REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEYAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : structure

Etude d'un bloc administratif (RDC+5 étage + 1 sous_sols)

Présenté par

HASSINI Amina

TERCHI Siham

Proposé et Dirigé par

Mr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion 2019

REMERCIEMENTS

Tout d’abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur **Mr. Boukendakdji Otmane** pour l’encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l’ensemble des enseignants de l’institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Un grand merci pour l’ ingénieur, Mr Ouldtrki Benaissa pour leurs aides.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l’achèvement de ce mémoire trouvent ici l’expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne

sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me

voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours

souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères et mes sœurs.

A mes chers amis Ibtissam, Sara ,Assia ,Sabrina

,Fella ,Fathia ,Sara,Fatima Zohra , ,

, et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2019.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup

dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A notre cher collègue Kader et à notre professeur Abdellah el hadj qui

nous ont quitté cette année ; paix à leurs âmes.

AMINA

Dédicaces

Je rends grâce à dieu les touts puissant qui

M a permis d'arriver à ce but.

Tous d'abord aux êtres les plus à mon cœur que sont mes parents,

Dont je leurs souhaite une longue vie et parfaite santé.

Je dédie ce projet de fin d'étude :

Ma mère

Ma mère

Ma mère

A mon très chère père qui n a cessé de sacrifier pour moi.

A ma grand-mère

A mes sœurs et mes frères.

A tous ma famille : TERCHI

A mon mari Hassane

A tous mes amis

A ma binôme Amina

En fin, A tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin à la finalité

De mon projet.

A tous mes camarades de la promotion 2018-2019

siham

ملخص

هذا المشروع ودراسة مبنى مكون من طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤه في ولاية الجزائرالمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

-مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة للبناية تنطبق على المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج***(SAP2000 version 19.2)***

- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un bâtiment (1sous-sol+RDC+5 étages), implanté dans la wilaya de ***ALGER,*** cette région est classé comme zone ***III*** selon le ***(RPA99 version 2003).***

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version19.2 »***.

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

Abstract

This project is a study of a structure (1basement +ground floor+5floors), will be implanted in ***ALGER,*** this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force ***(CBA93, RPA99 v 2003).***

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version*****19.2***"*.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage 1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1
I.3. Structure de l'ouvrage : 1
I.3.1. Système de contreventement : 1
I.3.2 Planchers : 2
I.3.3 Maçonnerie : 2
I.3.4 Revêtement : 2
I.3.5 L'acrotère : 3
I.3.6 Les escaliers : 3
I.3.7 L'infrastructure : 3
I.3.8. Fondation : 3
I.4 Caractéristique des matériaux : 3
I.4.1 Béton : 3
1.4.3 Acier 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction : 6
II.2. Pré dimensionnement des planchers : 6
II.2.1. Plancher à corps creux : 6
II.2.2. Dalle pleine : 7
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 8
II.3.1.Charges permanentes : 8
II.3.1.1. Plancher à corps creux : 8
II.3.1.2. Plancher à dalles plaines : 9
II.3.1.3 Maçonnerie: 10
II.3.2. Charges d'exploitation : 11
II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres : 11
II.4.1. Les Poutres principales : 12
II.4.2. Les poutres porteuses: 12
II.4.3. Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1]: 12
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux : 13
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 13
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité : 14

II.5.2. Poteau circulaire : 15
II.5.2.1.1. La Surface reprise par le poteau plus sollicité : 15
II. 5.2.1.2. Calcul de l'effort : 16
II. 5.2.1.3. Détermination des Charges permanentes : 16
II. 5.2.1.4. Détermination des sur charges d'exploitation : 16
II.5.2.1.5.Vérification l'effort normal à l'état ultume : 17
II. 5.2.1.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1] : 18
II.5.2.2.Poteau carrée1 : 19
II. 5.2.2.1. La Surface reprise par le poteau plus sollicité : 20
II. 5.2.2.2. Calcul l'effort normal ultime : 20
II. 5.2.2.3. Charges permanentes : 21
II.5.2.2.4.Détermination des surcharges d'exploitaion : 21
II.5.2.2.5.Vérification de l'effort normal : 22
II.5.2.2.6. Vérification selon le RPA99 : 22
II.6. Les voiles : 23
II. 6.1. Pré dimensionnement des voiles : 23

CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires

III.1.Introdution 21
III.2.L' acrotère 21
III.2.1 Introduction 21
III.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 22
III.2.3. Calcul de ferraillage 22
III.3. Calcul des planchers 24
III.3.1.La dalle de compression 24
III.3.2. Calcul des poutrelles 25
III.3.2.1.Calcul avant coulage 26
III.3.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges 26
III.3.2.1.2. Calcul des étaiements 27
III.2.1.2.2 Calcul après coulage 27
III.3.2.2.1.Calcul des solicitation dans les poutrelles 28
III.3.2.2.2.Calcul du ferraillage 29
III.3.2.2.3. Vérification au cisaillement 31
III.3.2.2.4. Vérification préliminaire de la flèche 31
III.4. Les escaliers 32

III.4.1.Introduction 32
III.4.2. Les déférents types d'escaliers 33
III.4.2.1. Escalier droite à deux volets 33
III.4.2.1.1.Dimensionnement 34
III.4.2.1.1.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 34
III.4.2.1.3. Combinaison des charges 34
III. 4.2.1.4.Détermination des efforts 35
III.4.2.1.5. Ferraillage 37
III.4.2.1.6.Vérification de la flèche 38
III.4.2.1.7 .Calcul de la poutre palière 39
III.4.2.2.Etudes des escaliers balancé 43
III 4.2.2.1.Dimensionnement 43
III.4.2.2.2.Evaluation des charges permanentes de la paillasse 45
III.4.2.2.3.Ferraillage 46
III.4.2.2.4,Vérification de la fléche 48
III.5.Les dalles pleines 48
III.5.1.Définition 48
III.5.2 .Evaluation des sollicitations 49
III.5.3. Les déférents types des dalles pleines 49
III.5.3.1. Étude de la première dalle (Type 1) 49
III. 5.3.1.1. Calcul du ferraillage 50
III.5.3.1.2Vérification de la flèche 51
III.5.3.2Etude de la deuxième dalle (Type 2). 52
III.5.3.2.1. Le ferraillage (flexion simple) 53
III.5.3.2.2.Vérification de la flèche 54

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 55
IV.2. Disposition des voiles 55
IV.2.1. La disposition des voiles en 3D 56
IV.2.2.Caractéristique dynamique de la structure 56
IV.2.2.1. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] 56
IV.3. Calcul dynamique du bâtiment : RPA99v2003 [Art 4.1.1] 58
IV.3.1.Praincipe: 58
IV.3.2.Modélisation : 58
IV.3.3.Résultats des vérifications de la structure 62
IV.3.3.1. Vérification de comportement modal 63

IV.3.3.2. Vérification de participation massique : RPA99v2003 [4.3.4.a] 63
IV.3.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul:RPA99V2003[4.3.6] 64
IV.3.3.4.Vérificaion de la stabilité au renversement[Art 4.4.1] 66
IV.3.3.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] 67
IV.3.3.6. Vérification de cisaillement des élements 68
IV.3.3.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art7.1.3.3RPA99v2003] 70
IV.3.3.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] 71

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction 73
V.2. Les combinaisons des charges : 73
V.3.Ferraillage des poutres 73
V.3.1.Introduction 73
V.3.2. Ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires: 73
V.3.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93 74
V.3.4.Vérification des contraintes à L'ELS. 74
V.3. 5. Vérification des armatures transversales 74
V.3. 6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 75
V.3.7. Vérification de la flèche. 75
V.3.4 Ferraillage des poteaux 76
V.4. Ferraillage des voiles 79
V.4.1 Les trumeaux 79
V..4.1.1. Les armatures verticales 79
V.4.1.2. Les armateurs horizontaux 80

CHAPITRE VI : Etude Thermique

VI.1. Introduction 81
VI.2. La procédure du calul C.B.A93[Art.3.3.2] : 81
VI.2.1 Pour Les sollicitations:1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T 81
VI.2.2 .Pour Les sollicitations : ACC et ELU 82
VI.2.3. Vérification des contraintes ***à l'ELS*** 82
VI.2.3. Pour Les sollicitations : ACC et ELU 83
VI.2.4. Vérification des contraintes **à l'ELS** 83

VI.3.Vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA] 83
VI.3.1.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 84

Chapitre VII : calcul de l'infrastructure

VII.1. Introduction 85
VII.1.2.Reconnaissances du sol 85
VII.1.3. Choix du type des fondations 85
VII.1.3.1.Semelle isolée 85
VII.13.2. Semelle filante 87
VII.1.3.3.Poutre de libage 88
VII.3.4.Semelle sous voile de contreventement et périphique 89
VII.1.3.5 Les longrines 90
VII.1.3.5.1. Ferraillage des longrines 91
VII.2.Etude de voile périphérique 91
VII.2.1.Dimensionnement 91
VII.2.2.Calcul du ferraillage 91

LISTE DES TABIEAUX

Les tableaux	Page
CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage	
Tableau.I.1.Dimension du bloc	1
Tableau.I.2. Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.	4
Tableau.I.2. Autres caractéristiques du béton.	4
Tableau.I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances	5
Tableau.I.4. Autres caractéristiques de l'acier.	5
CHAPITRE II : Pré dimensionnement	
Tableau.II.1. Pré dimensionnement des planchers corps creux.	7
Tableau.II.2 Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.	7
Tableau.II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.	8
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.	9
Tableau.II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines .	9
Tableau.II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.	10
Tableau.II.7. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison)..	10
Tableau.II.8. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).	11
Tableau.II.9. Charges d'exploitations du chaque étages du structure	11
Tableau.II.10. Pré dimensionnement des poutres principales	12
Tableau.II.11. pré dimensionnement des poutres secondaires	12
Tableau.II.12. . vérification selon RPA99 version 2003.	12
Tableau.II.13. Surface reprise par le poteau.	14
Tableau.II.14. Calcul de l'effort.	14
Tableau.II.15. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.	15
Tableau.II.16. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages	17
Tableau.II.17. . Vérification de L'effort normal ultime de résistance.	18
Tableau.II.18. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003	19
Tableau.II.19. Surface reprise par le poteau.	20
Tableau.II.20. . Calcul de l'effort normal ultime	20
Tableau.II.21. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité	21
Tableau.II.22. . Dégression des charges en fonction du nombre d'étages	21
Tableau.II.23. Vérification de L'effort normal ultime de résistance.	22
Tableau.II.24. Vérification selon le RPA99 version 2003.	22
CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires	
Tableau.III.1. . Combinaison des charges de L'acrotère	24
Tableau.III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.	24
Tableau.III.3 .Ferraillage de l'acrotère.	24

Tableau.III.4 .Vérification à l'ELS	24
Tableau.III.5 . Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles	28
Tableau.III.6 : Calcul des moments	28
Tableau.III.7 : . Calcul de nombre d'étaiement	29
Tableau.III.8 : Evaluation des charges et surcharges	29
Tableau.III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELU)	30
Tableau.III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELS)	30
Tableau.III.11 : . Les efforts maximaux	30
Tableau.III.12 . calcul des armatures	32
Tableau.III.13 : . Armatures longitudinales des poutrelles	32
Tableau.III.14 les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement	33
Tableau.III.15 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	34
Tableau.III.16 : . Vérification de la flèche des poutrelles	34
Tableau.III.17 : Démensionnement d'escalier.	35
Tableau.III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type1)	36
Tableau.III.19 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type1)	36
Tableau.III.20 : Combinaison des charges de l'escalier (type1)	36
Tableau.III.21 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier	39
Tableau.III.22 : Vérification de la section d'armatures	39
Tableau.III.23 : . Section d'armatures de répartition dans l'escalier	39
Tableau.III.24 : Vérification de l'espacement	39
Tableau.III.25 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS	40
Tableau.III.26 : Pré dimensionnement de la poutre	41
Tableau.III.27 : Sollicitations de la poutre palière	41
Tableau.III.28 : Ferraillage de la poutre palière	4242
Tableau.III.29 : Vérification de la poutre palière à l'E.L.S	42
Tableau.III.30 : Vérification de la poutre palière selon le RPA99	42
Tableau.III.31 : Les Vérifications selon CBA	42
Tableau.III.32 : les armatures transversales dans la poutre palier et leur espacement	43
Tableau.III.33 : . les Vérifications	44
Tableau.III.34 :. Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	44
Tableau.III.35 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.	45
Tableau.III.36 : Combinaisons des charges dans l'escalier	46
Tableau.III.37 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier	47
Tableau.III.38 : Vérification de la section	48
Tableau.III.39 : Section d'armature de répartition dans l'escalier	48
Tableau.III.40 : Vérification de l'espacement	48
Tableau.III.41 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS	49
Tableau.III.42 : Evaluations des sollicitations	50
Tableau.III.43 : Calcul des sections d'acier de la dalle pleine.	52

Tableau.III.44 : Vérification des contraintes à l'ELS.	52
Tableau. III 45 : Les efforts internes	54
Tableau.III.46. Résultats de ferraillage ELU	54
Tableau.III.47. Vérification des contraintes à l'ELS.	55
Tableau.IV.1. Centre de Rigidité & Centre de Masse	60
Tableau.IV.2. Calcul de l'excentricité totale.	60
Tableau.IV.3. Coefficient de comportement R	62
Tableau.IV.4 Justification du coefficient de comportement R suivant X	63
Tableau.IV.5. . Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)	63
Tableau.IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y	64
Tableau.IV.7. . Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)	64
Tableau.IV.8. Facteur de qualité Q	65
Tableau.IV.9. Le comportement des trois premiers modes	66
Tableau.IV.10. . Vérification de participation massique.	66
Figure. IV. 11 : Calcul de la force sismique totale.	67
Tableau.IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.	68
Tableau.IV.13. Vérification de la résultante final des forces sismiques de calcul.	68
Tableau.IV.14. Vérification de la stabilité au renversement	69
Tableau.IV.15. Vérification du déplacement en tête du bâtiment	69
Tableau.IV.16. Vérification les déplacements inter étages Sens X	69
Tableau.IV.17. Vérification les déplacements inter étages sens y	70
Tableau.IV.18 Vérification de cisaillement des poutres	70
Tableau.IV.19. Vérification de cisaillement des voiles.	71
TableauIV.20. Vérification de l'effort normal réduit à la base	72
Tableau.IV.21. Vérification de l'effort normal réduit à la base	72
Tableau.IV.22. Redimensionner les poteaux circulaires Sens X	72
TableauIV.23. Redimensionner les poteaux circulaires Sens Y	73
Tableau.IV.24. Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y	73
Tableau.IV.25. Dimensionnement final des éléments	74
ChapitreV.Ferraillage des élément résistent	
Tableau.V.1. calcul du ferraillage.	75
Tableau.V.2. Armatures choisies et vérification selon RPA2003 et CBA93	76
Tableau.V.3. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.	76
Tableau.V.4. Vérification des armatures transversales.	76
Tableau.V.5. Vérification des contraintes de cisaillement	77
Tableau.V.6. Vérification des flèches	77
Tableau.V.7. La section d'armatures des poteaux	79
Tableau.V.8. Armature choisie et vérification selon le RPA99 V2003	79

Tableau.V.9. Vérification des contraintes à l'ELS	80
Tableau.V10. *La section d'armatures transversales des poteaux.*	80
Tableau.V.11. Calcul les armatures verticales	82
Tableau.V.12. Vérification des armatures a ELS des voiles	82
Tableau.V.13. Calcul les armateurs horizontaux	83
CHAPITRE V : Etude Thermique	
Tableau.V.1. Calcul l'effort thermique	85
Tableau.V2. Calcul de ferraillage sous l'effort thermique	86
Tableau.V.3. Vérification des contraintes à l'ELS	86
Tableau.V.4. ferraillage Les sollicitations ACC et ELU	86
Tableau.V.5. Vérification des contraintes à l'ELS	86
Tableau.V.6. Comparaison de ferraillage Thermique et Acc	87
Tableau.V.7. Vérification de ferraillage de section minimale	87
Tableau.V.8 Calcul des armatures transversales	87
Tableau.V.9. Calcul de cisaillement.	88
Tableau.V.10. Vérification préliminaire de la fléché.	88
CHAPITRE VI : Etude D'infrastructure	
Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELU.	90
Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées	91
Tableau.VI.3. **.** Dimensionnement de la semelle filante (ELS)	91
Tableau.VI.4. Ferraillage principales	91
Tableau.VI.5. ferraillage parallèle	92
Tableau.VI.6. . Armatures de réparation des semelles filantes	92
Tableau.VI.7. Dimensionnement de poutre de libage	92
Tableau.VI.8 Vérification des contraintes	92
Tableau.VI.9. Calcul de ferraillage	92
Tableau.VI.10. Les armatures choisies	93
Tableau.VI.11 Vérification des contraintes a L'ELS	93
Tableau.VI.12. Vérification de cisaillement	93
Tableau.VI.13. Dimension des semelles filantes sous voiles	94
Tableau.VI.14 Ferraillage la Semelle sous voile de contreventement et périphérique .	94
Tableau.VI.15. . Armature principales des semelles filantes sous voile	94
Tableau.VI.16. . Armature de répartition des semelles filantes sous voile	94
Tableau.VI.17. calcule de ferraillages de longrine	95
Tableau.VI.18. Vérification des contraintes a l'état limite de service	95
Tableau.VI.19. Ferraillage du voile périphirique.	96

LISTE DES FIGURES

Les figures	page
CHAPITRE II : Pré dimensionnement	
Figure .II.1 : surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité	15
Figure .II.2 surface de plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité.	19
CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires	
Figure.III.1 : L'acrotère	24
Figure.III.2 : Ferraillage de l'acrotère	26
Figure.III.3 : Disposition des armatures de la table de compression	27
Figure.III.4: Schéma de la poutrelle avant coulage	28
Figure.III.5 : les type des poutrelles.	30
Figure.III.6 : les sections des armatures en travées et en appui	32
Figure.III.7 : . Schéma statique de l'escalier (type 01)	36
Figure.III.8 : Schéma statique d'une volée d'escalier	36
Figure.III.9 Diagramme des efforts à L' E.L.U	38
Figure.III.10 : Diagramme des efforts à L'E.L.S	39
Figure.III.11 : Escaliers balancé	45
Figure.III.12 : Diagramme des efforts à L' E.L.U	46
igure.III.13 : Diagramme des efforts à L'E.L.S	47
Figure.III.14 : Dimensionnement la première dalle	48
Figure.III.15 Moment fléchissant dans le balcon à L ELU	51
Figure.III.16 : Effort tranchant dans le balcon.	52
Figure.III.17 : . Moment fléchissant dans le balcon à l ELS	52
igure.III.18: Diagramme des efforts à L'E.L.S	52
Figure.III.19 : . Dimensionnement la deuxième dalle	54
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Figure. IV. 1 : Disposition des voiles contreventements (vue en 3D)	59
Figure. IV. 2 : Centre de rigidité et centre de masse	61
Figure. IV. 3 : Spectre de réponse X, Y.	62
CHAPITRE V : Ferraillage des éléments	
Figure. V.1. Dessin de ferraillage des poutres principales.	77
Figure. V. 2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires	78
Figure. V. 3 : Ferraillage des poteaux	81
CHAPITRE VI : Etude thermique	
Figure.V.1 La variation de la Températures en 2019 à Algérie	84
Figure.V.2. les poutres exposée ou chargement climatique	85
Figure.V.3. Ferraillage des poutres secondaire terrasse	88
CHAPITRE VII : Etude D'infrastructure	
Figure.VI.1 Les bulles de pression	90

Figure.VI.2 Dessin de ferraillage des longrine.	91

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bloc administratif en 1sous-sol+RDC+05, implanté à Alger qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcule d'un Municipalité en RDC+cinq étage+Sous-sol, à usage Administratif, L'ouvrage sera implanté à Alger classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

- Le règlement de béton armé « **CBA 93**».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR**».
- Le règlement parasismique « **RPA99version2003**».

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bloc

Dimensions en plan	**Dimensions en élévation**	
Longueur : 78,05m Largeur: 26,4m	Hauteur de Sous-sol Hauteur de RDC Hauteur de l'étage courant Hauteur total du bâtiment	h_s = 3.57m h_r = 4.08m h = 4.08m h_t =28.05m

I.3. Structure de l'ouvrage

I.3.1. Système de contreventement

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépassé 11m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.3.2. Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers:

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm ;
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.3.5. L'acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Escaliers

Sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 02 types d'escaliers :

- Escalier droite à deux volées.
- Escalier balances.

