: (CBA 93)***

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A \geq \frac{40 \text{ x } 40 \text{ x } 2.1}{400} = 8.4\, cm^2 \qquad \square \quad A \geq 8.40 cm^2$$

Donc on adopte : A=6HA14= 9.23 cm² .

- ***Vérification à l'ELS :***

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202\text{MPa} \qquad , \qquad \sigma_S = \frac{F_{ser}}{A}$$

$$\sigma_S = \frac{174.42\, x\, 10^3}{923} = 188.97\ MPa \ \leq \ \overline{\sigma_S} = 202\ MPa \qquad (CV)$$

- ***Section minimale donnée par le RPA 99version 2003:***

$$A_r \geq 0.6\,\% B$$

Le résultat obtenu est: $A_r \geq \frac{0.6\, x\, 40\, x\, 40}{100} = 9.6\, cm^2$.

Donc on adopte : A= 8HA14 = 12.31 cm².

- ***Armatures transversales :***

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

- ***Espacement:***

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm} ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm} ; 21\text{cm}\right]$$

On adopte: $S_t = 15cm.$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

On conclusion, on peut dire qu'à ce stade du projet, la structure semble satisfaisante d'un point de vue statique ainsi que dynamique, tous en respectant les exigences des règlements RPA99 version 2003, et CBA93.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire, et de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul utilisé.

D'un point de vue personnel, ce projet à été particulièrement motivant et riche en enseignements, fut comme initiative pour le début d'une vie professionnel.

En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ℑ *Documents réglementaires :*

[1]: *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé* ***C.B.A.93***

[2] : *Règles parasismique Algérienne* ***RPA99 version 2003***

[3]: *Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*

ℑ *Manuels techniques :*

[4] : *Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1*

«HENRY THONIER ».

[5] : *La construction en zone sismique « VICTOR DAVIDOVICI »*

[6] : *Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.*

[7] : *Aide mémoire béton armé. « PIERRE GUILLOMONT »*

ℑ *Logiciel :*

-SAP2000v12

-ROBOT EXPERT 2010

-AUTOCAD 2008