I.3.7. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.3.8. Fondation

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux[CBA93]

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

I.4.1. Béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$.

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

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: f_{t28} = 2.1MPa$$

Tableau I.3.Autres caractéristiques du béton.

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	**ELU**	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 MPa

I.4.2. Acier

- **Type d'Acier**

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence :

Tableau I.4. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	T≥10	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

Tableau I.5. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="3">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td colspan="2">200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durableσ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelleσ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159.40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130.42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des ouvrages plans horizontaux constituants des séparations entre les niveaux d'une habitation et supportant des charges verticales. Ils ont pour fonction :

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux ;
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux CBA93[Art B.7.2.2]

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes:

Tableau II.1. Pré dimensionnement des planchers corps creux.

$L_{max} = 4.19$ m		
$L_{max}/25$ (cm)	ep (cm)	$L_{max}/20$ (cm)
16.76	**20**	20.95

Avec : L : longueur maximale de la poutrelle

ep : l'épaisseur de plancher

Conclusion

Selon le *CBA93 (ART.B7.2.2)***,** On adoptera un plancher de **20 cm** d'épaisseur composé d'un corps creux de**16cm** et d'une dalle de compression de **4cm** d'épaisseur.

II.2.2. Dalle pleine

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

- **Critère de résistance**

Dalle reposante sur 2 appuis **: (Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx/30**

Dalle reposante sur 3 ou 4 appuis :**(Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx/40)**

Avec :

e_P: épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L_x = 4.19 m.

Tableau II.2. Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.

L	$L_{max}/45$ (cm)	ep (cm)	$L_{max}/40$ (cm)
4.19 m	9.31	**15**	10.47

- **Sécurité contre l'incendie**

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

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

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

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**.

Remarque

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

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

II.3.1. Charges permanentes DTR[Art 6.B]

II.3.1.1. Plancher à corps creux

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

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

DTR[B.C.2.2]

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,12	22	2,64
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,8
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**6,76**

- **Plancher courant**

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.

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	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison légères	0,1	-	1,62
TOTAL				**6,00**

II.3.1.2. Plancher à dalles plaines

❖ **Plancher Terrasse inaccessible**

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**7.45**

- **Planchers étages courants**

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

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	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Murs doubles cloison	0,1	-	1.62
TOTAL				**6.95**

II.3.1.3. Maçonnerie

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

Tableau II.7. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

- **Murs extérieurs (double cloison)**

Tableau II.8. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3.2. Charges d'exploitation DTR B.C[Art 7.2.1]

Tableau II.9. Charges d'exploitations du chaque étages du structure

DTR [B.C.2.2]

Niveau	Usage	Q (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	Inaccessible	**1**
Les étage courant +sous-sol	Administratif	**2.5**

II.4. Pré-dimensionnement 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.

II.4.1. Les Poutres principales

Tableau. II. 10. Pré dimensionnement des poutres principales

Poutre principale			
L_{max}=420cm	**L_{max}/15(cm) ≤**	h (cm)	**≤ L_{max}/10(cm)**
	28	45	**42**
	0.3 h (cm) ≤	b (cm)	**≤ 0.7 h (cm)**
	13.5	30	**31.5**

Donc on adopte la section des poutres principales (bxh) = 30x45cm^2

II.4.2. Les poutres porteuses

Tableau. II.11. Pré dimensionnement des poutres secondaires.

Poutre secondaire			
L_{max}=475cm	**L_{max}/15(cm) ≤**	h (cm)	**≤ L_{max}/10(cm)**
	31.67	35	**47.5**
	0.3 h (cm) ≤	b (cm)	**≤ 0.7 h (cm)**
	10.5	30	**24.5**

Donc on adopte la section des poutres secondaires (bxh) = 30x35cm^2

Avec :

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

h : la hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.4.3.Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Tableau II.12 : vérification selon RPA99 version 2003

	Poutre principale	Condition	Poutre secondaire	Condition
h ≥ 30 cm	45	Vérifiée	35	Vérifie
b ≥ 20 cm	30	Vérifie	30	Vérifie
h/b ≤ 4	1.5	Vérifie	1.17	Vérifie

II.5.Pré-dimensionnement des poteaux

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

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :

(Nu=1,35G+1,5Q),

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. **[Art B.8.1.1]**

Donc dans notre cas cette charge devienne : (Nu=1.1Nu).

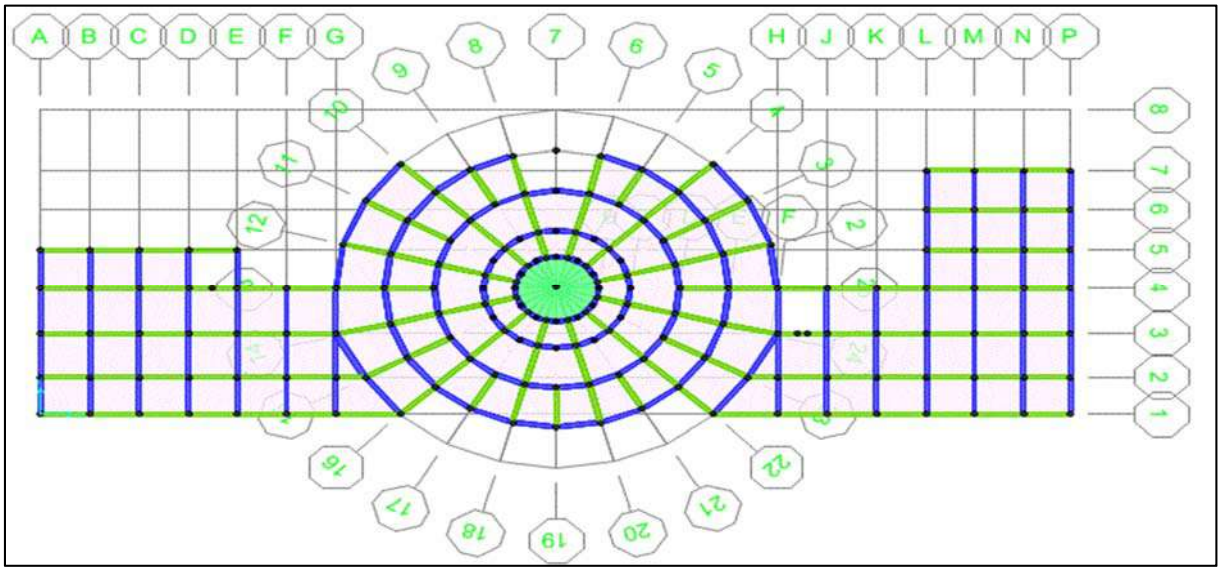


Figure. II.1.les position des potreaux

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement

- conditions du RPA99 version 2003.

- **Pour les poteaux carrés**

*Zone*III

$Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$

$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

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

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

Br = (b-2cm) *(h-2cm).

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie;

α : coefficient

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

- **Pour les poteaux circulaires**

*Zone*III

$D \geq 35cm$

$D \geq \frac{h_e}{15}$

$i = 4\frac{Lf}{h}$

L=D (poteau circulaire)

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a deux poteaux les plus sollicités :

II.5.2.1. POTEAU CIRCULAIR [C ;2]

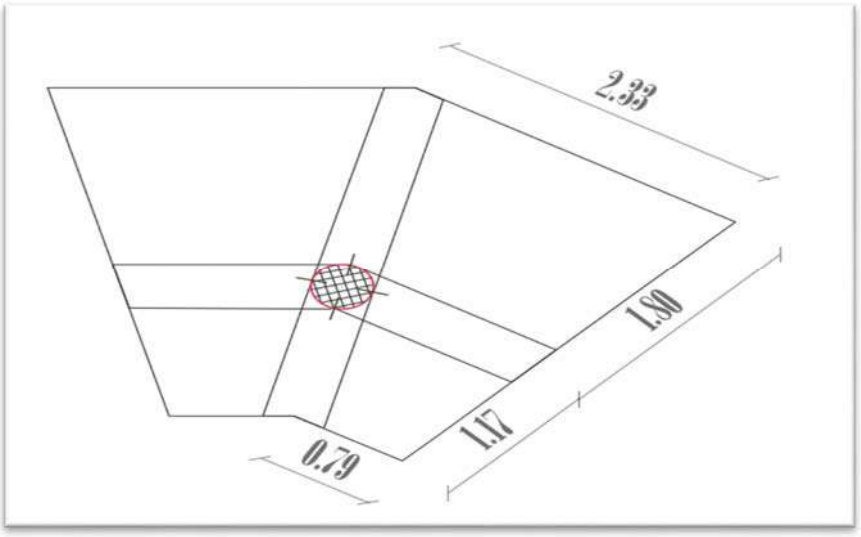


Figure. II.1.surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité

II.5.2.1.1. La Surface reprise par le poteau plus sollicité

Tableau. II.13. Surface reprise par le poteau.

La surface partielle	[(2.33*2-0.3)+(0.79*2-0.3))*((1.175+1.8)-0.3)]*1/2	7.543m²
La surface totale	[((2.33*2)+0.79*2))*(1.175+1.8)]*1/2	9.282m²

II.5.2.1.2. Calcul de l'effort

Tableau. II.14. Calcul de l'effort.

Etages	**B**	**B_r (cm^2)**	**f_{c28} (Mpa)**	**L_f (m)**	**I**	**Λ**	**A_s (cm^2)**	**A**	**N_u kN**
5, 4, 3, 2,1 (D=45)	1590.43	1452.20	25	2.85	0.113	25.39	1.59	0.76	2110.79
RDC (D=45)	1590.43	1452.20	25	2.85	0.113	25.93	1.59	0.76	2110.79
S-S (D=45)	1590.43	1452.20	25	2.49	0.113	22.21	1.59	0.78	2158.96

II.5.2.1.3. Détermination des Charges permanentes

Tableau. II.15. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pot} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5ème	50.991	16.21	7.57	6.16	80.94	80.94
4ème	45.258	16.21	7.57	6.16	75.21	156.16
3ème	45.258	16.21	7.57	6.16	75.21	231.38
2ème	45.258	16.21	7.57	6.16	75.21	306.59
1ème	45.258	16.21	7.57	6.16	75.21	381.81
RDC	45.258	16.21	7.57	6.16	75.21	457.02
S-Sol	45.258	14.18	7.57	6.16	73.18	530.21

II.5.2.1.4. Détermination des sur charges d'exploitation

Selon le DTR. Art [B.C.2.2]. [3]

- **Loi de dégression :** *« DTR C.2.2 » [3].*

Le coefficient étant valable pour n ≥ 5.

Tableau. II.16. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages.

Etage	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)	(3+n)/2*n	Q cum (KN)
5ème	1	9.282	9.282		9.282
4ème	2.5		23.205	1	32.487
3ème	2.5		23.205	0,95	53.3715
2ème	2.5		23.205	0,9	71.9355
1ème	2.5		23.205	0,85	88.179
RDC	2.5		23.205	0,75	92.82
S sol	2.5		23.205	0.7142857	89.505

II.5.2.1.5. Vérification L'effort normal a l'état limite ultime

L'effort normal doit être majoré de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$ $N_u = 1.1N_{ultime}$

Tableau. II.17. Vérification de L'effort normal ultime de résistance.

Niveaux	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kN)	N_u	1,1*N_u	N_u (kN)	1.1N_{ultime} ≤N_u
5ème	80.94	9.282	123.20	135.52	2110.79	Cv
4ème	156.16	32.487	259.55	258.50	2110.79	Cv
3ème	231.38	53.371	392.42	431.66	2110.79	Cv
2ème	306.59	71.935	521.80	573.98	2110.79	Cv
1ère	381.81	88.179	647.71	712.48	2110.79	Cv
RDC	457.02	92.820	756.21	831.83	2110.79	Cv
S-Sol	530.21	89.505	850.05	935.05	2158.96	Cv

Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu

II.5.2.1.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1] (1)

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \textbf{(Zone III)}$$

Tableau II.18. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
D≥25cm	**D=45** Pour le 5ème ,4ème, 3ème étage		**CV**
	D=45 Pour le 2ème, 1er étage		**CV**
	D=45 Pour le RDC et le SS		
D ≥ he /15	**Etages**	**45≥25.866**	**CV**
	RDC	**45≥25.866**	**CV**
	SS	**45≥22.466**	**CV**

II.5.2.2. Poteau carrée [D ;3]

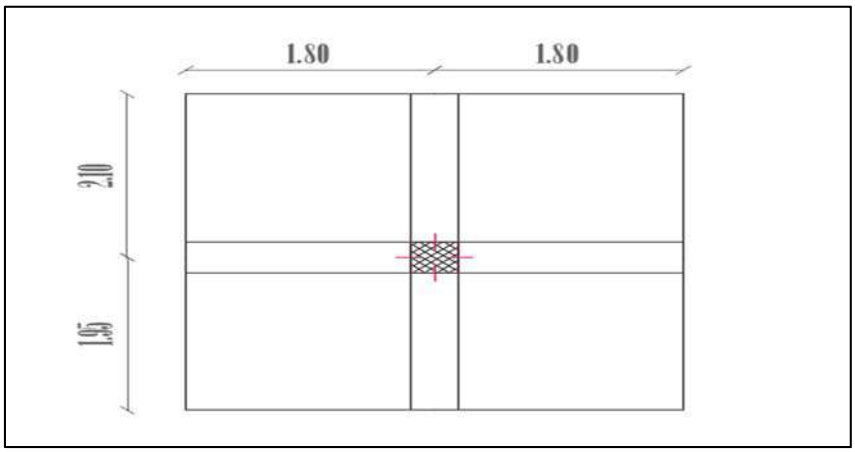


Figure. II.2.surface de plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité.

II.5.2.2.1. La Surface reprise par le poteau plus sollicité

Tableau II.19. Surface reprise par le poteau.

La surface partielle	(3.06-0.3)*(4.05-0.3)	12.375m²
La surface totale	(1.8+1.8)*(1.955+2.095)	14.58m²

II.5.2.2.2. Calcul l'effort normal ultime

Tableau. II.20. Calcul de l'effort normal ultime

Niveaux	L_f (m)	i=b/(√12) (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm^2)	Br (cm^2)	A_s (cm^2)	A	N_u (kN)
5 (35*35)	2,856	0,101	28,27	25	1225	1089	1,225	0,751	1548,391
4 (35*35)	2,856	0,101	28,27	25	1225	1089	1,225	0,751	1548,391
3 (35*35)	2,856	0,101	28,27	25	1225	1089	1,225	0,751	1548,391
2 (40*40)	2,856	0,115	24,73	25	1600	1444	1,600	0,772	2109,567
1 (40*40)	2,856	0,115	24,73	25	1600	1444	1,600	0,772	2109,567
RDC (45*45)	2,856	0,130	21,99	25	2025	1849	2,025	0,787	2753,070
S-Sol (45*45)	2,499	0,130	19,24	25	2025	1849	2,025	0,801	2801,090

I.5.2.2.3. Charges permanentes

Tableau. II.21. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pot} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5	83.655	12.495	9.750	9.712	115.612	115.612
4	74.250	12.495	9.750	9.712	106.207	221.82
3	74.250	12.495	9.750	9.712	106.207	328.027
2	74.250	16.320	9.600	9.581	109.751	437.778
1	74.250	16.320	9.600	9.581	109.751	547.530
RDC	74.250	20.655	9.450	9.450	113.805	661.335
S-Sol	74.25	18.073	9.450	9.450	111.223	772.558

II.5.2.2.4. Détermination des sur charges d'exploitation

Tableau. II.22. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages.

Etages	Q (KN/m²)	Surface (m²)	Q (KN)	3+n/2n	Q cum (KN/m²)
5	1	14.58	14,58	-	14,580
4	2,5		36,45	1	51,030
3	2,5		36,45	0,95	83,835
2	2,5		36,45	0,9	112,995
1	2,5		36,45	0,85	138,510
RDC	2,5		36,45	0,75	151,267
S-SOL	2,5		36,45	0,7142857	170,794

II.5.2.2.5.Vérification de l'effort normal

Tableau. II.23. Vérification de L'effort normal ultime de résistance.

Etage	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_U	$1,1*N_U$	N_u (kN)	$1.1N_{ultime} \leq N_u$
5	115.613	14.580	177.946	195.741	1548.391	cv
4	221.820	51.030	376.002	413.602	1548.391	Cv
3	328.028	83.835	568.589	625.448	1548.391	Cv
2	437.779	112.995	760.493	836.543	2109.567	Cv
1	547.530	138.510	946.930	1041.623	2109.567	Cv
RDC	661.335	151.267	1119.703	1231.673	2753.070	Cv
S-SOL	772.558	170.794	1299.144	1429.059	2801.089	Cv

II.5.2.2.6. Vérification selon le RPA99

Tableau. II.24. Vérification selon le RPA99 version 2003.

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	35cm ≥ 30 cm		CV
Min (b, h) ≥he /20	Etages	30≥19.4	CV
	RDC	30≥19.4	CV
	SS	30≥16.85	CV
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	3ème, 4éme et5èm	0.25 ≤1 ≤ 4	CV
	2ème, 1er	0.25 ≤ 1 ≤ 4	
	RDC, SS	0.25 ≤ 1 ≤ 4	

II.6. LES VOILES

II.6.1. Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99 .**

Donc: **a ≥ Max (15 cm; he/25; he/22, he/20).**

Voiles de contreventement

he =3.88m a≥17.64 on adopte **a=18cm**

Voiles de périphérique **A = a+2** **donc :** a= 20cm

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant ; certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composant verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression);
- Les escaliers ;
- Les dalles plaines.

III.2. L'acrotère

III.2.1. Introduction

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

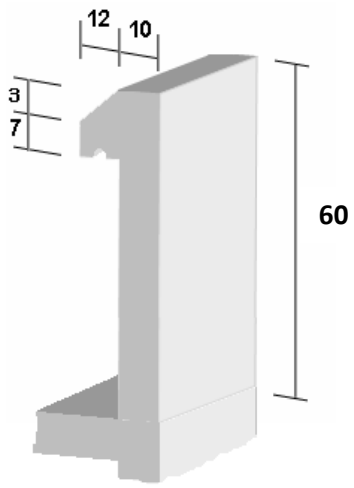


Figure III.1. L'acrotère

III.2.2. Calcul des sollicitations à ELU et ELS :

$G_{acrotère}$ = 25× (0.1×0.60+0.12×0.07+(0.12×0.03/2)) =1.755KN/ml

Surcharge: Q = 1KN/m

Tableau.III.1. Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS**.**

E.L.U	
Effort normal :	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36 [kN]
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9 [kN*m]
Effort tranchant :	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5 [kN]
E.L.S	
Effort normal :	N_s =G =1,755 [kN]
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6 (kN*m)

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.

III.1.2. Calcul du ferraillage de l'acrotère :

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

Tableau III.2. Données et sollicitations.

b[cm]	**h[cm]**	**c_1[cm]**	**c'[cm]**	**Longueur de flambement**	
				L_0	**L_f**
100	10	2.5	2.5	0.6	1.2
Sollicitations					
N_u[kN]	**M_u[kN*m]**	**N_s[kN]**	**M_{ser}[kN*m]**	**N_u[kN]**	**M_u[kN*m]**
2,369	0,9	1,755	0,6	2,369	0,9

Tableau III.3. Ferraillage et espacement.

A=4.4cm²	**A choisie** =**6HA10**=4.71cm²	**S choisi** =15cm	A=4.4cm²
$A_{rép}$= 1.17cm²	**$A_{rép}$ choisie** =**4HA8**=2.01cm²	**S choisi** =15cm	$A_{rép}$= 1.17cm²

III.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes	**Les contraintes admissibles**	**Vérification**
σb= 0.34 (Mpa)	$\overline{\sigma}$b=15 (Mpa)	σb ≤ $\overline{\sigma}$b Vérifiée
σs1=2.19 (Mpa)	$\overline{\sigma}$s=201.63 (Mpa)	σs≤ $\overline{\sigma}$s Vérifiée
σs'=2.69 (Mpa)	$\overline{\sigma}$s=201.63 (Mpa)	σs'≤ $\overline{\sigma}$s Vérifiée

Tableau III.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

La contrainte de cisaillement	La contrainte de cisaillement admissible	Vérification
τ=0.02 (Mpa)	$\overline{\tau}$=2.50 (Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$ Vérifiée

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme : *RPA Art [6.2.3]*

$$F_p = 4.A.C_p.W_p. \quad \textit{(Art.6.2.3)-6}$$

Tableau III.6. Vérification au séisme.

A	**Cp**	**Wp**	**Fp [KN]**	**Q [KN]**	**Fp≤ Q [KN]**
0.25	0.8	2.255	1.404	1.5	vérifiée

.

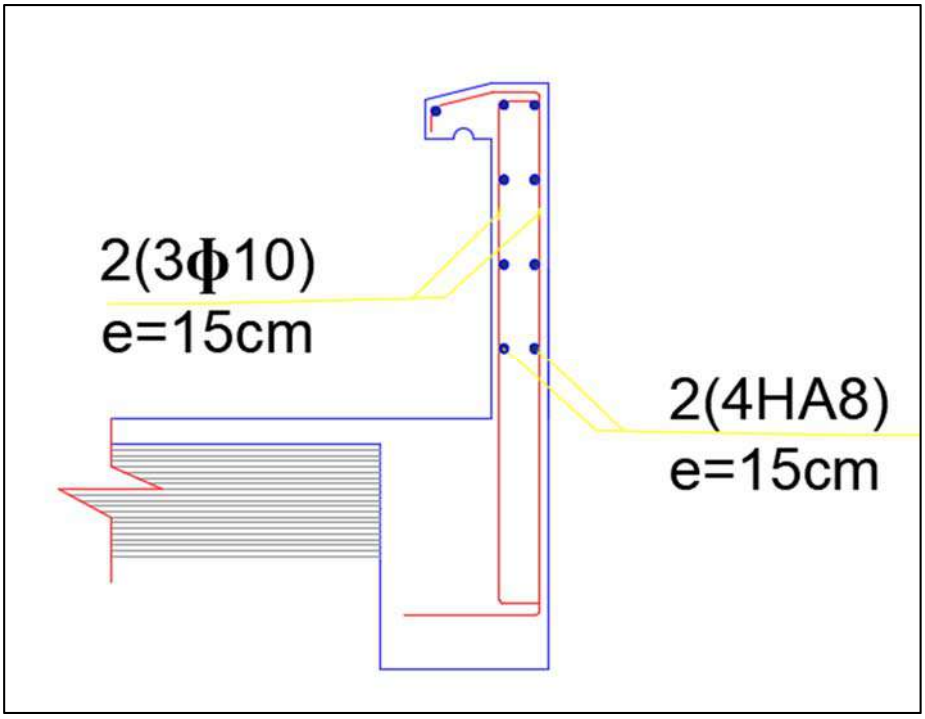


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère

III.3. Calcul des planchers

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

• Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression Art [B.6.8.4.2.3]

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

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 60 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 : 20cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante : $A_t \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e}$

Avec :

- L : Espacement entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).
- *f*e : Nuance de l'acier FeE520 (*f*e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant : $A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 cm^2/ml$

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

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

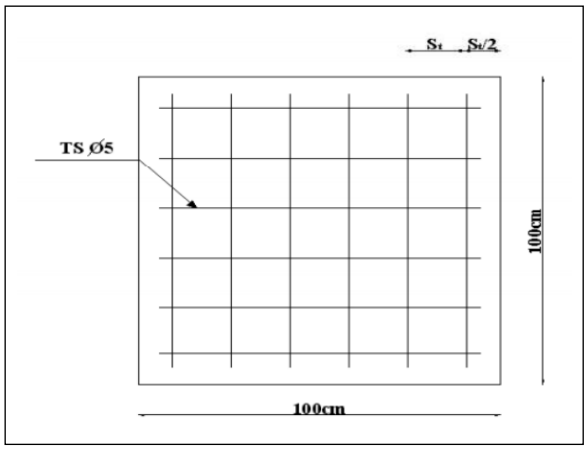


Figure III.3. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.2. Calcul 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 = 0,60 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. 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.

$$Q = \max[1kN\,;0.5L = 2.50] = 2.50\ kN$$

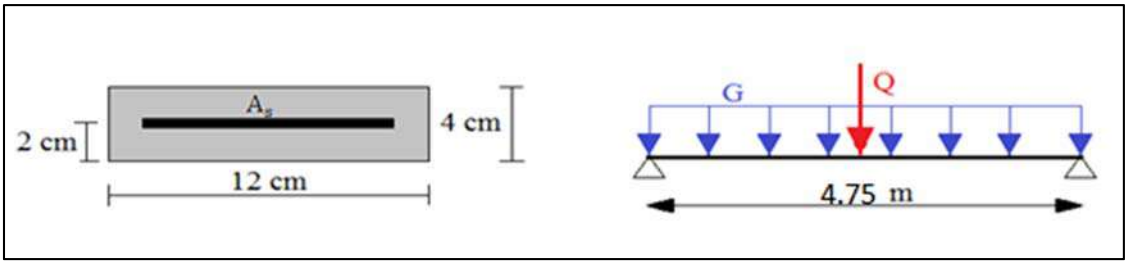


Figure.III.4. Schéma de la poutrelle avant coulage

III.3.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.5. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G (KN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	**0.72**
Poids du corps creux : 0,60 x 1 = 0,60 KN/ml	
Surcharges d'exploitations	Q (KN
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1KN et 0.5 L] = 0.5 L = 0.5 x 4.75 = 2.375 KN]	**2.375**

Trois (3) types de poutre continue sont envisagés :

Le calcul en flexion simple :

Tableau.III.6. Calcul des moments

$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_u(KN.m)}$
$\frac{GL^2}{8} = 2.03$	$\frac{QL}{4} = 2.82$	$1.35M_G + 1.5M_Q = 6.97$

Vérification de la flèche

=489.44mm

f =489.44mm $<\bar{f}$=9.5mm ……. (C N V).

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

III.3.2.1.2. Calcul des étaiements

Tableau III .7. Calcul de nombre d'étaiement

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	L (m)	f(cm)	$\bar{f}$(cm)	$f \leq \bar{f}$
1	0.72	1.18	2.37	30.59	4.75	CNV
2		1	1.58	6.87	3.16	CNV
3		1	1.18	2.60	2.37	CNV
4		1	0.95	1.23	1.9	CV

On doit disposer de quatre étaiement chaque 1m.

III.3.2.2. Calcul après coulage

Tableau III.8. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancherterrasse	6.76*0.60=4.05	1*0.60=0.60	6.37	4.65
Plancher courant	6.00*0.60=3.60	2.5*0.60=2.10	7.11	5.10

3 type de poutres continues sont envisagés :

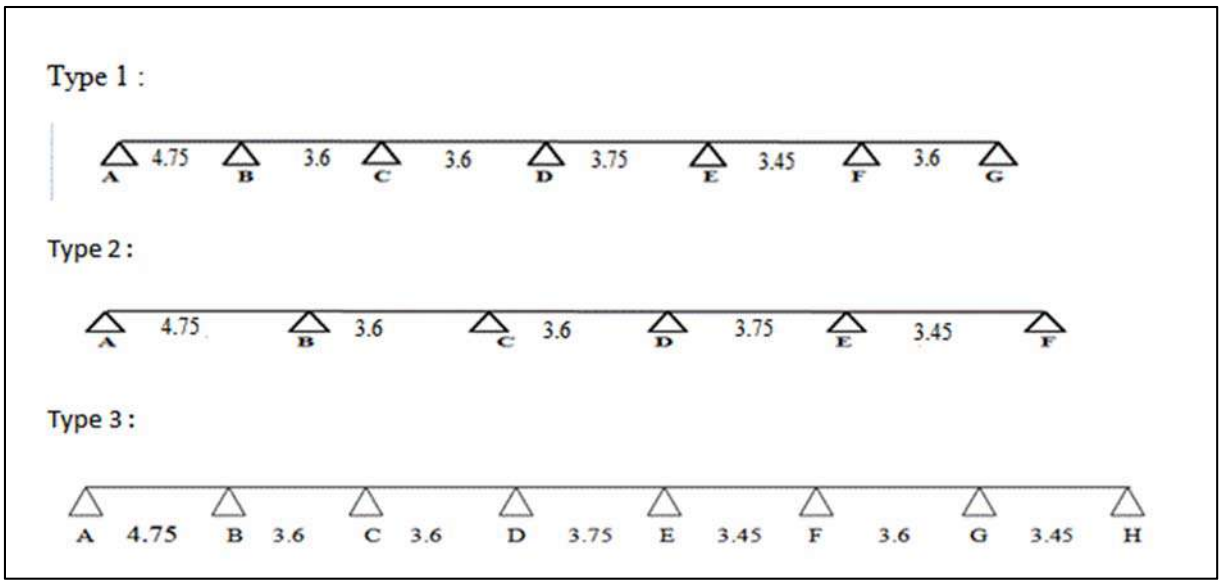


Figure III.5.les type des poutrelles.

III.3.2.2.1.Calcul des sollicitation dans les poutrelles

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC (ou plancher courant) ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELU)

travées	q_u (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	7.11	3.45	3.45	10.58	2.11	5.29	7.81	11.34	13.18
B-C	7.11	3.6	7.05	11.52	5.76	4.61	7.35	13.11	12.47
C-D	7.11	3.45	10.5	10.58	4.23	4.23	7.28	12.26	12.26
D-E	7.11	3.75	14.25	12.49	4.99	4.99	8.60	13.33	13.33
E-F	7.11	3.6	17.85	11.52	4.60	4.61	7.92	12.79	12.79
F-G	7.11	3.6	21.45	11.52	4.60	5.76	7.35	12.47	13.11
G-H	7.11	4.75	26.2	20.05	10.02	4.01	14.80	18.15	15.62

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELS)

Travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	5.1	3.45	3.45	7.58	1.52	3.79	5.60
B-C	5.1	3.6	7.05	8.26	4.13	3.30	5.27
C-D	5.1	3.45	10.5	7.58	3.03	3.03	5.22
D-E	5.1	3.75	14.25	8.96	3.58	3.58	6.16
E-F	5.1	3.6	17.85	8.26	3.30	3.30	5.68
F-G	5.1	3.6	21.45	8.26	3.30	4.13	5.27
G-H	5.1	4.75	26.2	14.38	7.19	2.87	10.61

III.3.2.2.2.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.

Tableau.III.12. Les efforts maximaux

	ELU			ELS	
	$M_{t\ max}$ (KN.m)	$M_{a\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{t\ max}$ (KN.m)	$M_{a\ max}$ (KN.m)
sollicitations	14.80	20.05	18.15	10.61	14.83
Référence	Type 05	Type 05	Type 05	Type 05	Type 05

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

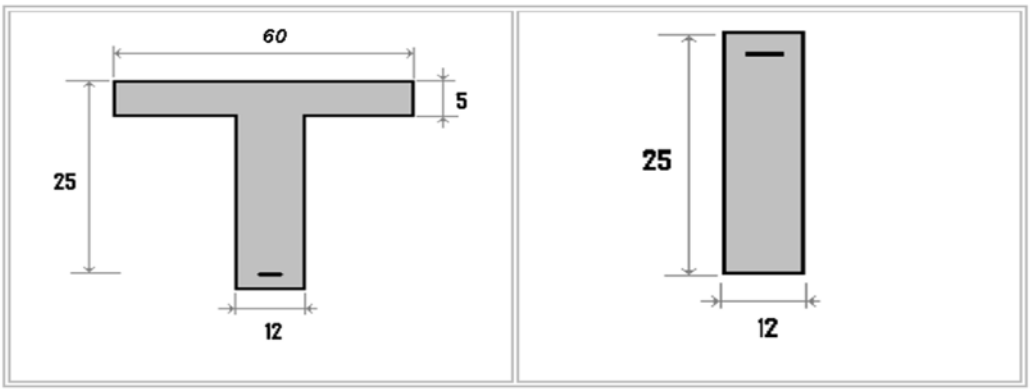


Figure.III.6 les sections des armatures en travées et en appui

Armatures longitudinales

Le calcule se fait avec : La fissuration peu nuisible et la situation durable

Tableau.III.13.calcul des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	**Mu (kN.m)**	14.80	10.02
	M_0 (kN.m)	$M_0 = \sigma_b . b . h_0 (d - h_0/2) = 14.2 \times 10^3 \times 0.60 \times 0.04 (0.18 - 0.04/2)$ **M_0 = 54.53 KN.m**	
		Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b*h)= (60*25) ⇒ calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h)= (12*25) ⇒ calcul en flexion simple
	M	0.054	0.18
	μ_l	**0.392**	
	$\mu \leq \mu_l$	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm^2)	0	0
	ß	0.972	0.899
	A (cm^2)	2.43	1.78
	Amin (cm^2)	1.3	0.24
	Le choix	**1HA12+2HA10 = 2.7cm^2**	**1HA10+1HA12 = 1.91cm^2**
Vérification à l'ELS			
ELS	**M_{ser} (kN.m)**	**10.61**	**7.19**
	y_1 (cm)	5.54	4.27
	I_G (cm^4)	14101.13	3795.04
	σ_b (MPa)	4.17	8.10
	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	**15**	
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Vérifiée**	**Vérifiée**

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

Tableau.III.14. Armatures longitudinales des poutrelles

	En travée	Aux appuis
Section d'armatures	1HA12+2HA10 = 2.7cm^2	1HA10+1HA12 = 1.91cm^2

- **Armatures transversales**

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

- **Espacement S_t :** $S_t \leq \text{Min}[0.9d\,;\,40\text{cm}] = 16.2\text{ cm}$ ⇒On adopte : $S_t = 15\text{ cm}$
- **Diamètre des armatures transversales ϕt :[Art A.6.4.2]** (2)

  $\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset_l\right] = 5.71\text{mm}$ On adopte : $\emptyset = 6\text{ mm}$

$$\emptyset_t = 6\text{ mm}\ ,\quad a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 0.28\text{ cm}^2\ ,\quad A_t = a_t.n_t(n_t = 2)A_t = 0.56\text{ cm}^2$$

$$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\text{ cm}^2 \leq A_t = 0.56\text{ cm}^2 \quad (C.V)\ \textbf{:}\ [\mathbf{3}]$$

Tableau.III.15.les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2∅6	15

III.3.2.2.3. Vérification au cisaillement CBA[Art.A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{18.15 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.84\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}; 5\right] = 3.33\text{ MPa} \quad (C.V)$$

- **Vérifications nécessaires**

$$A_t = 0.56\text{ cm}^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\,b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18\text{ cm}^2 \quad (C.V)$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}.k)}{0.9\,f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{b_0.S_t} = 0.0055 \geq \frac{1.15(0.84 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400(\cos 90 + \sin 90)} = 0.0006(C.V)$$

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.2.4. 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 :

Tableau.III.16. Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1er Condition	2éme Condition
$h / L \geq M_t / (15\ M_0)$	$A / b_0\ d \leq 3.6 / f\ e$
$h / L = 0.2 / 4.75 = 0.42$ $M_t / (15\ M_0) = 5.60 / 15 \times 8.26 = 0.045$	$A / b_0\ d = 2.7 / 12 \times 18 = 0.0125$ $3.6 / f\ e = 3.6 / 400 = 0.009$
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau. III.17. Vérification de la flèche des poutrelles

M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	P	$ß_1$	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
5,60	2,7	7,43	0,0125	0,838	137,54	0,59	3,23	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20027,12	7575.16	12493.76	4,75	0.00051	0.00094	0,00042	0,095	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qu'été calculé pour toutes les poutrelles.

III.4. Les escaliers

III.4.1. Introduction

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

III.4.2. Les déférents types d'escaliers

Pour notre cas, on a 02 types d'escaliers déférents

III.4.2.1.Escalier droite à deux volets

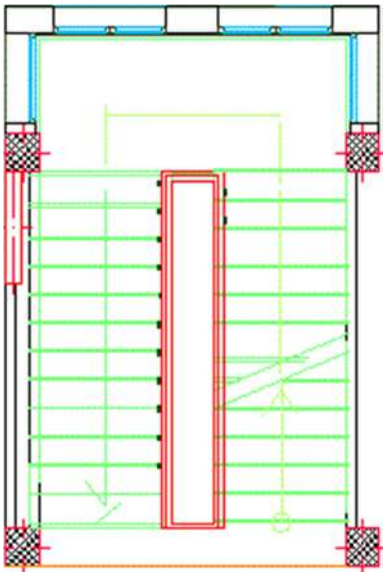


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier (type 01)

III.4.2.1.1.Dimensionnement

Dans notre projet, on a un escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit :

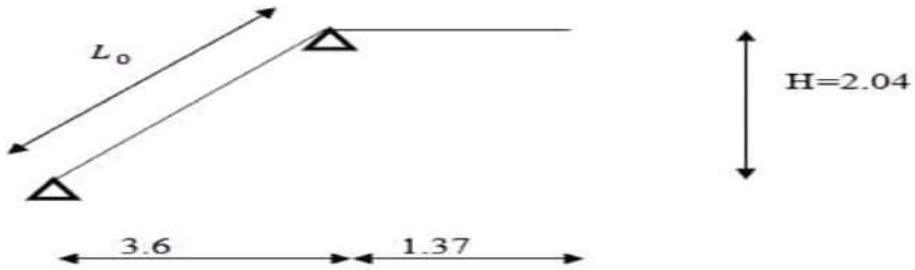


Figure.III.8. Schéma statique d'une volée d'escalier

- **Détermination n, g, h**

Tableau .III.18.Démensionnement d'escalier.

L_{max}	$n_{contre\ marche}$	$n\text{-}1_{marche}$	h (cm)	g (cm)	e_p
552	12	11	17	30	17

III.4.2.1.2.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Tableau III.19. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type1)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.17/Cos α	25	4.87
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.695**

Tableau III.20. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type1)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.95**

- **charges d'exploitations**

Usage Administration : $Q = 2.5\ KN/m^2$

III.4.2.1.3.Combinaison des charges

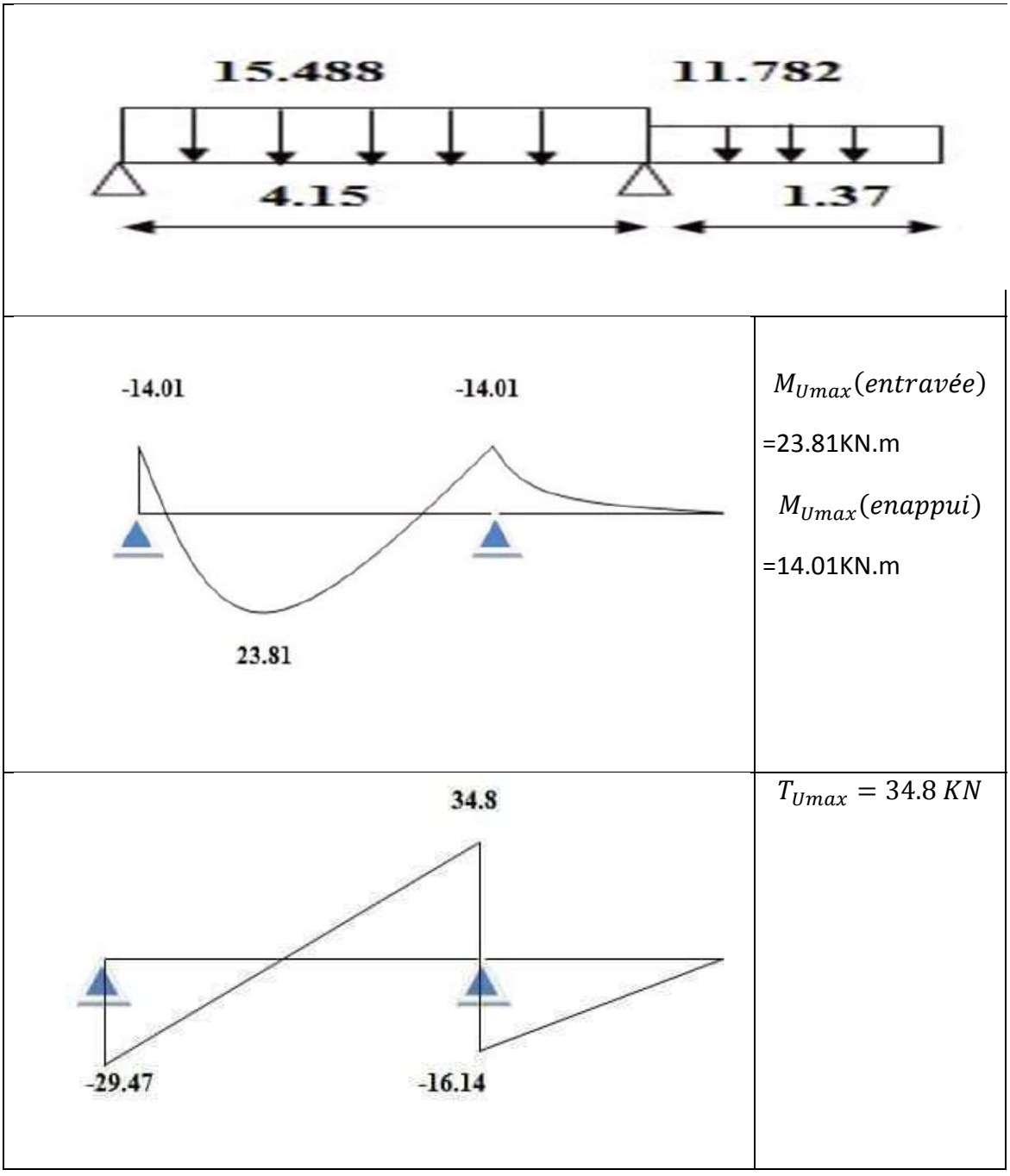
Tableau III.21. Combinaison des charges de l'escalier (type1)

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
				$P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	$P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage Administratif	**Paillasse**	8.695	2.5	15.488	11.195
	Palier	5.95	2.5	11.782	8.45

III.4.2.1.4. Détermination des efforts

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

$\mathbf{M_t = 0.85M_0}$; $\mathbf{M_a = 0.5M_0}$



$M_{Umax}(entravée)$ =23.81KN.m

$M_{Umax}(enappui)$ =14.01KN.m

$T_{Umax} = 34.8\ KN$

Figure.III.9. Diagramme des efforts à L' E.L.U

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

$\mathbf{M_t = 0.85M_0}$; $\mathbf{M_a = 0.5M_0}$

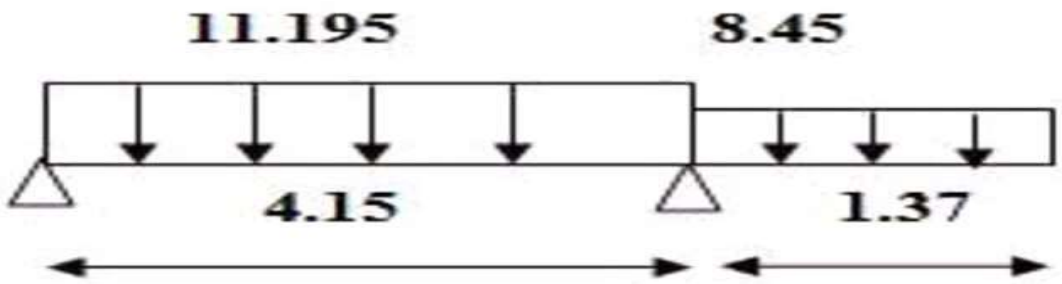
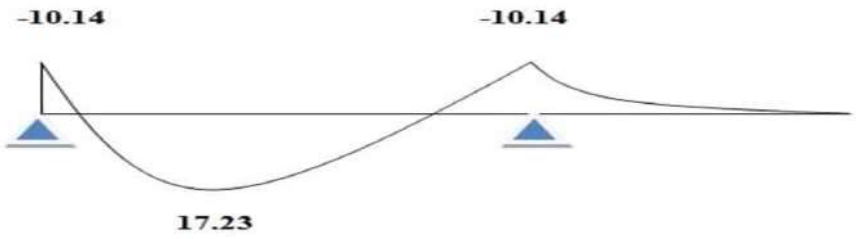
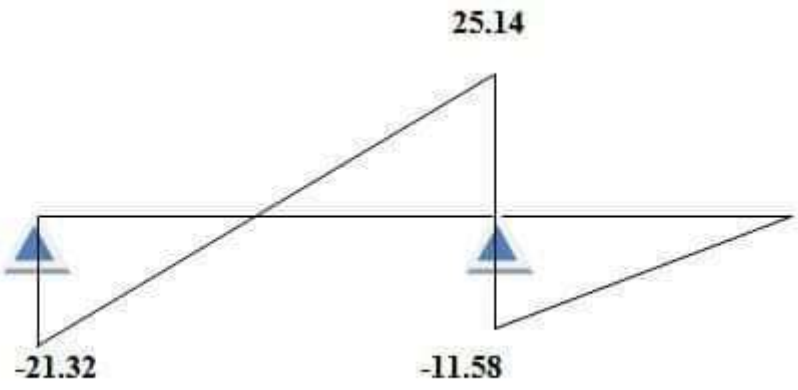
<table>
<tr><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$M_{Smax}(entravée)$
=17.23KN.m
$M_{Smax}(enappui)$
=10.14KN.m</td></tr>
<tr><td> 
</td><td>$T_{smax} = 25.14\ KN$</td></tr>
</table>

Figure.III.10.Diagramme des efforts à L'E.L.S

III.4.2.1.5.Ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime.

Tableau.III.22. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)
En travée	23.81	0.079	0.958	4.92	0	5HA12=5.65
En appuis	14.01	0.046	0.976	2.84	0	5HA10=3.92

- **Condition de non fragilité**

Tableau.III.23. Vérification de la section d'armatures

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Remarque
En travée	5.65	1.7	**C.V**
En appuis	3.92	1.7	**C.V**

- **Armatures de répartition**

Tableau.III.24. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	1.41	5HA8= 2.31
En appuis	0.98	5HA8= 2.31

- **Vérification de l'espacement**

Tableau.III.25. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t = 20\ cm \leq \min[3h = 51\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 20\ cm \leq \min[4h = 68\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$
En appuis	$S_t = 20\ cm \leq \min[3h = 51\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 20\ cm \leq \min[4h = 68\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \left[\frac{34.8 \times 10^3}{(100 \times 14.5) * 10^{-4}}\right] * 10^{-6} \Rightarrow \tau_u = 0.24\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \cdots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \text{C.V}$$

- **Vérification à l'ELS**

Tableau.III.26. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	En travée	**En appui**
A (cm^2)	5.65	3.92
M_{ser}(KN.m)	17.23	10.14
La position de L'axe neutre « y »	$b.y^2+30.A.y-30Ad=0$	
	$100y^2+169.5y-2457.75=0$ Y=4.182m	$100y^2+169.5y-2457.75=0$ Y=3.583m
$I(cm^4)$	$I = \frac{b}{a}y^3 + 15\ A\ (d-y)^2$	
	I=11460.56 cm^4	I=8541.18cm^4
$\overline{\sigma_b}(MPA)$	15	
$\sigma_{b(MPA)}$	$\sigma_b \frac{M_{ser}}{I} \times Y$	
	6.287	4.25
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

III.4.2.1.6.Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{17}{552} = 0.031 \geq \frac{23.81}{20 \times 28.02} = 0.021 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 14.5} = 0.0038 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

III.4.2.1.7.Calcul de la poutre palière

La poutre palière: c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux,

Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

- **Pré dimensionnement**

Tableau.III.27. Pré dimensionnement de la poutre

Poutre palière	
Conditions de résistance	$L = 3.25cm$ $\Rightarrow 21.66cm \leq h \leq 32.5$ cm⇒On adopte : $h = 30$ cm $\Rightarrow 9$ cm $\leq b \leq 21$ cm⇒On adopte : $b = 25$ cm
Vérification selon le RPA	$b = 25cm \geq 20$ cm $h = 30$ cm ≥ 30 cm $h/b = 1.2 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion : Pour la poutre palière, on adopte la section$(\mathbf{25 \times 30})\mathbf{cm^2}$

- **Charges revenant à la poutre**

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

$$R_u = 34.8 \text{ kN} \quad , \quad R_{ser} = 25.14 \text{ kN}$$

Poids propre de la poutre palière :

$$0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1.35(1.875) + \left(\frac{2 \times R_u}{3.25}\right) \quad \Rightarrow P_u = 23.95 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser} = (1.875) + \left(2 \times \frac{R_{ser}}{3.25}\right) \quad \Rightarrow P_{ser} = 17.34 \text{ kN/ml}$$

Calcul des efforts

Tableau.III.28. Sollicitations de la poutre palière

	E.L.U	E.L.S
$\mathbf{T_{max}(kN)}$	38.92	28.18
$\mathbf{M_t\ (kN.m)}$	10.54	7.65
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	21.68	15.31

- **Ferraillage de la poutre palière**

Armatures longitudinales: La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau.III.29. Ferraillage de la poutre palière

	$\mathbf{M\ (kN.m)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\boldsymbol{\beta}$	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adopt}\ (cm^2)}$
En travée	10.54	0.031	0.985	0.344	0.75	3HA12=3.39
En appuis	21.68	0.062	0.968	0.72	0.75	3HA12=3.39

- **Vérification à l'E.L.S**

Tableau.III.30.Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{Y(mm)}$	$\mathbf{I(cm^4)}$	$\boldsymbol{\Sigma}$ (MPA)	$\boldsymbol{\bar{\sigma}_b(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$
En travée	7.65	3.39	8.73	18550.21	3.60	15	CV
En appuis	15.31	3.39	8.73	18550.21	7.2	15	CV

- **Vérification selon RPA99 version2003**

Tableau.III.31.Vérification de la poutre palière selon le RPA99

	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{max}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adopt}\ (cm^2)}$
En travée	3.39	3.75	30	4HA14=4.52cm²
En appuis	3.39	3.75	30	4HA12=4.52cm²

- **Les Vérifications selon CBA : [1]**

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

$$a = \text{Min}[b - c - 2 = 200\text{mm}\,;\, 0.9d = 243\text{mm}]$$

Tableau.III.32. Les Vérifications selon CBA

Les vérifications	l'effort tranchant (MPA)		compression dans la bielle de béton (KN)		armatures longitudinales (cm^2)	
Les conditions	$\frac{T_u}{b_0 \cdot d} \le \bar{\tau}_u$		$T_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$		$A_l \ge \frac{\gamma_s . T_u}{f_e}$	
Les calcule	0.56	3.33	38.92	341.66	9.04	1.11
Vérifications	CV		CV		CV	

- **Armatures transversales**

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

- **Espacement S_t :** $\overline{S_t} \le \text{Min}[0.9d\,;\, 40\text{cm}] = 24.75\text{cm}$

$$A_{t\,min} = 0.003\, S_t . b \rightarrow S_t = \frac{A_{tmin}}{0.003 \times b} = 20cm$$

Donc, on prend : $S_t = 20$ cm

$\overline{S_t} \le \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\text{cm}\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8\text{cm}\right] = 10$ cm (zone nodale)On adopte :$S_t = 10\ cm$

$\overline{S_t} \le \frac{h}{2} = 15$ cm (zone courante)On adopte :$S_t = 15\ cm$

- **Diamètre des armatures transversalesϕt :**

$\emptyset \le \text{Min}\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset_l\right] = 11.40$ mmOn adopte : $\emptyset = 8$ mm

$\emptyset_t = 8$ mm , $a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 0.50\ \text{cm}^2$, $A_t = a_t . n_t (n_t = 4) A_t = 1.00\ \text{cm}^2$

- **Vérifications selon RPA :[3]**

zone nodale :$A_{t\,min} \le 0.003\, S_t . b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\ \text{cm}^2 \le A_t = 1.50\ \text{cm}^2 (C.V)$

zone courante : $A_{t\,min} \le 0.003\, S_t . b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ \text{cm}^2 \le A_t = 1.50\ \text{cm}^2$ (C.V)

Tableau.III.33. les armatures transversales dans la poutre palier et leur espacement

La Zone	A transversales	Espacement
Nodale	$3\emptyset 8 = 1.50cm^2$	10 cm
Courante	$3\emptyset 8 = 1.50cm^2$	15 cm

- **Vérifications nécessaires: [1]**

  K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° Pour les armatures transversales

Tableau.III.34. les Vérifications

La Zone	$A_t \geq A_{tmin} = \frac{0.4 b_0 . S_t}{f_e}$		$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} . k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$	
Nodale	1.50	0.25	0.006	0.0024
Courante	1.50	0.37	0.004	0.0024
Condition	**CV**		**CV**	

- **Vérification préliminaire de la flèche : [1]**

Tableau.III.35. Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\, M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
$\frac{30}{350} = 0.092 \geq \frac{7.65}{10 \times 34.8} = 0.021$	$\frac{4.52}{25 \times 27.5} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010$
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.2.2. Etudes des escaliers balancé

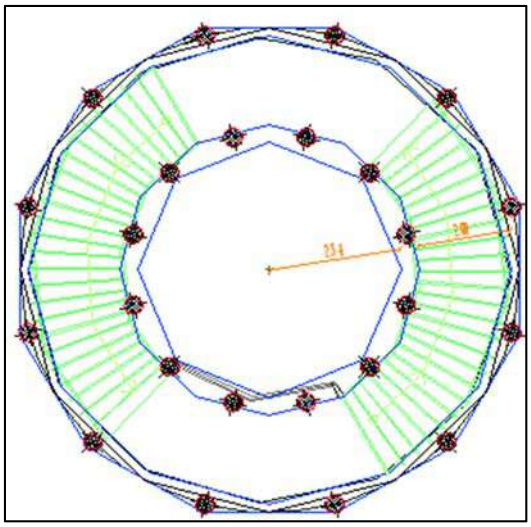


Figure.III.11. Escaliers balancé

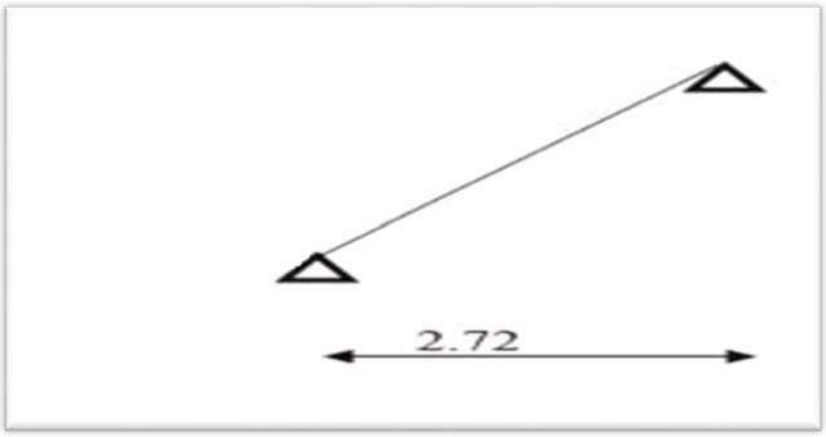


Figure.III.12. Schéma statique d'une volée d'escalier

III.4.2.2.1.Dimensionnement

- **Calcul d'épaisseur de la paillasse**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$L = L_0 + 1.37$

$L = 1.43 + 2.72 = 4.15\text{m}$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 11.85\text{ cm} \leq e \leq 113.83\text{ cm}$$

On prendra : e = 15 cm

III.4.2.2.2. Évaluation des charges permanentes de la paillasse

❖ **Charges permanentes**

Tableau III.36. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.12
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.31
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.13**

- **Charges d'exploitations**

Usage Administration : Q = 2.5 KN/m^2

- **Détermination des efforts**

ELU : $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

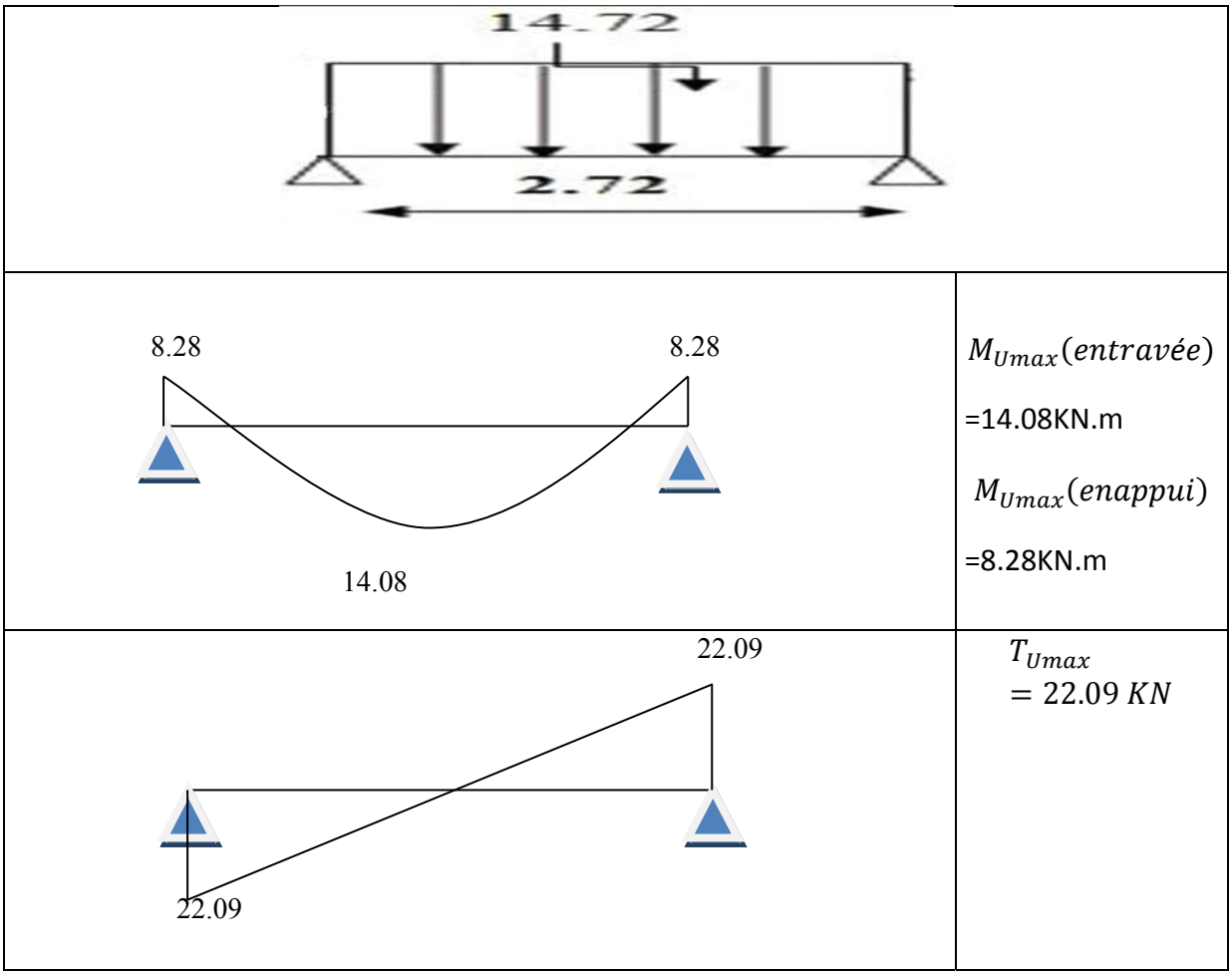
ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau.III.37. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.13	2.5	14.72	10.63

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

$$M_t = 0.85M_0 \; ; M_a = 0.5M_0$$



$M_{Umax}(entravée)$

=14.08KN.m

$M_{Umax}(enappui)$

=8.28KN.m

T_{Umax} $= 22.09\ KN$

Figure.III.13. Diagramme des efforts à L' E.L.U

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

$$M_t = 0.85M_0; M_a = 0.5M_0$$

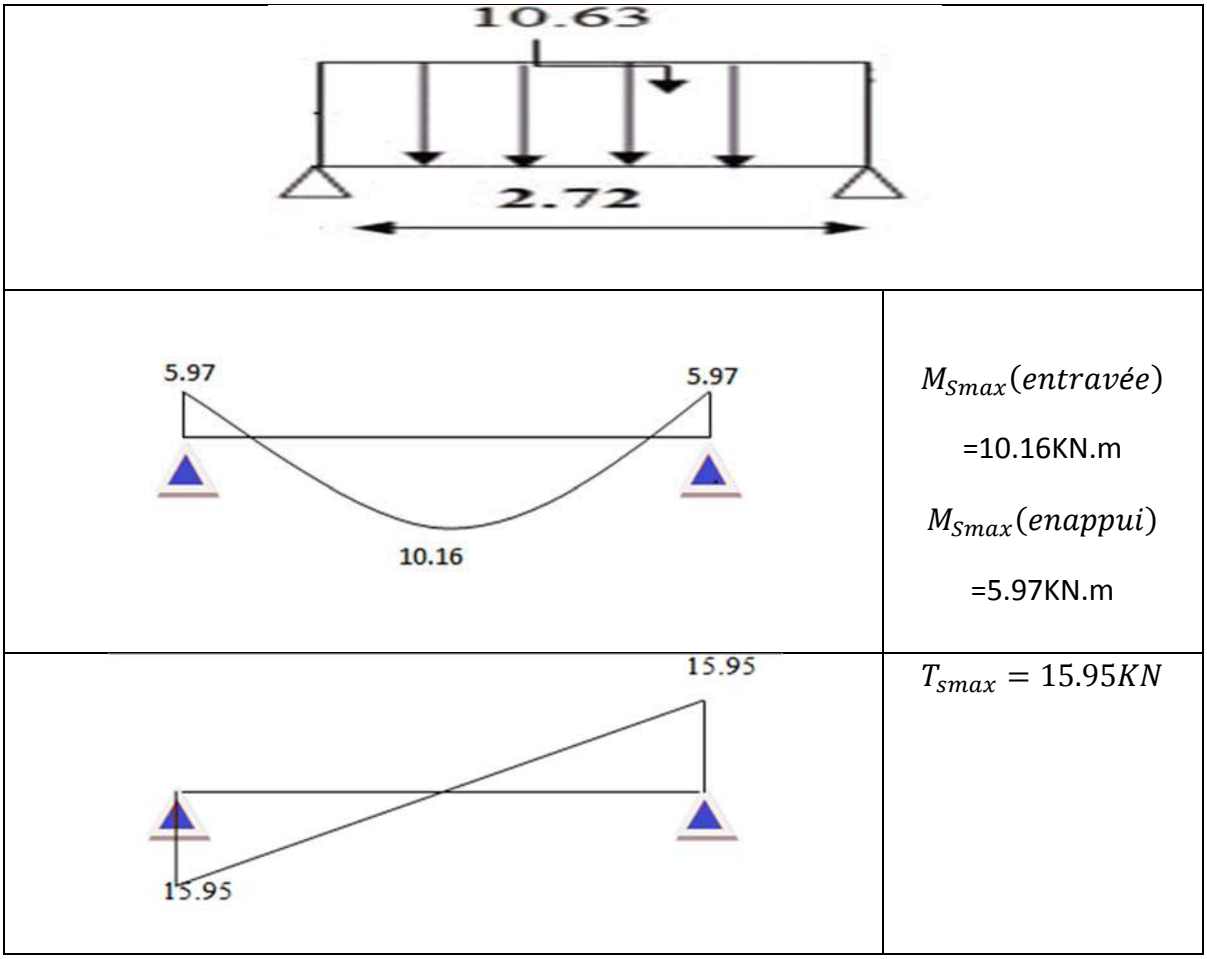


Figure.III.14. Diagramme des efforts à L'E.L.S

III.4.2.2.3. Ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Tableau.III.38. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)
En travée	14.08	0.064	0.997	3.35	0	4HA12=4.52
En appuis	8.28	0.038	0.981	1.94	0	4HA10=3.13

- **Condition de non fragilité**

Tableau.III.39. Vérification de la section

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	Remarque
En travée	4.52	1.5	C.V
En appuis	3.13	1.5	C.V

- **Armatures de répartition**

Tableau.III.40. Section d'armature²s de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	1.13	4HA8=2.01
En appuis	0.79	4HA6=1.13

- **Vérification de l'espacement**

Tableau.III.41.Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 45\ cm$	$S_t = 25\ cm \leq \min[4h = 60cm; 45\ cm] = 60\ cm$
En appuis	$S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 45\ cm$	$S_t = 25\ cm \leq \min[4h = 60cm; 45\ cm] = 60\ cm$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \left[\frac{22.09 \times 10^3}{(100 \times 12.5) * 10^{-4}}\right] * 10^{-6} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.17\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.17\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\ \text{C.V}$$

- **Vérification à l'ELS**

Tableau.III.42.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	En travée	En appuis
A (cm^2)	4.52	3.13
M_{ser}(KN.m)	10.16	5.97
La position de l'axe neuter $\ll y \gg$	$b.y^2+30.A.y-30Ad=0$	
	$100y^2+1.35.6y-1695=0$ Y=3.494m	$100y^2+1.35.6y-1695=0$ Y=2.988m
I(cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15\ A\ (d-y)^2$	
	$I=6920.95\ cm^4$	$I=5137.191\ cm^4$
$\overline{\sigma_b}$(MPA)	15	
$\sigma_{b(MPA)}$	$\sigma_b \frac{M_{ser}}{I} \times Y$	
	5.13	3.47
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.4.2.2.4. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{272} = 0.055 \geq \frac{10.16}{20 \times 11.95} = 0.042 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 14.5} = 0.0036 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

III.5. Les dalles pleines

III.5.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine

III.5.2. Evaluation des sollicitations

Tableau III.43. Evaluations des sollicitations

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u	q_s
Terrasse	7.45	2.5	13.81	9.95
Courant	6.95	2.5	13.13	8.45

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

q_u= 13.81KN/m²

q_s = 9.95KN/m²

III.5.3. Les déférents types des dalles pleines

III.5.3.1.Étude de la première dalle (Type 1)

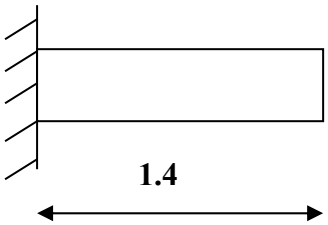


Figure. III.15. Dimensionnementlapremière dalle

- **ELU**

  Moment fléchissant

M(x) = - (Pu Lx²/2) = - (13.81*1.4²/2)

= -13.53

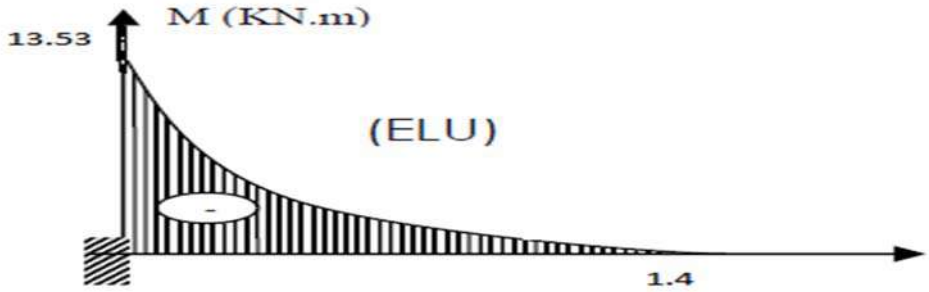


Figure. III.16. Moment fléchissant dans le balcon à L ELU

Effort tranchant

T(x) = -(Pu Lx) = -(13.81*1.4)= 19.33

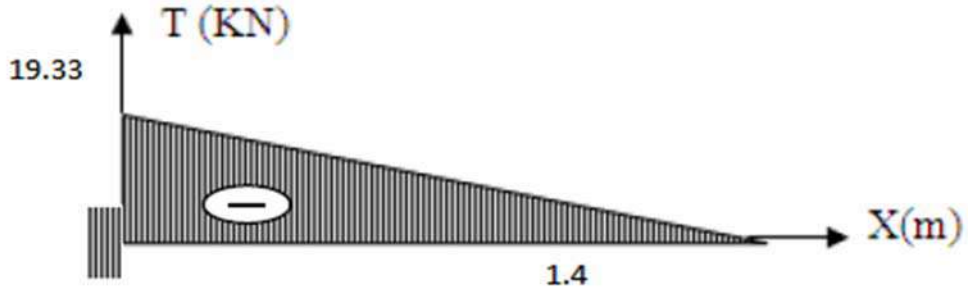


Figure. III.17. Effort tranchant dans le balcon.

- **ELS**

Moment fléchissant

M(x) = - (Ps Lx²/2) = - (9.95*1.4²/2)= -9.75

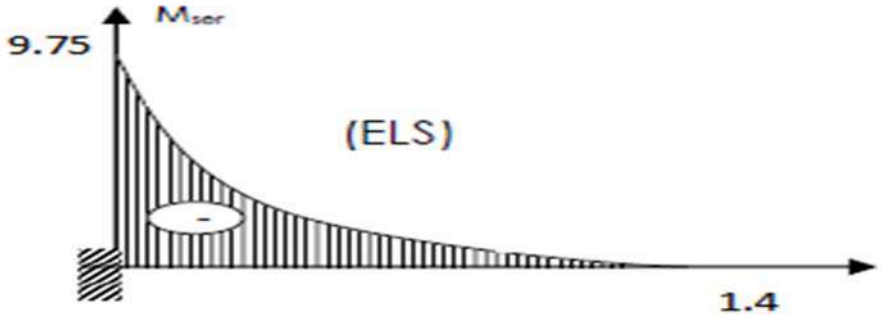


Figure. III.18. Moment fléchissant dans le balcon à l ELS

III.5.3.1.1.Calcul du ferraillage

- **A l'ELU**

Tableau.III.44. Calcul des sections d'acier de la dalle pleine.

	M_u (kN. m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)
En appuis	13.53	0.06	0.997	3.20	0	4HA12=4.52

Espacement des armatures longitudinales

St=100/4=25cmOn adoptera: St=25cm

St=25cm < Smin= Min [3h=45cm; 33cm] =30cm

Armatures de répartition

Ar ≥ A/4= 4.52/4=1.13cm^2

On adopter a:Ar=4HA12=4.52cm^2

L'espacement des armatures de répartition

St ≤ Min [4h=60; 45cm] =40cm

On adoptera: St=25cm

Vérification de l'effort tranchant CBA [Art.A.5.2.2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\, x\, 25}{1.5} = 1.17\text{MPa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{19.33x10^3}{1000\, x\, 125} = 0.15\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{CV}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **A L'ELS**

Tableau III.45. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M (KN.m)	A (Am^2)	K	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Appui	9.75	4.52	0.19	3.49	6920.95	4.92	15	C.V

III.5.3.1.2.Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{19.33}{20\, x\, 9.75} = 0.099 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{CV}$$

$$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{4.52}{100\, x\, 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{CV}$$

$$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\, x\, 11.3} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{CV}$$

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.3.2.Étude de la deuxième dalle (Type 2)

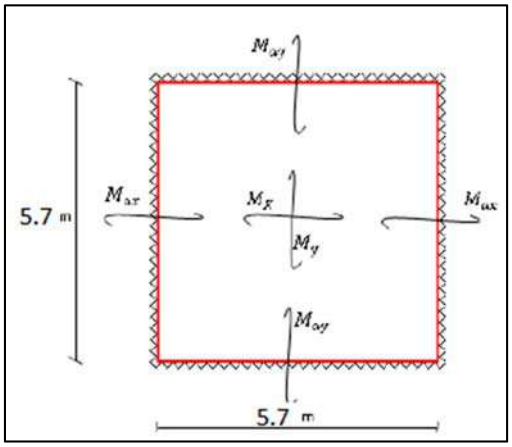


Figure. III.19. Dimensionnementla deuxième dalle

Méthode forfaitaire

Tableau III.46. Les efforts internes

E.L.U		E.L.S
$M_x = \mu_x P_u L_x$ $M_y = \mu_y M_x$		$M_x = \mu_x P_s L_x$ $M_y = \mu_y M_x$
$P_u = 13.13 KN/m^2$		$P_s = 8.45 KN/m^2$
$\mu_x = 0.0368$ $\mu_y = 1$	$\rho = 1$	$\mu_x = 0.0441$ $\mu_y = 1$
$M_x = 0.0368x\ 13.13x\ (5.7)^2 = 15.7 KN.m$ $M_y = 1x\ 15.7 = 15.7 KN.m$		$M_x = 0.0441\ x\ 8.45x\ (5.7)^2 = 12.11 KN.m$ $M_y = 1\ x12.11 = 12.11 KN.m$
$M_{tx} = 0.75\ M_x$ $M_{ty} = 0.75\ M_y$ $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.5 M_x$		
$M_{ty} = M_{tx} = 0.75\ x\ 15.7 = 11.77 KN.m$ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ x\ 15.7 = 7.85 KN.m$		$M_{ty} = M_{tx} = 0.75\ x\ 12.11 = 9.08 KN.m$ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ x\ 12.11 = 7.91\ KN.m$

III.5.3.2.1. Le ferraillage (flexion simple)

$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5$cm

On choisit: $\phi_x = \phi_y = 12$ mm

$d_x = h - e - \frac{\phi}{2} =$ **12.5cm**; $dy = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} =$ **11.3cm**

Tableau III.47. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	M	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A choisi (cm^2)
En travée	X	11.77	0.05	0.974	CV	0	2.77	1.5	CV	4HA10 = 3.14
	Y	11.77	0.06	0.969	CV	0	3.09	1.38	CV	4HA10 = 3.14
En appui	X	7.85	0.036	0.982	CV	0	1.84	1.5	CV	4HA10 = 3.14
	Y	7.85	0.04	0.980	CV	0	2.04	1.38	CV	4HA10 = 3.14

- **Vérification de l'Espacement**

$S_t = \frac{100}{4} = 25$cm $\leq$ Min (3h= 75cm; 33cm) = 33cm ……..……....**CV**

$S_a = \frac{100}{4} = 25$cm $\leq$ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 45cm ……..…...…….……....**CV**

- **Armatures de répartition**

$Ar \geq A/4 = 3.14/4 = 0.78cm^2$

On adoptera: $Ar = 2HA10 = 1.57cm^2$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M KN.m	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
En Travée	X	9.08	3.14	0	2.99	5150.75	5.27	15	CV	251.40	201.63	CV
	Y	9.08	3.14	0	2.82	4134.49	5.40		CV	243.2		CV
En Appui	X	7.91	3.14	0	2.99	5150.75	5.27	15	CV	251.40	201.63	CV
	Y	7.91	3.14	0	2.82	4134.49	5.40		CV	243.2		CV

III.5.3.2.2.Vérification de la flèche

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{11.77}{20\ x\ 15.7} = 0.04$ ..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 11.3} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 24.95$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{24.95\ x\ 10^3}{1000\ x\ 125} = 0.2$MPa

$\tau_{ux} = 0.2\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa}$ ..... **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 24.95$KN ; $\tau_{ux} = \frac{24.95\ x\ 10^3}{1000\ x\ 113} = 0.22$MPa

$\tau_{ux} = 0.22\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa}$ ..... **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.1. Introduction

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. V.20.2.0, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003

IV.2. Disposition des voiles

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles),

du positionnement des voiles, En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.2.1.La disposition des voiles en 3D

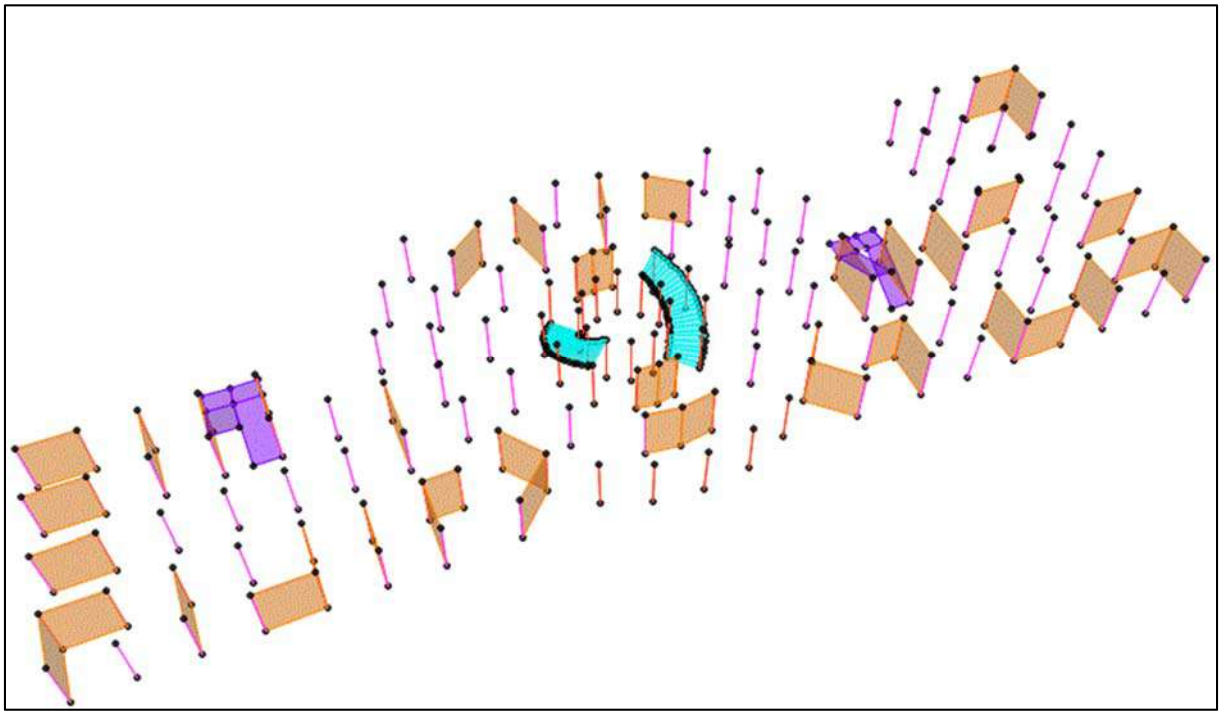


Figure. IV.1. Disposition des voiles contreventements (vue en 3D)

Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

IV.2.2.Caractéristique dynamique de la structure

IV.2.2.1.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]

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

Dimensions du bâtiment - Longueur du bâtiment = 78.05m

- Largeur du bâtiment = 26.4m

Excentricité admissible - Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 11.71 m

- Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.96 m

Tableau.IV.1. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
G_ DIAPH_	3.57	22104.418	39.211	9.394	1.823E+005	2.432E+005	45.708	1.481
F_ DIAPH_	7.65	20031.190	39.191	9.721	1.823E+005	2.432E+005	42.919	0.798
E_ DIAPH_	11.73	20406.825	39.154	9.419	1.823E+005	2.432E+005	42.646	0.314
D_ DIAPH_	15.81	20161.441	39.128	9.408	1.823E+005	2.432E+005	42.551	0.053
C_ DIAPH_	19.89	19797.196	39.311	9.441	1.823E+005	2.432E+005	42.503	0.094
B_ DIAPH_	23.97	19370.010	40.135	9.656	1.823E+005	2.432E+005	42.547	0.220
A_ DIAPH_	28.05	16297.485	40.138	9.755	1.823E+005	2.432E+005	42.595	0.288

- **Excentricité :**

Excentricité théorique (statique)

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

$$e_X = |X_G - X_R| \quad , \quad e_Y = |Y_G - Y_R|$$

Excentricité totale :

Tableau. IV.2. Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
G_ DIAPH_	3.57	6.497	10.875	Non
F_ DIAPH_	7.65	3.728	10.519	Non
E_ DIAPH_	11.73	3.492	9.733	Non
D_ DIAPH_	15.81	3.423	9.461	Non
C_ DIAPH_	19.89	3.192	9.347	Non
B_ DIAPH_	23.97	2.412	9.436	Non
A_ DIAPH_	28.05	2.457	9.467	Non

Commentaire :

D'après les résultats de ce tableau onconclue que le bloc est irrégulier en plan

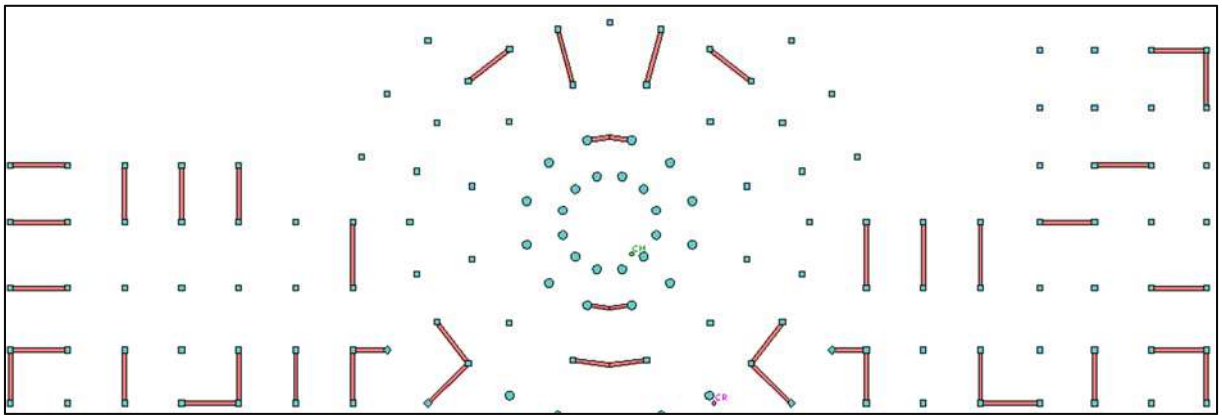


Figure. IV.2. Centre de rigidité et centre de masse

IV.3. Calcul dynamique du bâtiment :RPA99v2003 [Art 4.1.1]

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 temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. SelonRPA 99 version 2003 ART [ART 4.1.2] la méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.3.1.Principe

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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

IV.3.2.Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20.2.0"

Le spectre de réponse de calcul : RPA99v2003 [Art 4.3.3].

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

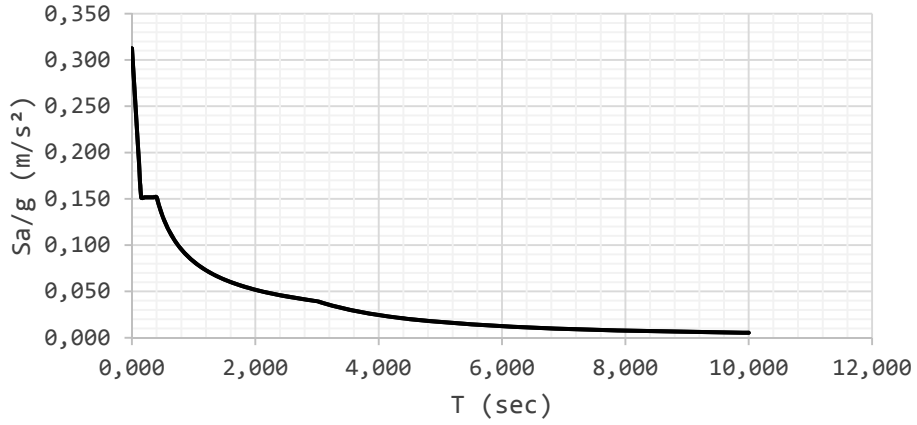


Figure.IV.3. Spectre de réponse X, Y.

- **Coefficient d'accélération A : RPA99v2003 [Tab.4.1]**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔A = 0,25

- **Facteur de correction d'amortissement η : RPA99v2003 [Tab.4.2] :**

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

ξ = 7 %

Avec : remplissage dense → η = 0,882

- **Coefficient de comportement R : RPA99v2003 [Tab.4.3] :**

Tableau. IV.3. Coefficient de comportement R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	Voiles porteurs	3.5

Donc :

Système de contreventement 2 : **R=3.5**

- **Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003 [Art 3.5] :**

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
5eme étage	15618.737	9397.084	6221.653	2884.655	0.000	2884.655
4eme étage	32963.865	19676.435	13287.430	4915.479	0.000	4915.479
3eme étage	50274.672	30258.561	20016.111	6698.923	0.000	6698.923
2eme étage	69324.997	43837.549	25487.448	8458.827	0.000	8458.827
1er étage	85174.968	53402.110	31772.858	9981.548	0.000	9981.548
RDC	104874.416	68982.807	35891.609	11051.496	0.000	11051.496
Sous-sol	131667.789	64567.239	67100.550	11579.877	0.000	11579.877

Suivant X (Valeurs en pourcentage)

Tableau. IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort Tranchant(%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
5eme étage	100	60.165	39.835	100	0.000	100.000
4eme étage	100	59.691	40.309	100	0.000	100.000
3eme étage	100	60.186	39.814	100	0.000	100.000
2eme étage	100	63.235	36.765	100	0.000	100.000
1er étage	100	62.697	37.303	100	0.000	100.000
RDC	100	65.777	34.223	100	0.000	100.000
Sous-sol	100	49.038	50.962	100	0.000	100.000

Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
5eme étage	16548.930	9397.084	7151.846	3605.546	0.000	3605.546
4eme étage	34968.090	19676.435	15291.655	5646.768	0.000	5646.768
3eme étage	54401.458	30258.561	24142.897	8036.019	0.000	8036.019
2eme étage	74986.111	43837.549	31148.562	9942.000	0.000	9942.000
1er étage	92538.723	53402.110	39136.613	11531.164	0.000	11531.164
RDC	113601.832	68982.807	44619.025	12598.691	0.000	12598.691
Sous-sol	123534.658	64567.239	58967.419	12711.756	0.000	12711.756

Suivant Y : (Valeurs en pourcentage)

Tableau.IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux(%)	Nz /Voiles(%)	Effort tranchant(%)	Tx /Poteaux(%)	Tx /Voiles(%)
5eme étage	100	56.784	43.216	100	0.000	100.000
4eme étage	100	56.270	43.730	100	0.000	100.000
3eme étage	100	55.621	44.379	100	0.000	100.000
2eme étage	100	58.461	41.539	100	0.000	100.000
1er étage	100	57.708	42.292	100	0.000	100.000
RDC	100	60.723	39.277	100	0.000	100.000
Sous-sol	100	52.266	47.734	100	0.000	100.000

- **facteur de qualité Q : RPA99v2003 [Tab.4.4]**

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.8. Facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = (1+0+0+0.05+0+0+0) = 1.05 \\ Q_y = (1+0+0+0.05+0+0+0) = 1.05 \end{cases}$$

- Périodes caractéristiques : RPA99v2003 [Tab.4.7] :

$$\begin{cases} T_1 = 0.53 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Site S2}$$

IV.3.3. Résultats des vérifications de la structure

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

- Stabilité de la structure :

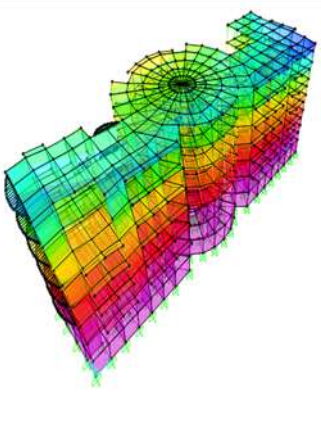
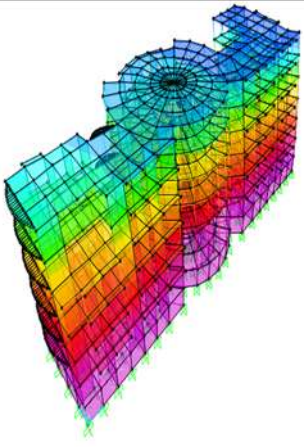
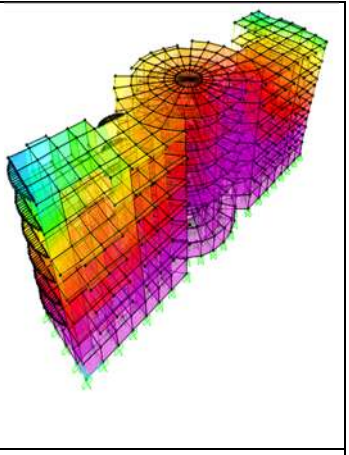
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage).

- Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .

IV.3.3.1.Vérification de comportement modal

Tableau IV.9. Le comportement des trois premiers modes

			
Mode 1	50.57%	1.82%	8.71%
Mode 2	0.71%	58.41%	0.84%
Mode 3	9.59%	1.17%	50.42%
comportement	translation suivant l'axe (x)	translation suivant l'axe (Y)	rotation autour de l'axe (z)

IV.3.3.2.Vérification de participation massique : RPA99v2003 [4.3.4.a]

Tableau IV.10. Vérification de participation massique**.**

StepType	StepNum	Période	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	0.614	50.530%	0.705%	9.678%
Mode	2	0.542	52.393%	59.068%	10.915%
Mode	3	0.530	61.148%	61.371%	59.844%
Mode	--	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--	--
Mode	218	0.034	89.380%	90.138%	86.592%
Mode	239	0.032	89.610%	93.366%	90.701%
Mode	--	--	--	--	--
Mode	314	0.026	90.020%	93.566%	90.949%

La participation massique atteint plus de 90% suivant**l'axe x** au le $\mathbf{314}^{eme}$ mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant **l'axe y** au $\mathbf{218}^{eme}$ mode

La participation massique atteint de plus de 90% auteur de **l'axe z** au $\mathbf{239}^{eme}$ mode

Le mode retenu = 314 mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 314 : T=15.98 s

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité $\sum KY < \sum KX$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.3.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : RPA99V2003 [.4.3.6]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$[4.3.4.a].

- **Calcul de la force sismique totale : RPA99v2003 [Art 4.2.3]**

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tableur. IV.11. Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone	A = 0,25	[TAB.4.1 RPA99V2003]
D : facteur d'amplification dynamique	$D_X = D_Y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 1.827$	[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]
η : facteur de correction d'amortissement :	η = 0,882	[TAB.4.2 RPA99V2003].
T : période fondamentale	Tx=0.609 Ty=0.53	[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003] [Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]
R: coefficient de comportement global	R = 3.5	[Tab 4.3 RPA99v2003]
Q : facteur de qualité	Qx=1.05 Qy=1.05	[Tab.4.4 RPA99V2003] :
Poids de la structure	W=KN $\beta_1 = 0.2$	[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003] [Tableau 4.5 RPA99v2003]

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

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	**Obs**
Suivant x	19802.55	11927.94	0.602	Non Vérifiée
Suivant y	19802.55	13849.75	0.699	Non Vérifiée

Pour les deux directions (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.35$

$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.15$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 16750.25KN \\ E_{dy} = 16591.726KN \end{cases}$

Vérification :

Tableau. IV.13. Vérification de la résultante finaldes forces sismiques de calcul.

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	**Obs**
Suivant x	19802.55	16102.726	0.813	vérifié
Suivant y	19802.55	15927.216	0.804	vérifié

IV.3.3.4.Vérification de la stabilité au renversement[Art 4.4.1]

Moment de renversement :$\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$

Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau. IV.14. Vérification de la stabilité au renversement

Moment de stabilité		**Moment de renversement**		**Vérification**		
M_{sx} KN.m	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	Vérifié
1382564.56	-5669373.3	325237.138	329028.120	4.250	-17.230	

Commentaire

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

- **Vérification du déplacement en tête du bâtiment**

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique…. RPA V2003 [Art 4.4.3]

Tableau .IV.15.Vérification du déplacement en tête du bâtiment

Déplacement suivant X sous la force Edx			**Déplacement suivant Y sous la force Edy**		
$\delta_r X$ [cm]	$\delta_r X < \frac{H}{250}$ [cm]	Vérifié	$\delta_r Y$ [cm]	$\delta_r Y < \frac{H}{250}$ [cm]	Vérifié
9.45	9.45<11.22		9.10	9.10<11.22	

Commentaire

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles.

IV.3.3.5.Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003]

Suivant X :

Tableau IV.16. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	H étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm(cm)	vérification	ε	Lεl	vérification
A	28.05	2.7	9.45	1.85	4.08	vérifié	3.17	3.5	Vérifier
B	23.97	2.17	7.6	1.89	4.08	vérifié	3.24	3.5	Vérifié
C	19.89	1.63	5.71	1.86	4.08	vérifié	3.19	3.5	Vérifié
D	15.81	1.1	3.85	1.68	4.08	vérifié	2.88	3.5	Vérifié
E	11.73	0.62	2.17	1.33	4.08	vérifié	2.28	3.5	Vérifié
F	7.65	0.24	0.84	0.77	4.08	vérifié	1.32	3.5	Vérifié
G	3.57	0.02	0.07	0.07	3.57	vérifié	0.14	3.5	Vérifié

Commentaire

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étageset dans directions X

Suivant Y :

Tableau IV.17. Vérification les déplacements inter étages sens y

Niveau (m)	H etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	δ adm (cm)	vérification	ε	lεl	vérification
A	28.05	2.6	9.1	1.89	4.08	vérifié	3.24	3.5	Vérifié
B	23.97	2.06	7.21	1.85	4.08	vérifié	3.17	3.5	Vérifié
C	19.89	1.53	5.36	1.72	4.08	vérifié	2.95	3.5	vérifié
D	15.81	1.04	3.64	1.57	4.08	vérifié	2.69	3.5	vérifié
E	11.73	0.59	2.07	1.23	4.08	vérifié	2.11	3.5	vérifié
F	7.65	0.24	0.84	0.7	4.08	vérifié	1.2	3.5	vérifié
G	3.57	0.04	0.14	0.14	3.57	vérifié	0.27	3.5	vérifié

Commentaire

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étageset dans directions Y

IV.3.3.6.Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres[Art A.5.1 CBA93] :**

Tableau.IV.18. Vérification de cisaillement des poutres.

Section	T(kN)	comb	Situ	Υ_b	position	τ (mpa)	τadm(mpa)	Obs
Pp (35.45)	229.999	ACC	acc	1.15	inter	1.55	4.35	vérifié
Ps (35.40)	151.407	ACC	acc	1.15	inter	1.15	4.35	vérifié
Long (30.30)	7.097	ELU	durable	1.5	inter	0.09	2.502	vérifié

Les poteaux[Art 4.3.2 RPA99v2003]

Tableau.IV.19.Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	B	L	$\|V_u\|$	Comb	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	2	25	360	964.512	$G + Q + E_{dx}$	1.667	5	vérifié
	3	25	345	1078.266	$G + Q + E_{dx}$	1.945	5	vérifié
	4	25	375	1380.583	$G + G + E_{dx}$	2.291	5	vérifié
	8	25	329	234.227	$G + Q + E_{dx}$	0.443	5	vérifié
	10	25	360	1051.386	$G + Q + E_{dx}$	1.817	5	vérifié
Suivant Y	A	25	335	1032.90	G + Q + Edy	1.92	5	vérifié
	B	25	360	875.95	G + Q + Edy	1.51	5	vérifié
	C	25	335	717.37	G + Q + Edy	1.43	5	vérifié
	E	25	430	576.29	G + Q + Edy	1.07	5	vérifié
Diagonale	F	25	480	549.74	G + Q + Edy	0.099	5	vérifié
	G	25	235	509.87	G + Q + Edy	0.34	5	vérifié
	H	25	356	426.24	0.8G + Edy	0.74	5	vérifié
	K	25	329	415.81	G + Q + Edy	0.79	5	vérifié
	L	25	360	47.45	G + Q + Edy	0.08	5	vérifié
	M	25	360	333.82	G + Q + Edy	0.58	5	vérifié

IV.3.3.7.Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art7.1.3.3RPA99v2003]

Vérification

Sens X :

Tableau.IV.20. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Section	N	N (kN)	Bc(cm²)	Comb	fc28 (MPA)	υ (mpa)	0.3	Obs
Pot carrée (35*35)	1420	565.693	1089	G+Q-Edx	25	0.21	0.3	vérifié
Pot carrée (40*40)	1413	1008.092	1444	G+Q-Edx	25	0.28	0.3	vérifié
Pot carrée (45*45)	1551	1344.892	1849	G+Q-Edx	25	0.29	0.3	vérifié
Pot circulaire (D=45)	1516	1216.178	1452.201	G+Q-Edx	0.25	0.33	0.3	Non vérifié

Sens Y :

Tableau.IV.21. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Section	N	N (kN)	Bc(cm²)	Comb	fc28 (MPA)	γ (mpa)	0.3	Obs
Pot carrée (35*35)	1422	549.450	1089	G+Q-Edy	25	0.202	0.3	vérifié
Pot carrée (40*40)	1425	986.625	1444	G+Q-Edy	25	0.273	0.3	vérifié
Pot carrée (45*45)	1551	1336.950	1849	G+Q-Edy	25	0.289	0.3	vérifié
Pot circulaire (D=45)	1516	1339.975	1452.201	G+Q-Edy	25	0.369	0.3	Non vérifié

Redimensionner les poteaux circulaires

Sens X :

Tableau .IV.22. Redimensionner les poteaux circulaires Sens X

Section	N	N (kN)	Bc(cm²)	Comb	fc28 (MPA)	γ (mpa)	0.3	Obs
Pot circulaire (D=55)	1516	1460.894	2206.183	G+Q-Edx	0.25	0.26	0.3	vérifié

Sens Y:

Tableau .IV.23. Redimensionner les poteaux circulaires Sens Y

Section	N	N (kN)	Bc(cm²)	Comb	fc28 (MPA)	γ (mpa)	0.3	Obs
Pot circulaire (D=55)	1516	1625.694	2206.183	G+Q-Edy	25	0.29	0.3	vérifié

Conclusion :

La structure est stable.

Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants

IV.3.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ[Art 5.9 RPA99v2003]

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 :$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$

Suivant X, Y:

Tableau .IV.24. Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	Obs
28.05	16017.28	1.85	3526.58	0.0206	1.89	3488.14	0.0213	408	vérifié
23.97	18829.06	1.89	3542.66	0.0246	1.85	3504.04	0.0244	408	vérifié
19.89	19270.08	1.86	3008.5	0.0292	1.72	2975.71	0.0273	408	vérifié
15.81	19600.69	1.68	2432.4	0.0332	1.57	2405.89	0.0313	408	vérifié
11.73	19798.43	1.33	1822.89	0.0354	1.23	1803.02	0.0331	408	vérifié
7.65	19453.71	0.77	1168.14	0.0314	0.7	1155.41	0.0289	408	vérifié
3.57	21466.76	0.07	601.54	0.007	0.14	594.99	0.0141	357	vérifié

Conclusion :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis -à-vis De l'effet P-Δ.

Tableau .IV.25. Dimensionnement final des éléments

	Section				
Etage	**Poteau carrée**	**Poteau circulaire**	**Poutre principale**	**Poutre secondaire**	**Poutre palier**
5eme	35 × 35	55 × 55	35X45	35X40	35X40
4eme	35 × 35	55 × 55			
3eme	40 × 40	55 × 55			
2eme	40 × 40	55 × 55			
1er	45 × 45	55 × 55			
RDC	45 × 45	55 × 55			
sous sol	45 × 45	55 × 55			

V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage.

V.2. Combinaison des charges

- D'après l'article **B.6.1.2** du **CBA 93** on a les combinaisons suivant :
  - l'ELU (1.35G+1.5Q) et l'ELS (G+Q)
- D'après l'article **5.2** du **RPA 99** version 2003 on a les combinaisons suivant :
  - l'ACC (G+Q±E) et l'ACC (0.8G ± E)

V.3. Ferraillage des poutres

V.3.1.Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance(situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutre sseront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.La section de ferraillage de la 1ère nappe est toujours supérieure ou égale à la section des chapeaux.

V .3.1. Ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires

Tableau V.1.calcul du ferraillage RPA 99[Art.7.5.2]

Poutres	L (m)	position	Mu (KN.m)	Comb	A (cm)	A' (cm)	A adoptée (cm^2)
Poutre Principale	3.9	Travée	52.619	1.35G+1.5Q	3.67	0	4HA14=6.16
		Appui	-281.40	G+Q+Edy	0	19.17	4HA20+4HA16 =20.61
Poutre Secondaire	3.45	Appui	160.00	0.8G+Edx	0.00	11.82	4HA16+4HA16 =16.08
		Appui	-189.84	G+Q+Edx	14.36	0.00	4HA16+4HA16 =16.08

V .3.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93

Tableau V.2. Armatures choisies et vérification selon RPA2003 et CBA93

Elément	position	$A_{adobtée}$ (cm^2)	A_{min}CBA [cm^2]	A_{min} RPA [cm^2]	Vérification
Poutres principales	travées	6.16	1.57	7.87	CV
	appuis	20.61			
Poutres secondaire	travées	16.08	1.4	7.00	CV
	appuis	16.08			

V .3.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.3. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Position	M_{ser}	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	Vérification
Poutres principales	Travées	33.25	0.8	15	-	-	CV
	Appuis	-83.23	0.54		-		CV
Poutres secondaire	Travées	34.65	3.53	15	126.04	201.63	CV
	Appuis	-46.47	3.17		85.20		CV

V .3.5. Vérification des armatures transversales

Tableau V.4 .Vérification des armatures transversales.

Section	Zone nodale						Zone courante					
	A_{cal} (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	$A \geq A_{tmin}$	St (cm)	St(cal) (cm)	$S_t \leq S_{t(cal)}$	A_{cal} (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	$A \geq A_{tmin}$	St (cm)	St(cal) (cm)	$S_t \leq S_{t(cal)}$
PP (35*45)	3.21	1.05	Vérifié	10	17.71	Vérifié	3.21	2.1	vérifie	15	17.71	vérifié
PP (35*45)	6.09	1.05	Vérifié	10	13.5	Vérifié	6.09	1.57	vérifie	15	15.5	Vérifié

V .3.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau V.5 .Vérification des contraintes de cisaillement

Section	sollicitation			Vérification	Espacement et armature		
PP (30*45)	**T[KN]**	τ_μ **[Mpa]**	$\tau_{\mu\,adm}$ **[Mpa]**	$\tau_\mu \leq \tau_{\mu\,adm}$	z_n **[cm]**	z_C **[cm]**	$A_{tchoisie}$ **(cm^2)**
	179.99	1.21	3.33	vérifiée	10	15	4HA8=2.01
PS (35*40)	243.69	1.63	3.26	vérifiée	10	15	4HA8=2.01

V .3.7. Vérification de la flèche

Tableau V.6. Vérification des flèches

Poutre	1er condition	2éme condition
	$h/l \geq M_{tser}/10M_0$	$\rho \leq 4.2/fe$
pp (35*45)	0.115≥0.08	0.00013≤0.0105
PS (35*40)	0.115≥0.08	0.0012 ≤0.0105
	vérifiée	vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

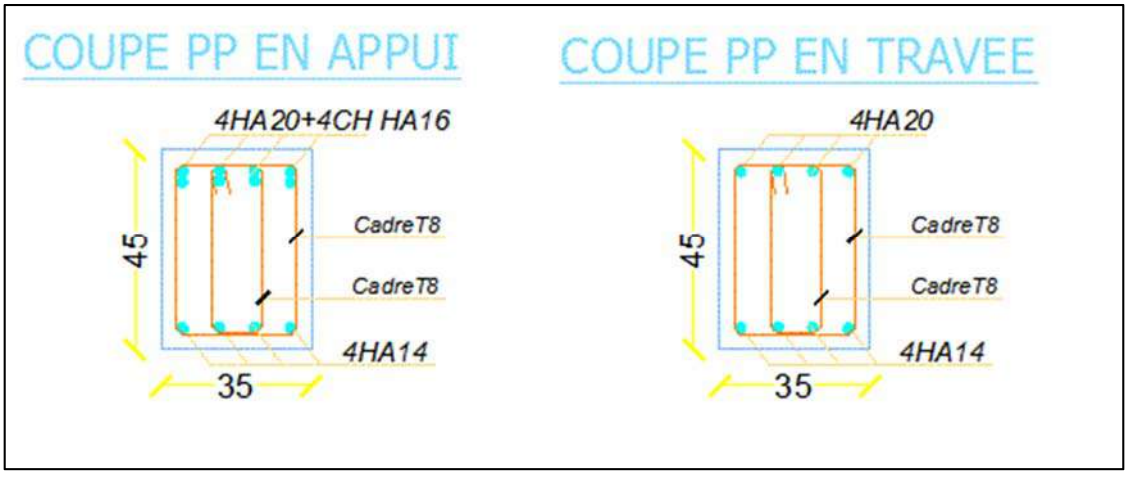


Figure V.1 Dessin de ferraillage des poutres principales.

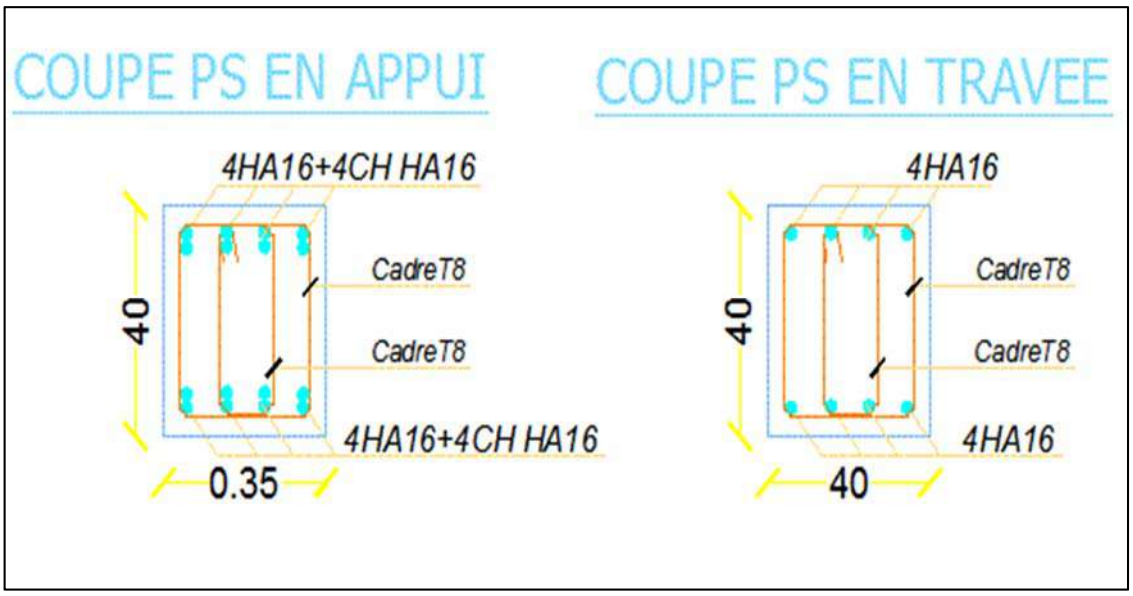


Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres secondaires

V.4. Ferraillage des poteaux

Les poteaux travaillent en flexion composée avec effort tranchant, la section nécessite un ferraillage longitudinal pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion et un ferraillage transversal pour équilibrer les contraintes de cisaillements due aux efforts tranchants.

Remarque

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.7. La section d'armatures des poteaux

Niveau	Poteau	Cas	N (KN)	$M_{x\,corr}$ (Kn.m)	$M_{x\,corr}$ (Kn.m)	Ax	Ay	A choisie cm²
sous sol	45x45	Nmax->Mcorr	1614.14	1.699	0.49	4.5	2.7	4HA16+ 8HA14 =18.45
		Mmax ->Ncorr	220.42	-0.231	-21.272	4.5	2.7	
		Nmin ->Mcorr	104.68	0.267	-4.210	4.5	2.7	
RDC	45x45	Nmax ->Mcorr	1365.76	4.28	1.74	4.5	2.7	4HA16+ 8HA14 =18.45
		Mmax ->Ncorr	860.73	-2.903	-31.23	4.5	2.7	
		Nmin ->Mcorr	639.48	-25.10	-9.15	4.5	2.7	
1ere	40x40	Nmax ->Mcorr	1104.765	-0.674	1.510	4	2.4	4HA14 8HA12 15.21
		Mmax ->Ncorr	691.045	-4.160	-25.97	4	2.4	
		Nmin ->Mcorr	491.363	0.083	1.445	4	2.4	
2eme	40x40	Nmax ->Mcorr	868.204	1.845	2.100	4	2.4	4HA14+ 8HA12 =15.21
		Mmax ->Ncorr	528.126	-7.283	-31.518	4	24	
		Nmin ->Mcorr	313.645	3488	-1.06	4	2.4	
3eme	35x35	Nmax ->Mcorr	637.80	-3.192	1.123	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	375.479	-6.58	-23.16	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	148.925	2.21	-1.805	3.5	2.1	
4eme	35x35	Nmax ->Mcorr	417.893	4.93	1.24	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	243.853	7.49	24.71	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	160.92	13.53	20.24	3.5	2.1	
5eme	35x35	Nmax ->Mcorr	204.12	6.27	0.92	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	134.68	18.18	41.47	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	48.77	19.12	-18.09	3.5	2.1	
Poteau circulaire		Nmax ->Mcorr	1129.775	5.117	0.512	6.91		12HA16 =24.13
		Mmax ->Ncorr	197.706	7.48	16.73	6.91		
		Nmin ->Mcorr	197.706	7.48	16.73	6.91		

Tableau .V.8. Armature choisie et vérification selon le RPA99 V2003

poteau	A	A_{min}	Vérification
45*45	4HA16+8HA14=18.45	18.22	Oui
40*40	4HA14+8HA12=15.21	14.40	Oui
35*35	12HA12=13.57	11.025	Oui
Poteau circulaire	12HA16=24.13	21.38	Oui

Tableau .V.9.Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	poteau	cas	N (KN)	M_{xcorr} (Kn.m)	M_{ycorr} Kn.m	type fissure	σ_b (MPa	σ_s (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous-sol+ RDC	45x45	Nmax->Mcorr	986.4	0.906	1.12	preju	3.38	48.49	15	201.63	OUI
		Mmax ->Ncorr	628.67	-2.12	-22.51	nnpreju	4.06	/	15	/	OUI
		Nmin ->Mcorr	469.14	-6.60	-18.33	preju	4.39	/	15	/	OUI
1ier +*2éme*	40x40	Nmax->Mcorr	801.33	-0.481	1.097	nnpreju	2.23	/	15	/	OUI
		Mmax ->Ncorr	504.74	-3.048	-18.70	preju	4.45	/	15	/	OUI
		Nmin ->Mcorr	357.82	1.832	1.021	preju	4.54	/	15	/	OUI
3éme+4éme+ 5éme	35x35	Nmax->Mcorr	145.93	4.53	0.67	nnpreju	1.68	/	15	/	OUI
		Mmax ->Ncorr	98.50	13.20	30.11	preju	5.19	162.92	15	201.63	OUI
		Nmin ->Mcorr	35.85	13.96	13.19	preju	5.88	56.27	15	201.63	OUI
Poteau circulaire		Nmax->Mcorr	821.65	3.70	-0.37	preju	3.2	47.44	15	201.6	OUI
		Mmax ->Ncorr	144.65	5.44	2.18	preju	1.2	15	15	/	OUI
		Nmin ->Mcorr	144.65	5.44	2.18	preju	1.2	/	15	/	OUI

Tableau V.10.*La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{tch}(cm^2)$
Sous-sol+ RDC	45x45	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
1ier +*2éme*	40x40	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
3éme+4éme+5éme	35x35	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poteaux circulaires	55x55	Nodale	10	$1\emptyset8 = 0.5$
		Courante	15	$1\emptyset8 = 0.5$

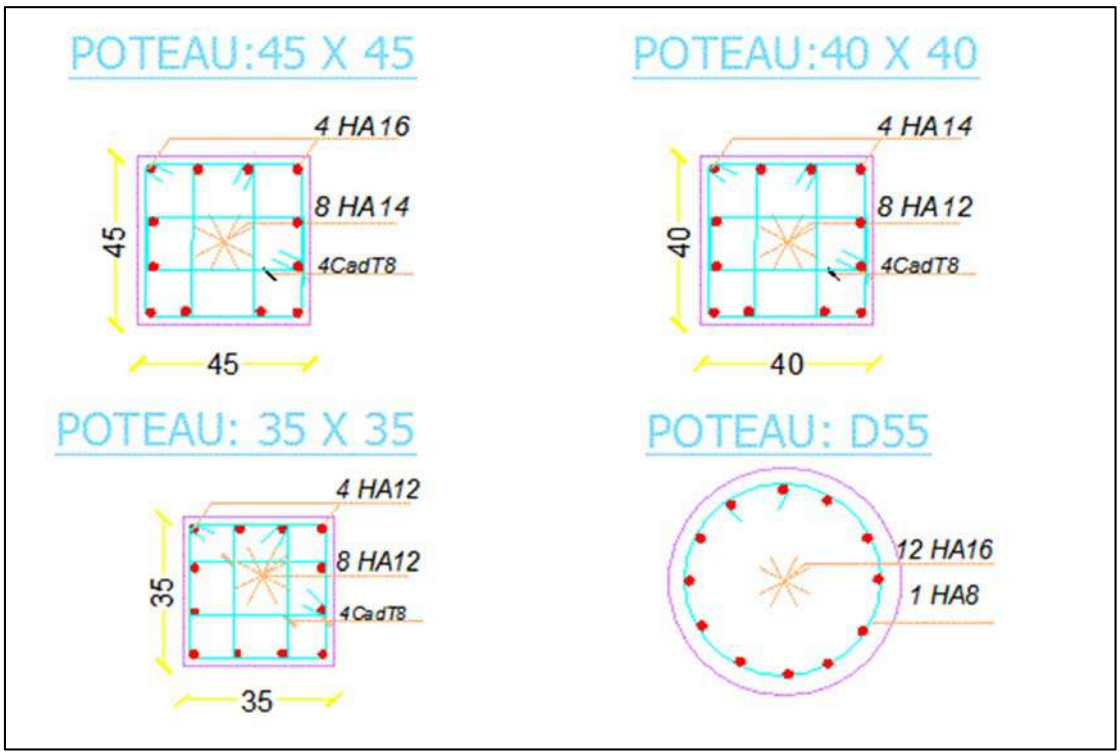


Figure V. 3.Ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée.

V.4.1. Les trumeaux

V.4.1.1. Les armatures verticales

Tableau V.11. Calcul les armatures verticales

Voile	L [m]	Combinaison	N_Z [KN]	M_{max} [KN.m]	A_1 [cm^2]	A_2 [cm^2]	A_{min} (CBA)	A_{min} (RPA)	A [cm^2](L/10)
Sens X	3.6	G+Q+Edx	2614.47	4892.45	15.40	15.40	2.95	13.5	2(4HA16)=16.06
	3.45	G+Q+Edx	3452.2	4548.44	14.80	14.80	2.9	12.93	2(4HA16)= 16.06
Sens Y	3.35	G+Q+Edy	1510.44	-4216.19	15.03	15.03	2.475	12.56	2(4HA16)= 16.08
	3.6	G+Q+Edy	1915.99	-4691.94	15.40	15.40	2.82	13.5	2(4HA16)=16.08
	4.15	G+Q+Edy	2368.70	-5516.98	17.60	17.60	3.25	15.56	2(5HA16)=20.11
Sens diagonale	3.56	G+Q-Edy	654.12	-2837.25	15.4	15.4	9.125	13.35	2(4HA16)=16.08
	1.40	G+Q-Edx	-99.73	-503.64	10.59	10.59	2.65	5.25	2(3HA16)=12.06
	2.30	G+Q+Edy	3265.75	1584.52	10.2	10.2	3.18	8.623	2(4HA16)=16.08

Tableau V.12. Vérification des armatures a ELS des voiles

voile	L [m]	N_Z [KN]	M_{max} [KN.m]	σ_b [cm²]	$\overline{\sigma_b}$ [cm²]	Vérification
Sens x	3.6	2614.47	4892.45	15.40	15.40	vérifie
	3.45	3452.2	4548.44	14.80	14.80	vérifie
Sens Y	3.35	1510.44	-4216.19	15.03	15.03	vérifie
	3.6	1915.99	-4691.94	15.40	15.40	vérifie
	4.15	2368.70	-5516.98	17.60	17.60	vérifie
Sens diagonale	3.56	654.12	-2837.25	15.4	15.4	vérifie
	1.40	-99.73	-503.64	10.59	10.59	vérifie
	2.30	3265.75	1584.52	10.2	10.2	vérifie

V.4.1.2. Les armateurs horizontaux

Tableau V.13. Calcul les armateurs horizontaux

voile	L [m]	N_Z [KN]	T [KN]	τ_u [MPA]	$\overline{\tau_u}$ [MPA]	K	St [cm]	At [cm²]
Sens x	3.6	2614.47	1241.37	1.98	5	1.87	10	2(37HA10)=29.06
	3.45	3452.2	1314.80	2.10	5	2.20	10	2(37HA10)=29.06
Sens Y	3.35	1510.44	1224.92	1.85	5	1.54	10	2(37HA10)=29.06
	3.6	1915.99	1108.60	1.80	5	1.12	10	2(37HA10)=29.06
	4.15	2368.70	1492.90	0.96	5	1.63	10	2(37HA10)=29.06
Sens diagonale	3.56	654.12	826.10	1.32	5	1.00	10	2(37HA10)=29.06
	1.40	-99.73	744.51	1.19	5	1.85	10	2(37HA10)=29.06
	2.30	1135.14	985.9	1.57	5	6.92	10	2(37HA10)=29.06

VI.1.Introduction

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutesconstructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- ✓ Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- ✓ Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.2.La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de Contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 76.85et LY = 22.06 m, un calcul à la température a été conduit sur la base $\Delta t = 50°C$.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation detempérature, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000V20.2.2 en introduisant le gradient detempérature comme charge d'accompagnement.

VI.2.1.Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T

Sens X : $N_X = \theta \times S \times E \times \Delta t$

Ferraillage des poutres secondaires sous l'effet du chargement thermique :

Les poutres considérées dépassant les 30 mètres linéaire sont les poutres exposée ou chargement climatique doivent faire l'objet de calcul thermique. Ce ne sont que les poutres du plancher terrasse qui sont concernées par ce type de calcul (poutres de terrasse 1 ;2 et3)

Le calcul se fait en flexion composé avec la combinaison ultime 1.35G+1.5Q+0.8T

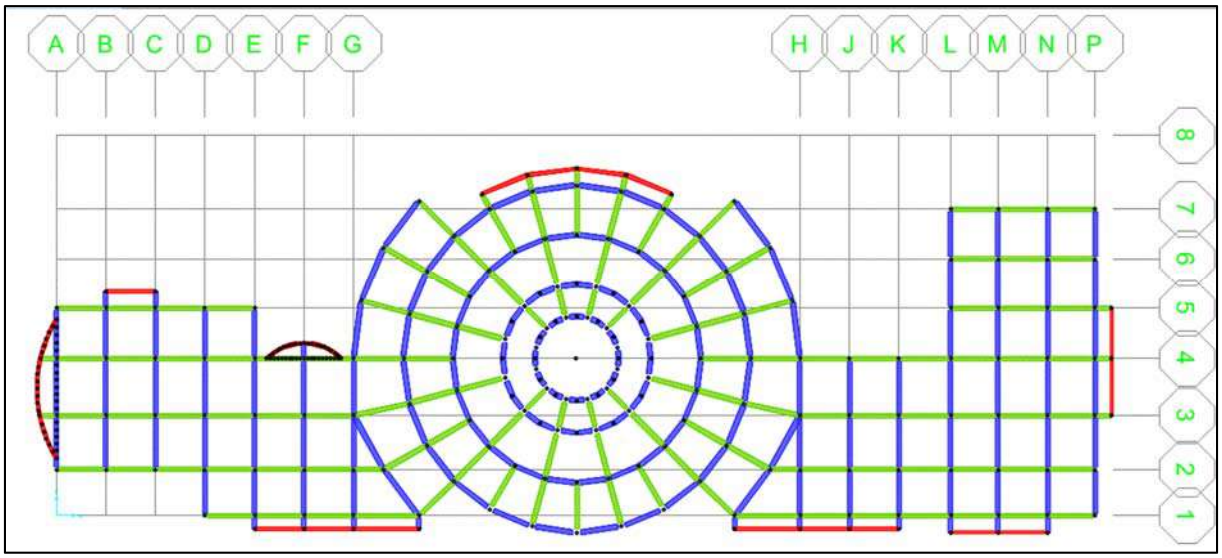


Figure. VI.2.les poutres exposée ouchargement climatique

Tableau VI.1. Calcul l'effort thermique

E (KN/m²)	Sp	Δt (°C)	θ	
3.2164×10^{7}	0.14	50	1×10^{-5}	N_x=2251.48KN

VI.2.2.Pour Les sollicitations : ACC et ELU

TableauVI.2. Calcul de ferraillage sousl'effort thermique

Elément	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
Ps1(35x40)	Appui	2251.48	47.775	28.98	22.80	8HA20+4HA16=33.18
	Appui	2251.48	-61.228	21.88	29.90	8HA20+4HA16=33.18

VI.2.3.Vérification des contraintesàl'ELS

TableauVI.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Positon	Mser $KN.m$	$A1$ choisie (cm^2)	$A2$ choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	σ_s'	Vérification
PS1 (35x40)	Travée	34.603	25.13	25.13	3.52	125	40.91	vérifier
	Appui	-44.437	33.18	33.18	3.04	81.47	37.06	vérifier

VI.2.3.Pour Les sollicitations : ACC et ELU

Tableau VI.4.ferraillage Les sollicitations ACC et ELU

Elément	Position	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
PS1 (35x40)	**Travée**	160.00	11.82	0.00	4HA16+4CH16=16.08
	Appui	-189.84	0.00	14.36	4HA16+4CH16 =*16.08*

VI.2.4.Vérification des contraintesà l'ELS

Tableau.VI.5.Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Positon	$Mser\ KN.m$	$A1_{choisie}$ (cm^2)	$A2_{choisie}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_s{}'$	Vérification
PS1 (35x40)	Travée	34.603	12.19	6.03	2.87	64.82	35.92	vérifier
	Appui	-44.437	6.03	12.19	3.69	159.84	40.99	vérifier

Comparaison

Tableau. VI.6. Comparaison de ferraillage Thermique et Acc

Elément	Comb	Position	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)
PS1 (35x40)	**Thermique**	Travée	25.13	25.13
		Appui	33.18	33.18
	Acc	Travée	8.04	8.04
		Appui	16.08	16.08

Commenter

Donc Les sollicitations les plus défavorables sont : 1,35 G + 1.5Q+ 0.8 T

VI.3.Vérification des poutres selon les conditions[RPA et CBA]

Tableau. VI.7.Vérification de ferraillage de section minimale

Ps(30*40)			
Section d'armature choisie			4HA20+4HA16
Section Minimale	RPA2003 [A.7.5.2] A ≥Amin $[cm^2]$	0.5%b*h	20.61≥7 12.57 ≥7
Condition	CBA93 [B.6.4] A ≥Amin $[cm^2]$	0.1%b*h	20.61 ≥1.4 12.57 ≥1.4
Vérification			Vérifiée

VI.3.1.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

Tableau. VI.8.Calcul des armatures transversales

Section	Zone nodale						Zone courante					
	A (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	$A \geq A_{tmin}$	St (cm)	St(cal) (cm)	$S_t \leq S_{t(cal)}$	A (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	$A \geq A_{tmin}$	St (cm)	St(cal) (cm)	$S_t \leq S_{t(cal)}$
PS1 (30*40)	0.23	0.9	Vérifié	10	45.3	Vérifié	0.23	1.35	Vérifie	15	45	vérifié

Tableau. VI.9. Calcul de cisaillement.

Section	Sollicitation			Vérification	Espacement et armature		
PS (30*40)	T[KN]	τ_μ [Mpa]	$\tau_{\mu\,adm}$ [Mpa]	$\tau_\mu \leq \tau_{\mu\,adm}$	z_n [cm]	z_n [cm]	$A_{tchoisie}$ (cm^2)
	93.603	0.629	3.26	vérifiée	10	15	4HA8=2.01

TableauVI.10. Vérification préliminaire de la fléché.

Poutre	1er condition	2éme condition
	$h/l \geq M_{tser}/10M_0$	$\rho \leq 4.2/fe$
PS (35*40)	0.111≥0.08	0.0012 ≤0.0105

La vérification de la flache n'est pas nécessaire

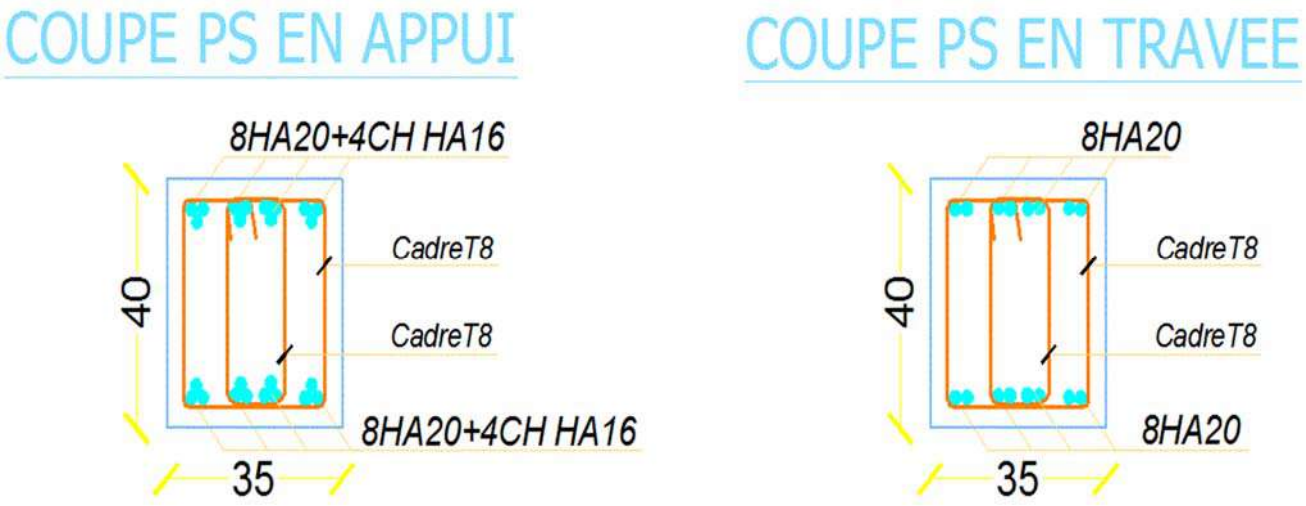


Figure .VI.3. Ferraillage des poutres secondaire terrasse

VII.1.Introduction

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité,

VII.1.2.Reconnaissances du sol

L'étude géotechnique du lieu d'implantation de l'infrastructure de notre bâtiment nous

renseigne sur les caractéristiques des différentes couches du sol, le rapport du sol donne lesinformations suivantes :

- le sol considéré est un sol marnes grisâtre ;
- l'ancrage des fondations est à 2 m ;
- la contrainte admissible du sol est 2bars ;
- le tassement admissible est 1.80 cm ;
- l'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- sol de moyenne cohésion C=0.5 Bars ;
- le site est considéré comme ferme (S2).

VII.1.3.Choix du type des fondations

VII.1.3.1. Semelle isolée

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduitdans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles

Tableau VII.1. Dimensionnement des semelles isolées(ELU)

élément	$N_{ser\ MAX}$	$M_{serCorr}$	A [m]	B[m]
S_i 1	1612.69	1.22	2.80	2.80
S_i 2	1177.77	1.46	2.20	2.20
S_i 3	1691.54	0.8	1.80	1.80

Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

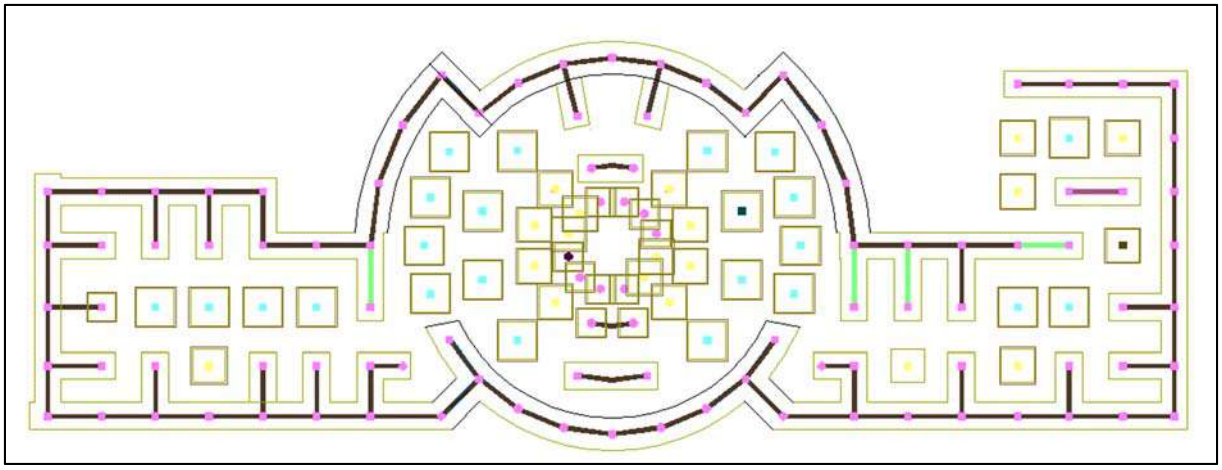


Figure VII.1. Les bulles de pression

Tableau VII.2.Vérification de chevauchement entreles semellesisolées

	élément	$(1.5/2)A_1$	$(1.5/2)A_2$	$(1.5/2)A_1+(1.5/2)A_2$	L	$(1.5/2)A_1+(1.5/2)A_2<$ L
Sens X	S1-S2	2.1	2.1	4.2	3.60	CNV
	S2-S3	1.65	2.1	3.75	3.6	CNV
	S1-S2	2.1	1.35	3.45	4.15	CV
Sens Y	S2-S3	1.35	1.35	2.70	3.65	CV
	S2-S3	1.65	1.35	3	3.60	CV
Diagonale	S1-S1	2.1	2.1	4.2	3.25	CNV
	S2-S2	1.65	1.65	3.3	1.57	CNV
	S3-S3	1.35	1.35	2.70	2.35	CNV

Commentaire

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déférents chevauchements dus aux dimensions de ces derniersCes résultats nous amène don ont opté des semelles filantes.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.1.3.2.Semellefilante :

Tableau .VII.3. Dimensionnement de la semelle filante (ELU)

Elément	$N_{ser\ MAX}$	$M_{serCorr}$	A [m]	B[m]
S.F.sous poteaux	1169.98	1.22	5.29	1.4
S.F.sous voile	344.2	8.63	1	1.1

Tableau VII.4. Vérification de chevauchements entre les semelles

Elément	(1.5/2)B	$(1.5/2)B_1+(1.5/2)B_2$	L	$(1.5/2)A_1+(1.5/2)A_2< L$
S.F.sous poteaux	**2.8**	**3.62**	**3.9**	**Vérification**
S.F.sous voile	**0.82**			

Tableau VII.4. Ferraillage principales

e_0 [m]	B/18 [m]	$e_0 \leq B/6$	Méthode
0.001	0.077	Oui	Bielle

Suivant B

Tableau. VII.5.ferraillage parallèle.S.F.souspoteaux

Nu [KN]	Ab [cm^2]	A_b choisi [cm^2]	St [cm^2]
1614.14	15.16	26HA10=20.42	20

Tableau. VII.6. Armatures de réparation des semelles filantes

	$A_{réparition}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Esp (cm)
S.F.sous poteaux	1.35	8HA8=4.02	15

VII.1.3.3. Poutre de libage

Tableau VII.7. Dimensionnement de poutre de libage.

Lmax [mm]	K [MPa]	E [MPa]	B[mm]	H(pL) [cm]	H (PL) choisi
4.74	0.4	32164.20	45	67.96	70

Tableau VII.8. Vérification des contraintes

N [KN]	σ [MPa]	σ_{sol} $[MPa]$	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
18255.42	1.13	2	Oui

Tableau. VII.9. Calcul de ferraillage.

Poutre de libage			Sollicitation		Section d'armature			
Longueur [m]	b [cm]	H [cm]	$M_{travée}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	A_{S1}	A'_{S2}	A'_{S1}	A_{S2}
52	45	70	304.16	-580.87	0.00	13.72	27.88	0.00

Tableau .VII.10. Les armatures choisies

A_{S1} [cm^2]	A_{S2} [cm^2]	A'_{S1} [cm^2]	A'_{S2} [cm^2]	Amin RPA [cm^2]	Amin CBA [cm^2]
8HA16	8HA16	14HA16	4HA16	22.00	4.40
16.08	16.08	28.15	8.04		

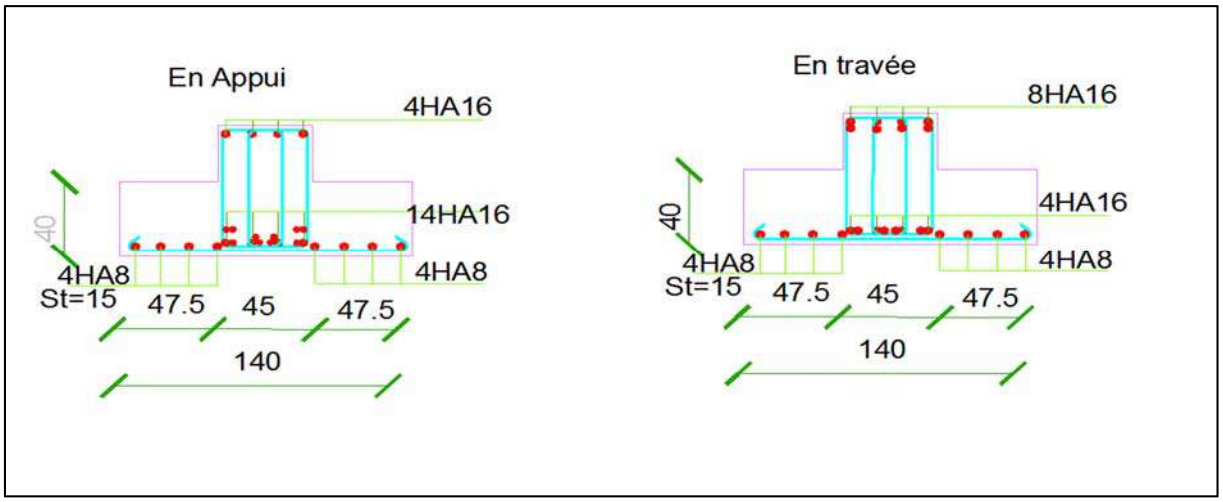
Tableau .VII.11. Vérification des contraintesa L'ELS.

Section	Sollicitations a L'ELS		Contraintes en Travée			Contraintes en appui			Contrainte admissibles		vérification
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	σb	σs	$\sigma s'$	σb	σs	$\sigma s'$	$[\sigma b]$ [MPa]	$[\sigma s]$ [MPa]	
45*70	247.25	-	7.15	201.63	94.03	-	-	-	15	201.63	oui
	-	-479.52	-	-	-	11.21	201.63	152.67			

Tableau .VII.12. Vérification de cisaillement.

Section	Sollicitations					Vérification	Espacement et Armature	
	At [cm^2]	At [cm^2]	T [KN]	τu [MPa]	$\overline{\tau u}$ []MPa		Zn [cm]	Zn [cm]
45*70	1.67	3HA8= 3.01	772.73	1.81	2.5	vérification	10	15

Figure VII.2.ferraillage des semalles filantes sous poteaux



VII.1.3.4. Semelle sous voile de contreventement et périphérique

Tableau .VII.13 Dimension des semelles filantes sous voiles (ELU)

Semelle	L(m)	N_{ser}(KN/m)	N_{corr}	B(m)	A(m)	d(cm)	h (cm)
S.F.sous	4.74	344.2	8.63	1.1	1	26.4	30

Tableau .VII.14. Ferraillage la Semelle sous voile de contreventement et périphérique

e_0 [m]	B/18 [m]	$e_0 \leq B/6$	Méthode
0.025	0.0611	oui	Bielle

Tableau.VII.15. Armature principales des semelles filantes sous voile.

Semelle	Nu (KN/ml)	D (m)	Ab (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Esp (cm)
S.F.sous Voile	344.2	0.264	4.25	7HA10=5.50	15

Tableau. VII.16. Armature de répartition des semelles filantes sous voile

Semelle	$A_{réparition}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Esp (cm)
S.F.sous Voile	1.51	6HA8=3.02	20

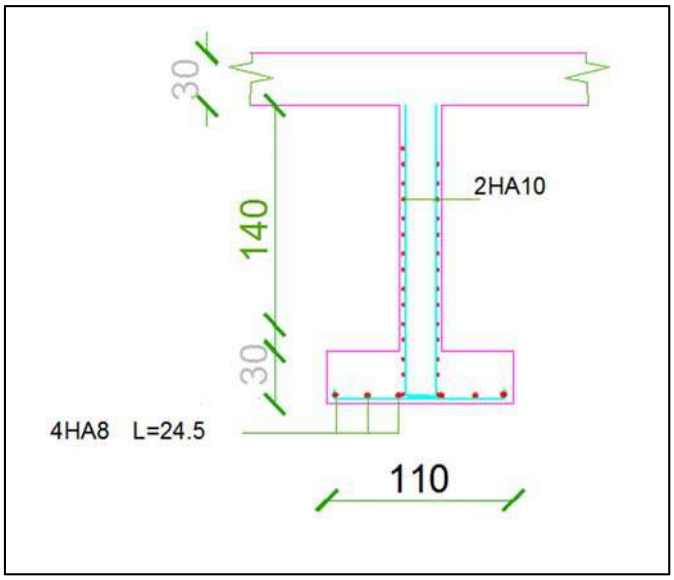


Figure .VII.3. Ferraillage des semelles filante sous voil

VII.1.3.5. Les longrines

VII.1.3.5.1.Ferraillage des longrines

Tableau. VII.17. calcule de ferraillages

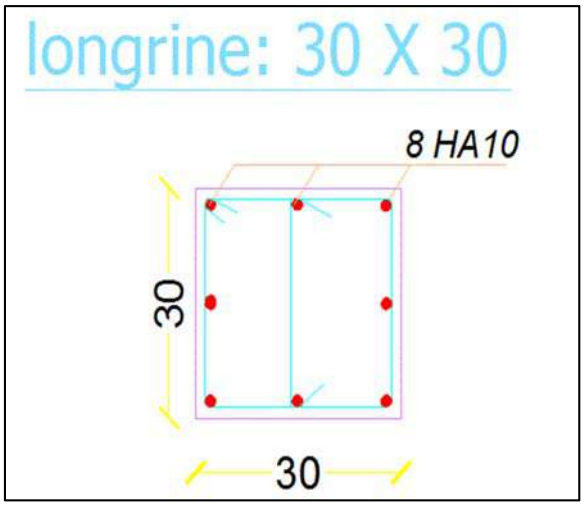
	Section		Sollicitation		Section d'armature			
L [m]	**b [cm]**	**h [cm]**	**Nu_{max} [KN]**	**Fu [KN]**	**A_{cal} [cm^2]**	**$A_{min\ RPA}$ [cm^2]**	**$A_{min\ CBA}$ [cm^2]**	**$A_{min\ choisi}$ [cm^2]**
4.74	30	30	1769.63	147.46	4.23	5.4	0.9	8HA110 6.28

Tableau VII.18. Vérificationdes contraintesa l'état limite de service

Section	Sollicitation		Contrainte		Vérification
Longrine	**N_{ser} max [KN]**	**F_{ser}**	**σs [MPa]**	**$\overline{\sigma s}$ [MPa]**	**$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$**
30x30	1282.36	106.86	157.38	201.63	vérifiée

Condition de non fragilité :

$B \leq \frac{A \times fe}{ftj} \rightarrow 900 \leq \frac{6.28 \times 400}{2.1}$ c.v



Fegure.VII.4. ferraillage des longrine

VII.2. Etude de voile périphérique

.VII.2.1. Dimensionnement

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

γ [KN.m^3]	φ ^{0}	Kγ	H[m]	P[KN/ml]
18.4	22	0.45	4.08	69.29

VII.2.2. Calcul du ferraillage

Tableau VI.19.Ferraillage du voile périphérique

		M (KN.m)	M	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	49.58	0.072	0.963	0.392	CV	0	6.50	2.45	**7HA12= 7.92**
	Y	49.58	0.08	0.958		CV	0	7.08	2.35	**7HA12 = 7.92**
En Appui	**X**	24.79	0.072	0.963	0.392	CV	0	6.50	2.45	**7HA12 = 7.92**
	Y	24.79	0.08	0.958		CV	0	7.08	2.35	**7HA12 = 7.92**

Vérification de l'Espacement

1) A l'E.L.S

E.L.S	
$M_x = \mu_x P_s L_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$P_s = 69.29KN/m^2$	
$\rho = 0.85$	$\mu_x = 0.0576$ $\mu_y = 0.7794$
$M_x = 0.0576x69.29x (4.08)^2 = 66.44KN.m$ $M_y = 0.7794 x66.44= 51.78KN.m$	
$M_{tx} = \mathbf{0.8}5 M_x$ $M_{ty} = \mathbf{0.8}5 M_y$ $M_{ax} = M_{ay} = \mathbf{-\ 0.3}M_x$	
$M_{tx} = 0.85 x 66.44 = 56.47KN.m$ $M_{ty} = 0.85 x 51.78 = 44.01$ $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 x 66.44 = 19.93KN.m$	

Le ferraillage (flexion simple)

On choisit: $\phi_x = \phi_y = 10$ mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 25 - 2.5 - \frac{1}{2} = \mathbf{22cm}$; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 22 - \frac{1+1}{2} = \mathbf{21cm}$

Vérification de la flèche

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{408} = 0.06 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{56.47}{20\ x\ 66.44} = 0.042$ ..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{7.79}{100\ x\ 22} = 0.0035 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{7.79}{100\ x\ 21} = 0.0037 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17\text{MPa}$

τ_{ux} =0.61MPa $\leq \overline{\tau_u}$= 1.17MPa …… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES:

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

LOGICIELS :

- SAP2000 version 20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2019
- Microsoft office 2016

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires