République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahyia Fares
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master
en Génie Civil
Option : Construction et Matériaux

THEME



ETUDE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UNE STRUCTURE EN (R+6) CONTREVENTEE PAR DES VOILES : VARIATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Etudié par :
- *BENISSANE Mbarek.*
- *LAKEHALI Mohamed Moncef.*

Dirigé par :
Mr.SKENDER Zakaria.

2016 - 2017

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. SKENDER Zakaria pour l'encadrement de ce mémoire, pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de YAHYA FARES DE MEDEA, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements a l'ingénieur Mr.OULD EL TURKI Benaissa pour son aide et ses précieux conseils

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents, ma grand-mère, mes frères et ma sœur

A ma tante paternel et sa famille spécialement mes cousins Moundhir et Halim

A mes oncles et tantes maternels et leurs familles

A toute la famille LAKEHALI

A mon binôme « BENISSANE MBAREK » et sa famille

Une dédicace particulière a mes amis : SALIM.B, MOHAMED.A, SALAH.T, ACHRAF.B, MADJID.B

Et tous ceux qui ont contribué a la réussite de ce modeste travail .

Med Moncef

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après ALLAH pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.
A mon frère mohamed.
A ma sœur faiza.

A toute la famille « BENISSANE et LAKEHALI» sans exception.

Je remercie mon amie et binôme MONCEF qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes amis et collègues de 2èmes années master génie civil.

Une dédicace particulière a mes amies : BOUKHATEM.H, BOULANOUAR.A.

Mbarek

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة مقارنة بين نظامين مختلفين لمقاومة الزلازل لبناية(فندق) من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق أرضي+ 6 طوابق) متعدد الاستعمال.

و المقرر بناؤها في البرواقية (المدية) وهذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة القوة (IaI).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل
- قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « sap2000»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résumé:

Ce projet consiste à l'analyse comparative d'une structure (Hôtel) en béton armée à usage multiple (RDC+6 étages) avec deux systèmes de contreventement qui sera implanté à BERROUAGHIA (MEDEA), cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000».

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

Abstract:

This project involves the comparative analysis of a reinforced concrete structure (Hotel) (ground+6 stories), with habitation, use and that will be implanted in BERROUAGHIA (MEDEA), and this region is classified in the zone of medium seismicity (IIa).

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000».

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

SOMMAIRE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :....3
I.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE :....3
I.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :....3
I.3.1. Classification des zones Sismiques : [Art 3.1 RPA99v2003]....3
I.3.2. Classification d'importance de l'ouvrage : [Art 3.2 RPA99v2003]....3
I.3.3. Classification des systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99v2003]....3
I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE :....4
I.4.1. Planchers :....4
I.4.2. Les Balcons :....4
I.4.3. Les Escaliers :....4
I.4.4. Maçonnerie :....4
I.4.5. Revêtement :....4
I.4.6. Acrotère :....4
I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :....4
I.5.1. Béton :....4
I.5.1.1. La composition du béton :....5
I.5.1.2. Le Dosage du béton :....5
I.5.2. Acier :....5
I.6. HYPOTHESE DE CALCUL :....6
I.6.1. Béton :....6
I.6.1.1. contrainte-déformation: CBA93 Art [A.4.3.4.1]....6
I.6.2. Acier :....7
I.6.2.1. Contraintes limites :....7
I.7 LES PLANS ARCHITECTURAUX :....9
I.7.1 plan de RDC :....9
I.7.2 plans 1er étage :....9
I.7.3 Plan étage courant :....10
I.7.4 Plan terrasse :....10
I.7.5 Façade principale :....11
I.7.5 Façade latérale :....12
γII.1.INTRODUCTION :....14
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :....14

II.2.1. Dalle pleine :.....14
II.2.1.1 Critère de résistance :.....14
II.2.2. Dalles en corps –creux :.....15
II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :.....15
II.3.1. Maçonnerie :.....15
II.3.2 Plancher terrasse inaccessible :.....16
II.3.2.1 Planche à corps creux :.....16
II.3.2.2 Planche dalle pleine :.....17
II.3.3 Plancher étage courant et RDC :.....17
II.3.3.1 Plancher à corps creux :.....17
II.3.3.2 Plancher dalle pleine :.....18
II.3.4 Charges d'exploitation :.....19
II.4. LES POUTRES :.....19
II.5. LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:.....20
II.6. LES POTEAUX :.....20
II.6.1. étapes de prédimensionnement :.....20
II.6.2. calcul de l'effort normal N 22
II.6.3. Choix du poteau le plus sollicite :.....22
II.6.4. calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :.....23
II.6.4.1 Détermination des charges permanente :.....23
II.6.4.2. Surcharge d'exploitation :.....24
II.6.5. Détermination de l'effort normal ultime :.....25
II.6.6. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :.....25
II.6.6.1. Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99v2003] :.....26
II.7. LES VOILES :.....27
ɣIII.1 ACROTERE.....30
III.1.1 Introduction :.....30
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :.....31
III.1.2.1. Charge permanente:.....31
III.1.2.2 Surcharge d'exploitation :.....31
III.1.2.3. Combinaisons d'action :.....31
III.1.3. Ferraillage :.....31
III.1.3.1 À l'ELU :.....31
III.1.3.2 À l'ELS :.....34
III.1.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :.....37

III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX :.....38
III.2.1. La Dalle de compression :.....38
III.3. Escalier :.....39
III.3.1. Introduction :.....39
III.3.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :.....40
III.3.2.1 Dimensionnement :.....40
III.3.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :.....42
III.3.3 Poutre palière :.....56
III.3.3.1 Calcul de la poutre palière :.....56
III.3.3.2 Evaluation des charges:.....56
III.3.3.3 Calcul des efforts :.....56
III.3.3.4 Ferraillage de la poutre paliere :.....57
III.4 calcul des poutrelles :.....59
III.4.1 Introduction :.....59
III.4.2. Dimensionnement des poutrelles :.....59
III.4.2.1. Avant coulage :.....60
III.4.2.2. Après coulage :.....62
III.5 Calcul des dalles pleines:.....65
III.5.1. Définition:.....65
III.5.2.Méthode de calcul :.....65
III.5.2.1 Principe de calcul:.....65
III.6.Dalle machine :.....73
III.6.1.Introduction :.....73
III.6.2.Pré dimensionnement :.....73
III.6.3.la charge permanente et charge d'exploitation :.....74
III.6.4.calcul des sollicitations :.....74
III.6.5. Ferraillage de la dalle :.....75
III.6.6. Calcul du ferraillage :.....76
ɣIV.1. INTRODUCTION :.....80
IV.2. CLASSIFICATION DES SYSTEME CONTREVENTEMENTS [ART 3.4RPA V 2003]:.....80
IV.3. LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT :.....81
IV.3.1. 1ere variante :.....81
IV.3.2. 2eme variante :.....81
IV.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE :.....81

IV.5. ETUDE DE PREMIERE VARIANTE (R=5):.....81
IV.5.1. Disposition optimale des voiles :.....81
IV.5.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :.....82
IV.5.2.1. Calcul de centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003].....82
IV.5.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA 99 V 2003 [Art 3.5.1-a] :.....83
IV.5.2.3. Excentricité accidentelle : [RPA 99 V 2003 Art 4.2.7] :.....84
IV.5.2.4. Effet de la torsion accidentelle [RPA 99 V 2003Art4.3.7] :.....85
IV.6. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :.....85
IV.7. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :.....87
IV.7.1. Vérification de la participation massique modale (Dissipation énergétique) :.....87
IV.7.2. Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99V2003].....89
IV.7.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:.....90
IV.7.3.1. Le moment de renversement :.....90
IV.7.3.1.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :.....91
IV.7.3.2. Le moment stabilisant.....92
IV.7.4. Vérification des déplacements inter-étages [art 4.4.1 RPA99v2003] :.....93
IV.7.5. Vérification des déplacements en tête :.....94
IV.7.6. Vérification de cisaillement des éléments :.....95
IV.7.6.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93] :.....95
IV.7.6.2. Les poteaux :.....95
IV.7.6.3. Les voiles :.....96
IV.7.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] :.....96
IV.7.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003].....97
IV.8. CONCLUSION :.....98
IV.9. ETUDE DE DEUXIEME VARIANTE(R=4):.....99
IV.9.1. Disposition optimale des voiles :.....99
IV.9.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :.....100
IV.9.2.1. Calcul de centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] : YR (m) XR (m).....100
IV.9.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :.....100
IV.9.2.3. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] :.....101
IV.9.2.4. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] :.....101
IV.9.3. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :.....101
IV.9.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :.....103

IV.9.4.1. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) :. 104
IV.9.4.2.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v 2003] :.....105
IV.9.4.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:.....106
IV.9.4.3.1. Le moment de renversement :.....106
IV.9.4.3.2. Le moment stabilisant :.....107
IV.9.4.4. Vérification des déplacements inter-étages [Art4.4.1RPA99v2003]:.....108
IV.9.4.5. Vérification des déplacements en tête :.....109
IV.9.4.6. Vérification de cisaillement des éléments :.....109
IV.9.4.6.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93].....109
IV.9.4.6.2. Les voiles :.....110
IV.9.4.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] :.....110
IV.9.4.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] :.....111
IV.10. CONCLUSION :.....112
γVI.1 INTRODUCTION :.....148
VI.2 FONDATION SUPERFICIELLES :.....148
VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :.....148
VI.4 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE :.....148
VI.5 LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE :.....149
VI.6 LE CHOIX FINAL DES SEMELLES :.....149
VI.7 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :.....150
VI.8 Dimensionnement des semelles filantes :.....150
VI.8.1 Dimensionnement de la poutre de libage :.....150
VI.8.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :.....151
VI.9 CALCUL DE RADIER PARTIELLE :.....151
VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :.....152
VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :.....152
VI.9.3 Vérification au non poinçonnement :.....152
VI.9.3.1 Sous poteau :.....152
VI.9.4 Vérification des contraintes de cisaillement du radier :.....153
VI.9.5 Dimensionnement des nervures :.....153
VI.10 FERRAILLAGE DES SEMELLES :.....154
VI.10.1 Semelles filantes :.....154
VI.10.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :.....154
VI.10.2.2 Semelle filante (continue) sous voile :.....155

VI.10.3 Longueur de scellement “ls” :.....156
VI.10.4 Le radier partiel :.....159
VI.11 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] :.....162
VI.11.1.1 Ferraillage à l’Etat Limite Ultime :.....163
VI.11.1.2 Vérification des contraintes à l’état limite de service :.....163
VI.11.1.3 Calcul des armatures transversales :.....163
ʏVII.1. INTRODUCTION :.....166
VI.2. ASPECT TECHNIQUE:.....167
VI.2.1. Stabilité de la structure:.....167
VI.2.1.1. les Périodes :.....167
VI.2.1.2. Participation massique :.....168
VI.2.1.3. résultante des forces sismique à la base:.....169
VI.2.2. RESISTANCE DES ELEMENTS:.....170
VI.2.2.1 : répartition de l’effort tranchant par étages :.....170
VI.2.2.2 Répartition de l’effort normal par étages :.....171
VI.2.2.3. Déplacement pour chaque étage :.....172
VII.3. ASPECTS ECONOMIQUES :.....173
VII.3. 1.VOLUME DE BETON :.....173
VII.3. 2. Quantités d’acier :.....174
VII.4. CONCLUSION :.....175

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU……..……6
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU……..……7
Figure I.3 : plan de RDC ……..9
Figure I.4 : plans 1er étage……..9
Figure I.5 : Plan étage courant ……...…..10
Figure I.6 : Plan terrasse ……..……..…10
Figure I.7 : Façade principale ……..11
Figure I.8 : Façade latérale……...12
Figure II.1 : Poteau le plus sollicité……..….. 21
Figure II.2 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité……. 22
Figure II.3 : zones nodales……25
Figure II.3 : coupe de voile en élévation……..26
Figure II.4 : Coupe des voiles en plan……..26
Figure III.1 : L'acrotère……...…….29
Figure III.2 : Section de calcul……..…30
Figure III.3 : Section de béton armé dans l'acrotère……..…32
Figure III.4 : ferraillage de l'acrotère……...36
Figure III.5 : Disposition des armatures de la dalle de compression……..…..…38
Figure III.6 : dimension de l'escalier 1……..…39
Figure III.7 : dimension de l'escalier 2……....40
Figure III.8 : Distribution des charges à l'ELU. ……..…42
Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants……..…42
Figure III.10 : Distribution des charges à l'ELS. ……..…43
Figure III.11 : Diagramme des moments et efforts tranchant……...…44
Figure III.12 : Section de calcul……..…..44
Figure III.13 : Diagramme des moments et efforts tranchant……..…..49
Figure III.14 : Diagramme des moments et efforts tranchant……...…50
Figure III.25 : Section de calcul……..…..51
Figure III.16 : Schéma de la poutrelle avant coulage……59
Figure III.17 : Poutrelle avec un seul étai au milieu……60

Figure III.18 : poutrelle de 5 travées.……61
Figure III.19 : poutrelle d'une seule travée……..….61
Figure III.20 : diagramme des moments……...…61
Figure III.21 : diagramme de moment……...…62
Figure III.22 : diagramme des moments……...……63
Figure III.23 : diagramme de moment……....……..63
Figure III.24 : Dalle reposant sur deux appuis……..……65
Figure III.25 : Dalle reposant sur trois appuis……..……68
Figure III.26 : La dalle machine……...72
Figure III.27 : Différentes charges supportées par la dalle machine…….73
Figure III.28 : Les linges de ruptures……...…….74
Figure IV.1 : Les types de système de contreventement……..….79
Figure IV.2 : Disposition optimale des voiles……..…….81
Figure IV.3 : Vérification de comportement des trois premiers modes……..…..87
Figure IV.4 : Disposition optimale des voiles……..….98
Figure IV.5 : Vérification de comportement des trois premiers modes……..…104
Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres. ……..120
Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales de plancher terrasse…….121
Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales de plancher habitation……..…121
Figure V.4 : Ferraillage des poutres principales de plancher Restaurant……122
Figure V.5 : Ferraillage des poutres secondaire……...…122
Figure V.6 : Ferraillage des poteaux. ……..…126
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales des voiles……..…128
Figure V.8 : Disposition des épingles……..…132
Figure V.9 : Ferraillage de poutre principale de rive de plancher habitation……..…138
Figure V.10 : Ferraillage de poutre principale de plancher terrasse …….139
Figure V.11 : Ferraillage de poutre principale intermédiaire de plancher habitation……139
Figure V.12 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher terrasse ……140
Figure V.13 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher habitation. ……..…..140
Figure V.14 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher restaurant. ……..…..141
Figure V.15 : Ferraillage des poteaux. ……..…142
Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....148
Figure VI.2 : Le choix des semelles.....148
Figure VI.3 : Ferraillage de semelle filante (SF-1) sous poteau.....158

Figure VI.4 : Ferraillage de longrine.....163
Figure .VII.1 : Les périodes de trois premiers modes des deux variantes……..……..…….167
Figure .VII.2 La participation massique de la 1ere variante R = 5……..……168
Figure .VII.3 La participation massique de la 2eme variante R = 4 …….……..168
Figure. VII.4 : Force dynamique et force statique à la base……..……...……169
Figure. VII.5 : Effort tranchant suivant X……..…….....…170
Figure. VII.6 : Effort tranchant suivant Y……..…….……..170
Figure. VII.7 : Effort normale suivant X……..……....…….171
Figure. VII.8 : Effort normale suivant Y……..…….....…...…172
Figure. VII.9 : Le déplacement réel dû à la force Ed ……..…….....……172
Figure. VII.10 : le volume de béton. ……..……...…. 173
Figure VII.11 : Quantités d'acier des poutres. ……..……....……174
Figure VII.12 : Quantités d'acier d'un poteau de chaque variante. ……...…..174
Figure VII.13 : Quantités d'acier des voiles à la base. ……...……..175

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1:Le Dosage du béton…….5
Tableau I.2 : hypothèses de calcul de béton……..…..5
Tableau I.3 : hypothèses de calcul acier……..……6
Tableau II.1 : Murs extérieur (Double cloison)……..……14
Tableau II.2. Murs intérieurs (simples cloisons)……15
Tableau II.3. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux……15
Tableau II.4. Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine……16
Tableau II.5. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant……16
Tableau II.6. Charge due aux planchers à corps creux de RDC…… ...…17
Tableau II.7. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant……..……17
Tableau II.8. Charges d'exploitation……...…18
Tableau II.9. Pré dimensionnement des poutres……...…19
Tableau II.10. Effort normal $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……...…..…21
Tableau II.11 : Détermination des charges permanentes. ……..…23
Tableau II.12 :Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises……24
Tableau II.13 : Détermination de l'effort normal ultime. ……..…24
Tableau II.14 : Vérification des conditions des RPA99V2003……..……..…… ……25
Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales……...……25
Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS. ……..……...……30
Tableau III.2 : Paramètre de calcul. … ……...……31
Tableau III.3 : Paramètre de calcul. ……..……34
Tableau III.4 : Charge permanentes de la paillasse……..…...……41
Tableau III.5: Charge permanentes du palier de repos……..…...……41
Tableau III.6: Combinaisons des charges de l'escalier. ……...……42
Tableau III.7: Effort tranchant et moment fléchissant……43
Tableau III.8: Effort tranchant et moment fléchissant ……...……43
Tableau III.9: Paramètre de calcul. ……..……45
Tableau III.10: Vérification de l'espacement. ……..…...……46
Tableau III.11: Effort tranchant et moment fléchissant……..……49

Tableau III.12: Effort tranchant et moment fléchissant…….……50
Tableau III.13: Paramètre de calcul. ……....…51
Tableau III.14: Vérification de l'espacement……...……52
Tableau III.15 : Les résultats de calcul……..….55
Tableau III.16 : paramètres de calcul…….…….…….56
Tableau III.17 : Les résultats de la flexion simple…….…..56
Tableau III.18 : Vérification des armatures longitudinal……..……..56
Tableau III.19 : vérification ELS…….……57
Tableau III.20 : Calcul des armatures transversales. .....…...58
Tableau III.21 : Les charges de la poutrelle avant coulage……..…….……60
Tableau III.22 : Charges permanente et d'exploitation……..…60
Tableau III.23 : Les résultats du calcul……...…….……62
Tableau III.24 : Les résultats du calcul……....……63
Tableau III.25 : Les valeurs du travail externe…….…..…65
Tableau III26: Les valeurs du travail interne……..…….....…66
Tableau III27 : Valeur de calculs……...…...…66
Tableau III.28 : Calcul des sections de la dalle pleine……...…….....…67
Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S……..…….....…67
Tableau III.30 : Les valeurs du travail externe…….…...…68
Tableau III.31 : Les valeurs du travail interne……..…...…69
Tableau III.32 : Valeur de calcul……69
Tableau III.33 : Calcul des sections de la dalle pleine…….....……70
Tableau III.34 : Vérification à l'E.L.S……..……....……70
Tableau III.35 : Poids de la machine……....……73
Tableau III.36 : Les charges de la dalle……...……73
Tableau III.37 : Calcule du moment…….……75
Tableau III.38 : Les données de calcul…….……75
Tableau III.39 : Ferraillage de la dalle pleine……..……76
Tableau III.40 : Vérification à l'E.L.S……...……76
Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion……..…82
Tableau IV.2 : Excentricité théorique……...……83
Tableau IV.3 : Excentricité accidentelle……..…83
Tableau IV.4 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X. ……84
Tableau IV. 2 Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X. . …..…85

Tableau IV.6 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y. . ……..85
Tableau IV.7 : distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y……..86
Tableau IV.8 : Vérification de participation massique……87
Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique……...……89
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……89
Tableau IV.4 : les forces sismiques de chaque niveau……...……90
Tableau IV.5 : Calcul du moment de renversement……...……91
Tableau IV.6 : Moment stabilisant…….……91
Tableau IV.7 : Vérification de stabilisation. ……...……..92
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x……...…92
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y…….93
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements en tête. ……...……93
Tableau IV.11 : Vérification de cisaillement des poutres…….……94
Tableau IV.12 : Vérification de cisaillement des poteaux……94
Tableau IV.13 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles……95
Tableau IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……...……95
Tableau IV.15 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant X……96
Tableau IV.16 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant Y……97
Tableau IV.17 : Dimensions finales des poutres……...…….97
Tableau IV.18 : Dimensions finales des poteaux et des voiles…….……98
Tableau IV.19 : Calcul de centre de mass et centre de torsion…….……99
Tableau IV.27 : Excentricité théorique…….99
Tableau IV.28 : Excentricité accidentelle……..100
Tableau. IV.29 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X. ……...…101
Tableau IV.30 : Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X…....101
Tableau. IV.31 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y……...…102
Tableau. IV.32 : distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y...…102
Tableau IV.33 : vérification de participation massique……103
Tableau IV.34 : Calcul de la force sismique…….……105
Tableau IV.35 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……...……105
Tableau IV.36 : les forces sismiques de chaque niveau ……105
Tableau IV.37 : Calcul du moment de renversement…… ….…....106
Tableau IV.38 : Moment stabilisant ……...…….106
Tableau IV.39 : Vérification de stabilisation. ……...…… 107

Tableau IV.40 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x…….…. 107
Tableau IV.41 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y……...……108
Tableau IV.42 : Vérification des déplacements en tête. ……..…108
Tableau IV.43 : Vérification de cisaillement des poutres ……...…108
Tableau IV.44 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles suivant x ……109
Tableau IV.45 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles suivant x……..…109
Tableau IV.46 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……109
Tableau IV.47 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant X ……..…110
Tableau IV.48 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant Y……..110
Tableau IV.49 les dimensions finales des éléments horizontaux ……...111
Tableau IV.50 : Dimensions finales des poteaux et voiles……..……111
Tableau V.1: Les donnés de ferraillage ……113
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40) ……...…115
Tableau V.3: choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)……...116
Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35) ……..…116
Tableau V.5 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)……117
Tableau V.6 : vérification à l'E.L.S des poutres principales. ……117
Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S……...…118
Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements…...…118
Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements…….119
Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires...119
Tableau V.11 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres ……120
Tableau V.12 : Les donnés de ferraillage……123
Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poteaux……..…125
Tableau V.14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……...…125
Tableau V.15 : Déterminations des armatures transversales……..…126
Tableau V.16 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux ……126
Tableau V.17 : Les données de calcul……127
Tableau V.18 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..129
Tableau V.19 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..……130
Tableau V.20 : Vérification des armatures à ELS ……...130
Tableau V.21 : calculs des armatures horizontaux des voiles……131
Tableau V.22 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40) ……132
Tableau V.23 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40) ……..…133

Tableau V.24 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35) ……..…133
Tableau V.25 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35) ……..…134
Tableau V.26 : vérification à l'E.L.S des poutres principales. ……135
Tableau V.27 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. ……...……135
Tableau V.28 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements…….136
Tableau V.29 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements……137
Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires...137
Tableau V.31 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres……..…138
Tableau V.32 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU……..…141
Tableau V.33 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……...142
Tableau V.34 : détermination des armatures transversales……..…142
Tableau V.35 : vérifications de la quantité des armatures transversales minimales ……142
Tableau V.36 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……...…143
Tableau V.37 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA…..…143
Tableau V.38 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……...…144
Tableau V.39 : Calcul des armateurs horizontaux……144
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. …… 149
Tableau VI.2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage……..…150
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS ……..…150
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS ……..…151
Tableau VI.5 : Dimensionnement des nervures……. ……...….152
Tableau VI.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……...…153
Tableau VI.7 : ferraillage des armatures principales ……...153
Tableau VI.8 : ferraillage des armatures Armature de repartions……...…154
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile……..…154
Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile……155
Tableau VI.11 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes……...…155
Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage ……..…156
Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage……..…156
Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU …..…157
Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS...157
Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage ……...158
Tableau VI.17 : Les charges appliquées au radier……159
Tableau VI.18 : les armatures longitudinales a l'ELU……160

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes à l'ELS……..……160
Tableau VI.20 : Détermination des moments des nervures ……160
Tableau VI.21 : Ferraillages des nervures……...…161
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS……...….161
Tableau VI.23 : Ferraillage longitudinal des longrines …….…….162
Tableau VI.24 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……...…162
Tableau VI.25 : Calcul des armatures transversales ……...162

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S'
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.N.V : Condition non vérifiée

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE

Le projet thème de notre mémoire de fin d'étude est une conception d'une structure aux normes parasismique considéré comme problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, sans oublier le coté économique considéré comme très important, lié aux coûts des matériaux de construction, qui ne cessent d'augmenter, en vue de 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. Dans notre cas, on a choisi deux systèmes de contreventements dans le but de les comparer techniquement et économiquement en utilisant deux coefficients de comportements R=4 et R=5. Tout en assurant la résistance, la stabilité et la ductilité de l'ouvrage pour aboutir en conclusion au coefficient le plus fiable techniquement et le moins couteux économiquement.

L'étude donc est faite sur un hôtel en R+6, implanté en zone IIa, constitué d'un système mixte (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce la, nous avons élaboré 7(sept) chapitres présentés comme suit :

1. Le 1er chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. Le 2eme chapitre traite le calcul de prédimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage à savoir : poteaux, poutres, les et les voiles.
3. Le 3eme chapitre comporte le calcul des éléments secondaires non structuraux à savoir l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleines.
4. Le 4eme chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. Le 5eme chapitre consiste au calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. Le 6eme chapitre consiste au calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).
7. Le 7eme chapitre est le dernier chapitre qui résume le résultat obtenu sur l'étude technique et l'étude économique ainsi que la comparaison entre les deux systèmes de contreventement.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre étude consiste à étudier un hôtel constitué de RDC+6 étages proposé par le BET « ART DESIGN, A Ben imam». Ce projet est composé de :

- Au RDC : un parking, un dépôt, une réception, une cafétéria et une cage d'ascenseur.
- Au 1er étage : une cuisine, un restaurant, un dépôt, 3chambres+SDB+sanitaires.
- Du 2eme jusqu'au5^{eme} étages : 6 chambres+SDB+sanitaires.
- Au 6eme étage : une terrasse accessible et 4 chambres+SDB+sanitaires.

I.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage se présente sous forme d'un rectangle

Dimension en Plan :

- Longueur total du bâtiment : 21.35m ;
- Largeur total du bâtiment : 11.85m.

Dimension en élévation :

- Hauteur total du bâtiment : 21.42m ;
- Hauteur d'étage : 3.06m.

I.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.3.1. Classification des zones Sismiques : [Art 3.1 RPA99v2003]

L'ouvrage sera implanté à BERROUAGHIA wilaya de Médéa, cette zone est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'après le règlement parasismique Algérien.

I.3.2. Classification d'importance de l'ouvrage : [Art 3.2 RPA99v2003]

L'ouvrage est un hôtel d'une capacité d'accueil de moins de 300 personnes simultanément, donc il s'agit d'un ouvrage courant avec une importance moyenne classé au « Groupe 2 ».

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99v2003]

Notre bâtiment dépasse 4 niveaux (14 m) en zone IIa , le règlement exige un système de contreventement par des voiles.

Notre objectif est de faire une étude comparative des deux systèmes de contreventement cité ci-dessous :

1) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].**
2) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.4.1. Planchers :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments qui sont : les poutrelles préfabriquées; les corps creux et la dalle de compression mince en béton armé.
On a utilisé les planchers en corps creux pour les raisons suivantes :

- L'économie dans le coût de la réalisation.
- Facilité de réalisation (coffrage montage).
- Réduire le poids de la structure.
- Les portées proportionnellement courtes dans notre bâtiment.

I.4.2. Les Balcons :

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

I.4.3. Les Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par deux escaliers, commence à partir du RDC, et assure la circulation jusqu'à le dernier étage.

I.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

On a deux types de maçonnerie dans notre bâtiment :

- Murs intérieurs (simple cloison) : constitués par une cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs extérieurs (Double Cloison) : constitués par deux cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur avec lame d'air entre eux.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de : carrelage, enduit du ciment, il est utilisé pour les planchers, les escaliers et les murs en maçonnerie.

I.4.6. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, son rôle principal est la protection des personnes et contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

I.5.1. Béton :

le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.5.1.1. La composition du béton :

Le béton est un matériau mélangé composé de :

- Ciment : pour notre ouvrage, on utilisera le ciment Portland composé CPJ-CEM II 42.5.
- Granulats : On utilisera le sable de dimension inférieur à 5mm et un gravier de dimension inférieur à 25 mm. (3/8, 8/15, 15/25).
- Eau de Gâchage : l'eau utilisée doit être propre et ne contient aucun des matières organique.

I.5.1.2. Le Dosage du béton : (A titre indicatif)

Tableau I.1:Le Dosage du béton

Pour 1 m^3 de Béton	
Ciment (kg)	350 (7sacs)
Eau de gâchage (Kg)	175
Sable (Kg)	400
Gravillon (Kg)	800

I.5.2. Acier :

Par contre, l'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancement faible, mais il a un coefficient de dilatation presque égal à celle du béton, ce qui lui permet d'être le meilleur matériau compatible au béton.

I.6. HYPOTHESE DE CALCUL :

I.6.1. Béton :

Tableau I.2 : hypothèses de calcul de béton

La masse volumique de béton Armé.	ρ = 2.5 t/m^3	(Art A.3.1.2.1 CBA93)
La résistance du béton à la compression à 28 jours.	f_{c28}= 25 MPa	----------
La résistance du béton à la traction.	$f_{t28} = 0.6+0.06f_{c28}$ f_{t28}= 2.1 MPa	(Art A.2.1.1.2 CBA 93)
Le module d'élasticité (instantané).	$E_{ij}= 11000x\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{i28}= 32164.195 MPa	(Art A.2.1.2.1 CBA 93)
Le module d'élasticité (differé).	$E_{vj}= 3700x\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{v28} = 10818.865 MPa	(Art A.2.1.2.1 CBA93)
Coefficient de Poisson: • Pour le calcul des sollicitations. • Pour le calcul des déformations.	$\upsilon = 0$ $\upsilon = 0.2$	(Art A.3.1.3.3 CBA93)
Coefficient de dilatation	$\Theta = 1x10^{-5}$	(Art A3.1.3.3 CBA)
Module de déformation transversale (Module de cisaillement).	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	(Art 15.4 formulaire de béton armé ; Pour le calcul ; V.DAVIDOVICI)

I.6.1.1. contrainte-déformation: CBA93 Art [A.4.3.4.1]

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

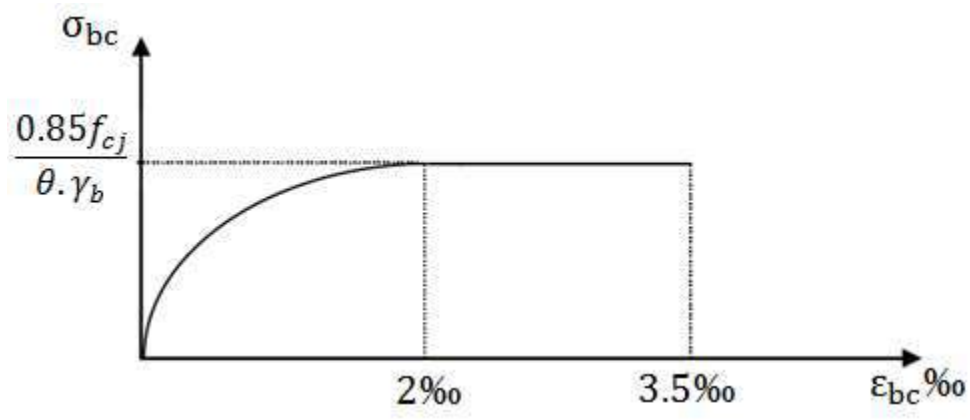


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\Theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b=1.5 Pour une situation durable ;

γ_b=1.15 Pour une situation accidentelle.

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

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

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

I.6.2. Acier :

Tableau I.3 : hypothèses de calcul acier

Masse Volumique de l'acier.	**ρ** = 78,5 kN/m^3	(Art VI-B DTR B.C22)
La limite élastique de l'acier à haute adhérence.	f_e = 400 MPa	----------
Le module d'élastique longitudinal de l'acier.	E_s = 200000 MPa	(Art A.2.2.1 CBA 93)
Coefficient de poisson.	υ = 0	----------
Coefficient de dilatation.	Θ =1.17 x 10^{-5}	----------
Module de déformation transversal (module de cisaillement).	G = 0	----------

I.6.2.1. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

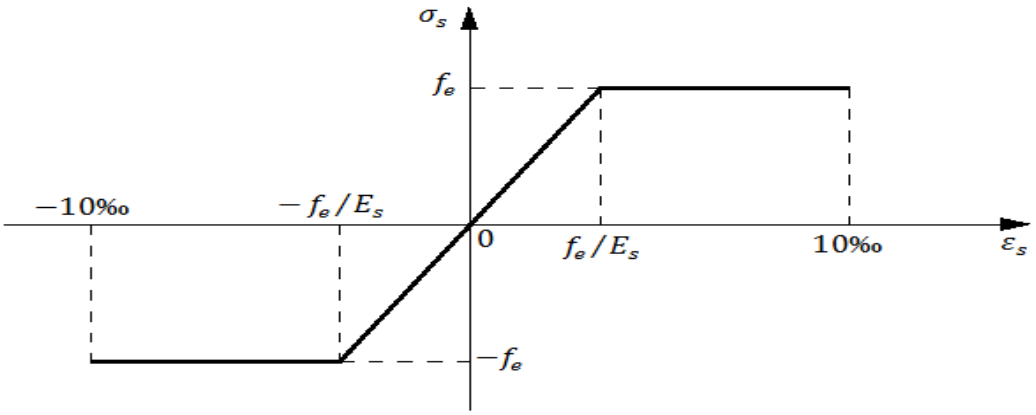


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

$$\overline{\sigma_s} = \frac{0f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;
f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;
γ_s : Coefficient de sécurité ;
γ_s=1.15 (situation durable) ;
γ_s=1 (situation accidentelle).

b) Etat limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer ;
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\ [2fe/3\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\ ]$ (MPa) ;
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\ [fe/2\ ;\ 90\sqrt{\eta f_{tj}}\ ]$ (MPa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

- ✓ η = 1.6 pour les armatures à haute adhérence ;
- ✓ η = 1 pour les ronds lisses et les treillis soudés.

I.7 LES PLANS ARCHITECTURAUX :

I.7.1 plan de RDC :

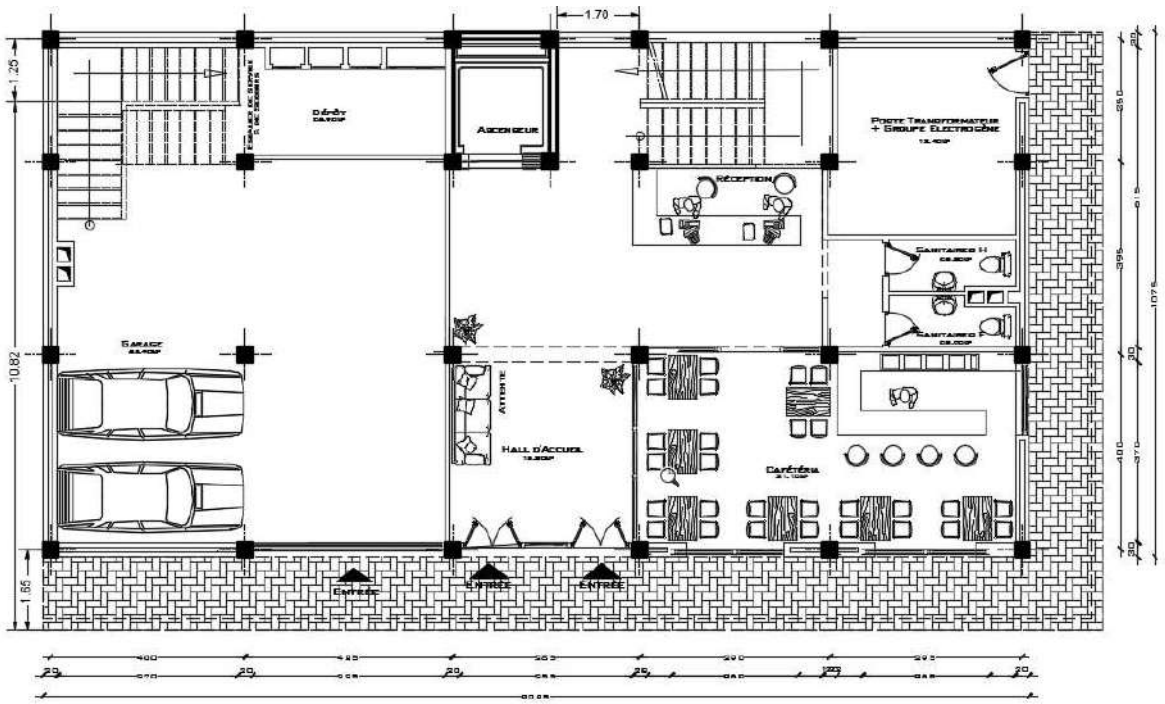


Figure I.3 : plan de RDC .

I.7.2 plans 1er étage :

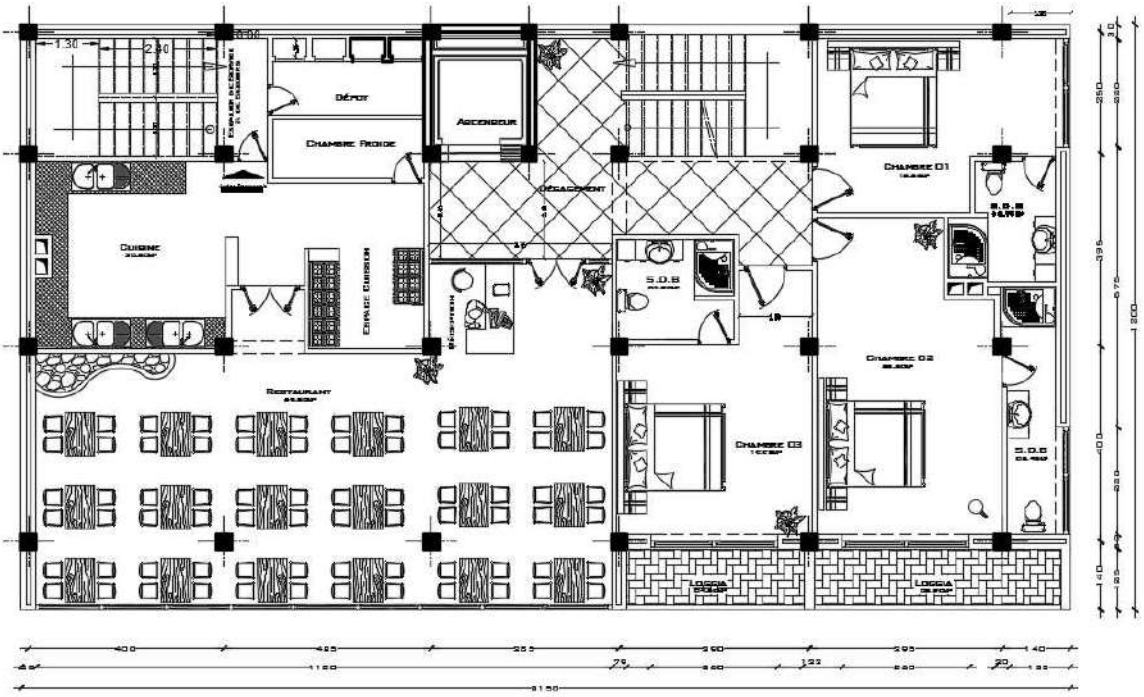


Figure I.4 : plans 1er étage.

I.7.3 Plan étage courant :

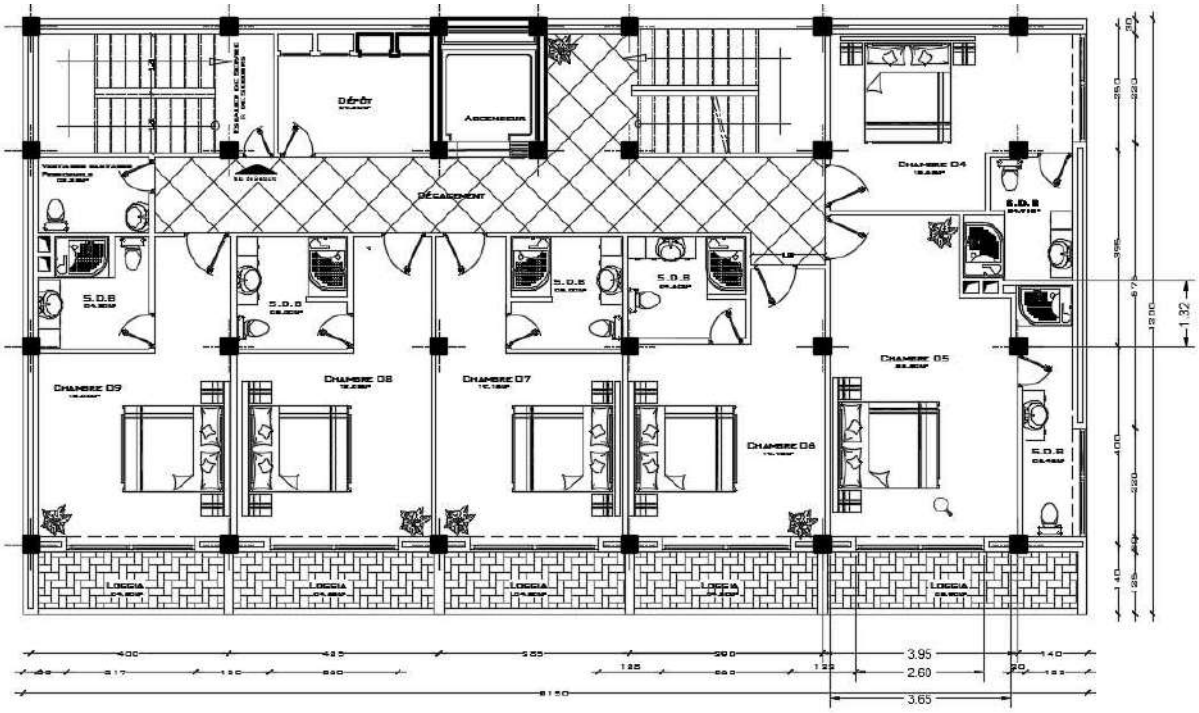


Figure I.5 : Plan étage courant.

I.7.4 Plan terrasse :

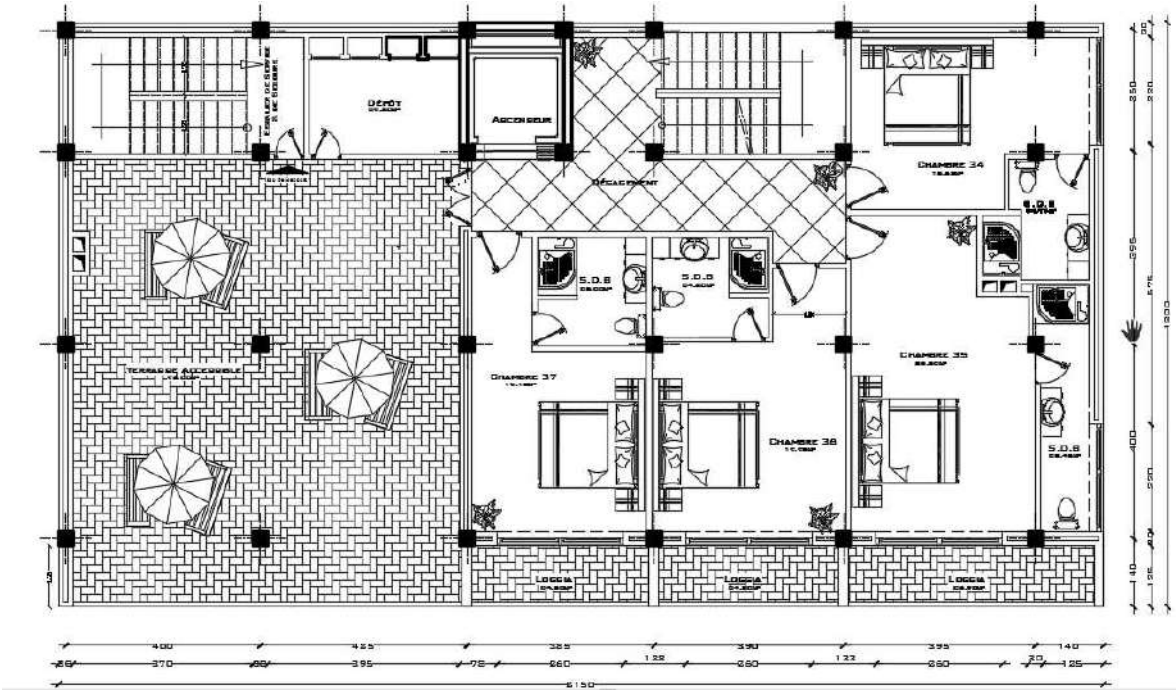


Figure I.6 : Plan terrasse.

I.7.5 Façade principale :

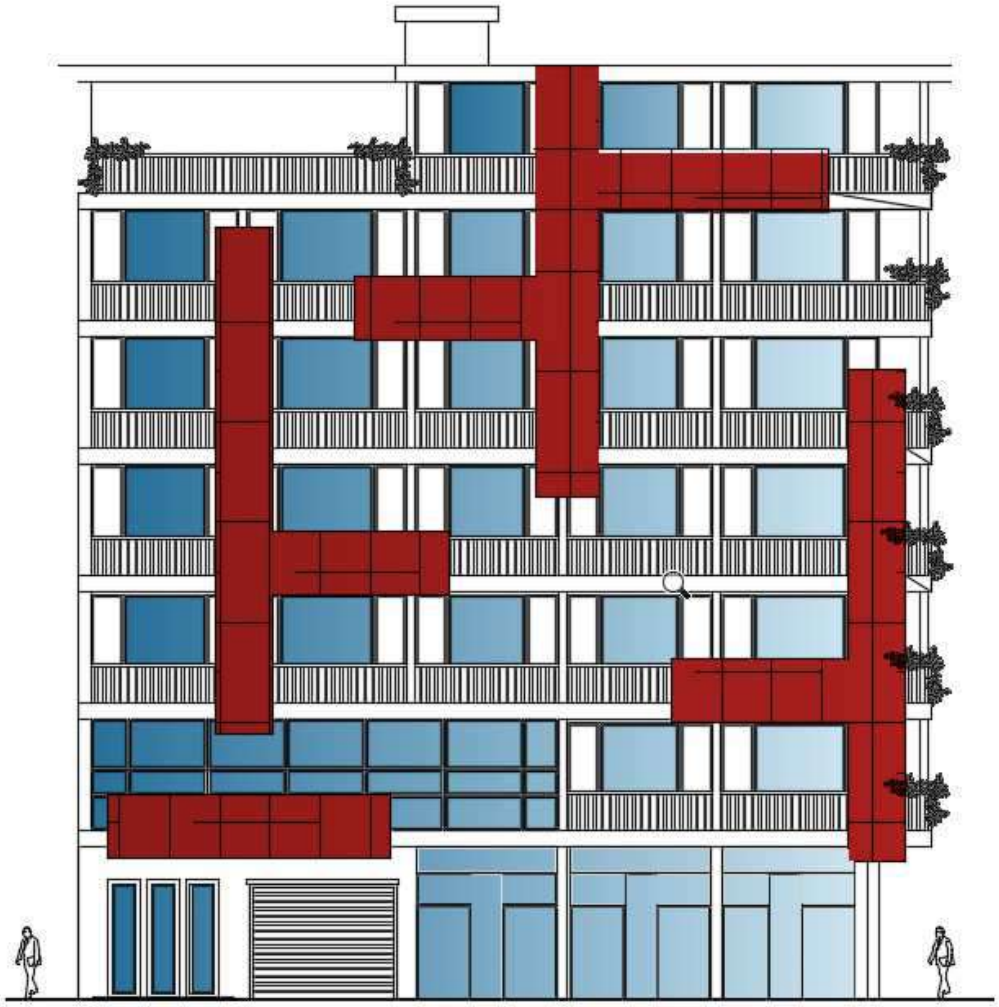


Figure I.7 : Façade principale.

I.7.6 Façade latérale :

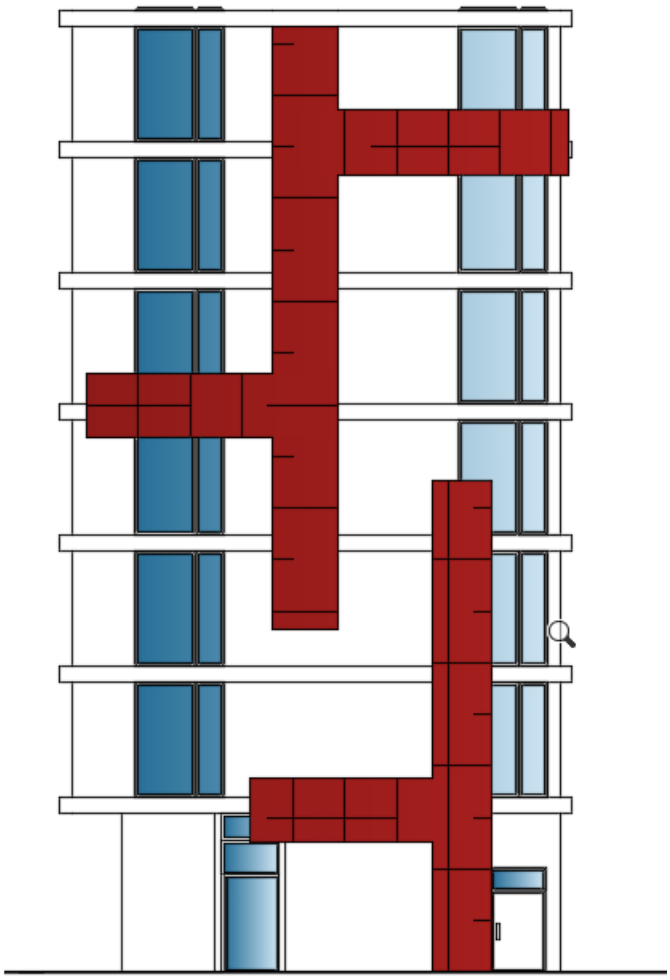


Figure I.8 : Façade latérale

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments de la structure

II.1.INTRODUCTION :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts. Il a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le CBA 93, le RPA99 version 2003 et DTR.B.C.2.2 mettent au point ce qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

II.2.1. Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Ce type d'éléments travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de :

II.2.1.1 Critère de résistance :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq e_p \leq \frac{L}{40}$

On a les deux types de dalles pleines :

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

L = 395cm

$$\frac{395}{35} \leq e_p \leq \frac{395}{30} \rightarrow 11.28 \leq e_p \leq 13.16$$

$$\frac{395}{45} \leq e_p \leq \frac{395}{40} \rightarrow 8.77 \leq e_p \leq 9.87$$

- **Résistance au feu :**
  - e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
  - e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
  - e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.
- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : ep = 15cm.

II.2.2. Dalles en corps –creux:

D'après la condition suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

Avec : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles entre axe.

H_t : hauteur totale du plancher.

L=425cm.

D'où alors : $\frac{425}{25} \leq h_t \leq \frac{425}{20}$

$17 \leq h_t \leq 21.25$

Avec : $h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18.88$ cm.

- ✓ On prend alors l'épaisseur : h_t= (16+4) cm pour les étages courants et terrasse.

d=16cm (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis).

e=4 cm (épaisseur de la table de compression).

- ✓ Pour RDC on prend l'épaisseur : h_t = (20+5) cm.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1. Maçonnerie :

Tableau II.1 : Murs extérieur (Double cloison).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36x2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
3	Lame d'aire	0.10	-	-
			G (charges permanentes)	2.52

II.2. Murs intérieurs (simples cloisons).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36x2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
			G (charges permanentes)	1.62

II.3.2 Plancher terrasse inaccessible :

II.3.2.1 Planche à corps creux :

Tableau II.3. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
			G (charges permanentes)	6.56

II.3.2.2 Planche dalle pleine :

Tableau II.4. Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité 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	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
			G (charges permanentes)	7.51

II.3.3 Plancher étage courant et RDC :

II.3.3.1 Plancher à corps creux :

- **Etage courant :**

Tableau II.5. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
6	Simple cloison	-	-	1.62
			G (charges permanentes)	6.12

➢ **Etage RDC :**

Tableau II.6. Charge due aux planchers à corps creux de RDC.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.20+0.05	-	3.20
5	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
6	Simple cloison	-	-	1.62
			G (charges permanentes)	6.52

II.3.3.2 Plancher dalle pleine :

Tableau II.7. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
6	Simple cloison	-	-	1.62
			G (charges permanentes)	7.07

II.3.4 Charges d'exploitation :

Tableau II.8. Charges d'exploitation.

Niveau (m)	USAGE	Q_1 (KN/m²)	Q_2 (KN/m²)	Q_3 (KN/m²)	Q_4 (KN/m²)	Article
21.42	Terrasse inaccessible + balcon	1	1	-	-	[Art7.5DTR.B.C.2.2]
18.36	Terrasse accessible + habitation + balcon	1.5	1.5	3.5	-	[Art7.1DTR.B.C.2.2]
15.3	Habitation + balcon	1.5	3.5	-	-	[Art7.1DTR.B.C.2.2]
12.24	Habitation + balcon	1.5				
9.18	Habitation + balcon	1.5				
6.12	Habitation + balcon	1.5				
3.06	Restaurant+ habitation+ cuisine collective + balcon	2.5	1.5	5	3.5	[Art7.1DTR.B.C.2.2] [Art7.2.3²DTR.B.C.2.2]

II.4. LES POUTRES :

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.9. Pré dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière
Longueur	L=370cm	L=395cm	L=220cm
Pré dimensionnement	$24.66 \leq h \leq 37$ h=35cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm	$26.33 \leq h \leq 39.5$ h=30cm $10.5 \leq h \leq 25.9$ b=30cm	$14.67 \leq h \leq 22$ h=30cm $9 \leq h \leq 21$ b=30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30cm$ →cv $b \geq 20cm$ →cv $\frac{35}{30} = 1.16$ →cv	$h \geq 30cm$ →cv $b \geq 20cm$ →cv $\frac{35}{30} = 1$ →cv	$h \geq 30cm$ →cv $b \geq 20cm$ →cv $\frac{35}{30} = 1$ →cv
Section choisir	(30x35) cm	(30x30) cm	(30x30) cm

II.5. LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site S3 donc la section des longrines : (30x35) cm.

II.6. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire.

II.6.1. étapes de prédimensionnement :

- Calcul de l'effort normal $\overline{N}$ que le poteau peut le supporter,
- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du [RPA99 version 2003(Art.7.4.1)].

$$\begin{cases} \text{Min}(b,h) \geq 30 \text{ cm (en zone III)} \\ \text{Min}(b,h) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

Avec he : hauteur libre de l'étage.

D'après l'article [B.8.4.1 de CBA93] L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s}\right).\alpha$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires ……B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b : = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b : =1,15 situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire.

γ_s =1 situation accidentelle.

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$\lambda = \frac{Lf}{i}$:L'élancement du poteau considéré.

$Lf = 0.7\, L_0$: C'est la longueur de flambement.

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

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{bh^3}{12}$ (Poteau carré).

$B = b \times h$: Aire total de la section du poteau.

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$.

fc28 : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc28= 25 MPa).

fe : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa).

II.6.2. calcul de l'effort normal $\bar{N}$

Tableau II.10. Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Niveau	Section Poteaux		Br. (mm²)	L0 (m)	Lf (m)	i (m)	λ	α	A (mm²)	$\bar{N}$ (kN)
	b (cm)	h (cm)								
6	35	35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122.50	1630.72
5	35	35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122.50	1630.72
4	35	35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122.50	1630.72
3	35	35	108900	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	122.50	1630.72
2	40	40	144400	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	160.00	2196.85
1	40	40	144400	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	160.00	2196.85
RDC	40	40	144400	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	160.00	2196.85

II.6.3. Choix du poteau le plus sollicite :

Après une comparaison préliminaire, on a constaté que le poteau le plus sollicité est :

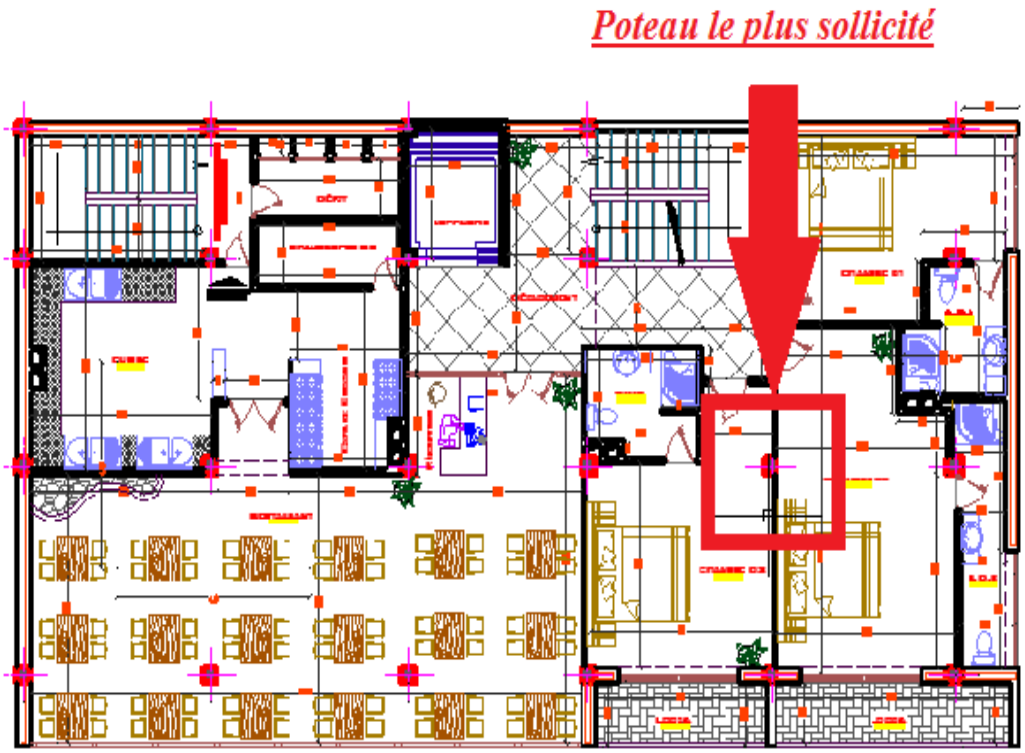


Figure II.1 : Poteau le plus sollicité.

- **Calcul de la surface reprise par le poteau :**

  S_{totale} =3.93×3.98 ⇒ S_{totale} =15.64 m² .

  $S_{plancher}$ = 1.80+1.83 × 1.85+1.83 ⇒ $S_{plancher}$ =13.36 m².

  S_{totale} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

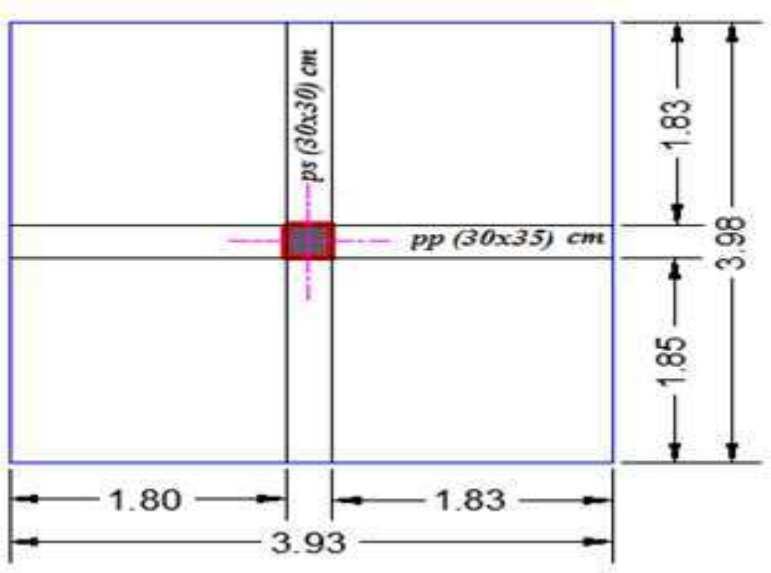


Figure II.2 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité.

II.6.4. calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.6.4.1 Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c = poids surfacique de plancher terrasse ou courant x S plancher (p) t ou c.

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau)= b x h x he x poids volumique du béton armé.

Poids volumique du béton armé =25 KN/m3.

6eme étage : G6= G plancher t + GPOUTRE (P+S) +G poteau.

5eme étage : G5= G plancher c + GPOUTRE (P+S) +G poteau.

4eme étage : G4= G plancher c+ GPOUTRE (P+S) +G poteau.

3eme étage : G3= G plancher c + GPOUTRE (P+S) +G poteau.

2eme étage : G2= G plancher c+ GPOUTRE (P+S) +G poteau.

1er étage : G1= G plancher c+ GPOUTRE (P+S) +G poteau.

RDC : G0= G plancher c+ GPOUTRE (P+S) +G poteau.

Tableau II.11 : Détermination des charges permanentes.

Niveau	Section Poteaux		he	G plancher	G PP	G PS	G Poteau	G Niveau	G Cumule (KN)
	b (cm)	h (cm)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	35	35	3.06	87.63	9.66	8.17	9.37	117.89	117.89
5	35	35	3.06	81.75	9.66	8.17	9.37	112.01	229.90
4	35	35	3.06	81.75	9.66	8.17	9.37	112.01	341.91
3	35	35	3.06	81.75	9.66	8.17	9.37	112.01	453.93
2	40	40	3.06	81.75	9.66	8.17	12.24	114.88	568.81
1	40	40	3.06	81.75	9.66	8.17	12.24	114.88	683.69
RDC	40	40	3.06	87.10	9.66	8.17	12.24	120.22	803.91

II.6.4.2. Surcharge d'exploitation :

Loi de dégression des charges Q [DTR B.C 2.2 Art 6.3] :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥5)

6eme étage : Q 0.

5eme étage : Q 0+Q 1.

4eme étage : Q 0 + 0.95 (Q 1 + Q 2).

3eme étage : Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2+ Q 3).

2eme étage : Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4).

1er étage : Q 0 +0.80 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5).

RDC : Q 0 +0.75 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6).

Tableau II.12 :Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	Q [kN/m²]	Q_{niveau}=Q×S_t (kN)	(3+n)/2n	Q cumule (kN)
6	1	15.64	0	15.64
5	1.5	23.46	1	39.10
4	1.5	23.46	0.95	60.21
3	1.5	23.46	0.90	78.98
2	1.5	23.46	0.85	95.40
1	1.5	23.46	0.80	34.41
RDC	1.5	23.46	0.75	33.24

II.6.5. Détermination de l'effort normal ultime :

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

Nu=1.35G+1.5Q
Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.13 : Détermination de l'effort normal ultime.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\bar{N}$ (KN)	1.1Nu ≤ $\bar{N}$
6	117.89	15.64	182.61	200.87	1630.72	C.V
5	229.90	39.10	369.02	405.92	1630.72	C.V
4	341.91	60.21	551.91	607.10	1630.72	C.V
3	453.93	78.98	731.27	804.40	1630.72	C.V
2	568.81	95.40	911.00	1002.10	2196.85	C.V
1	683.69	34.41	974.59	1072.05	2196.85	C.V
RDC	803.91	33.24	1135.13	1248.65	2196.85	C.V

II.6.6. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone IIa que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.14 : Vérification des conditions des RPA99V2003.

Dimension b x h	Min (b_1, h_1) ≥30cm	Min (b_1, h_1) $\geq \frac{he}{20}$ = 15.3	1/4<$\frac{b_1}{h_1}$<4	Vérification
35x35	Min (35,35) ≥ 25cm	Min (35,35) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	c.v
40x40	Min (40,40) ≥ 25cm	Min (40,40) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	c.v

II.6.6.1. Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1.5h1 + b1$

$d \geq Max\left(\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}\right)$

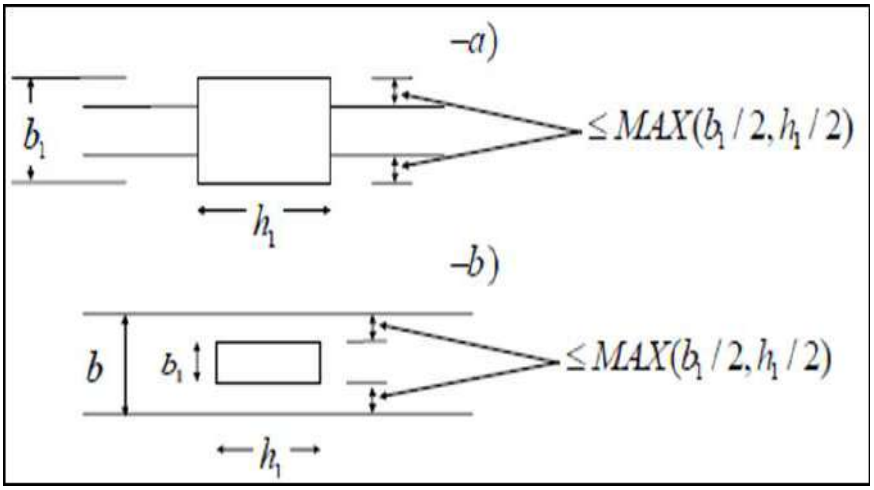


Figure II.3 : zones nodales.

Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales.

poteau		Poutre	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$; h1/2)	d ≤ Max ($b_1/2$; h1/2)
b_1 (cm)	h1 (cm)	b_{max} (cm)				
35	35	30	c.v	2.5	17.5	c.v
40	40	30	c.v	5	20	c.v

II.7. LES VOILES :

D'après **le RPA99 version 2003 [ART.7.7.1]** :

- Les voiles sont des murs en béton armé. Satisfaisant à la condition $\ell \geq 4a$.
- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

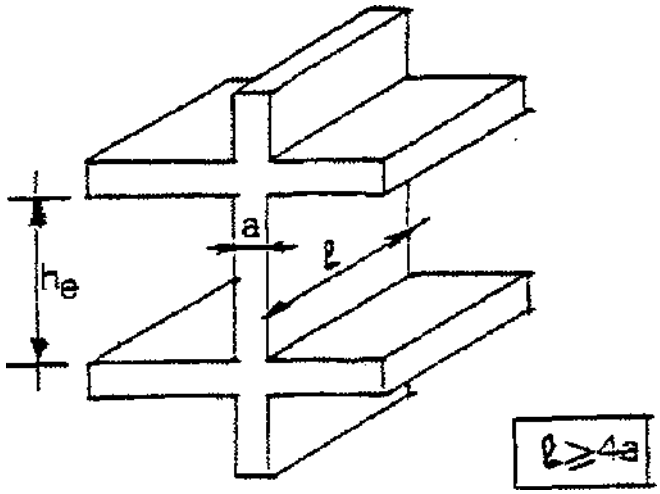


Figure II.4 : coupe de voile en élévation.

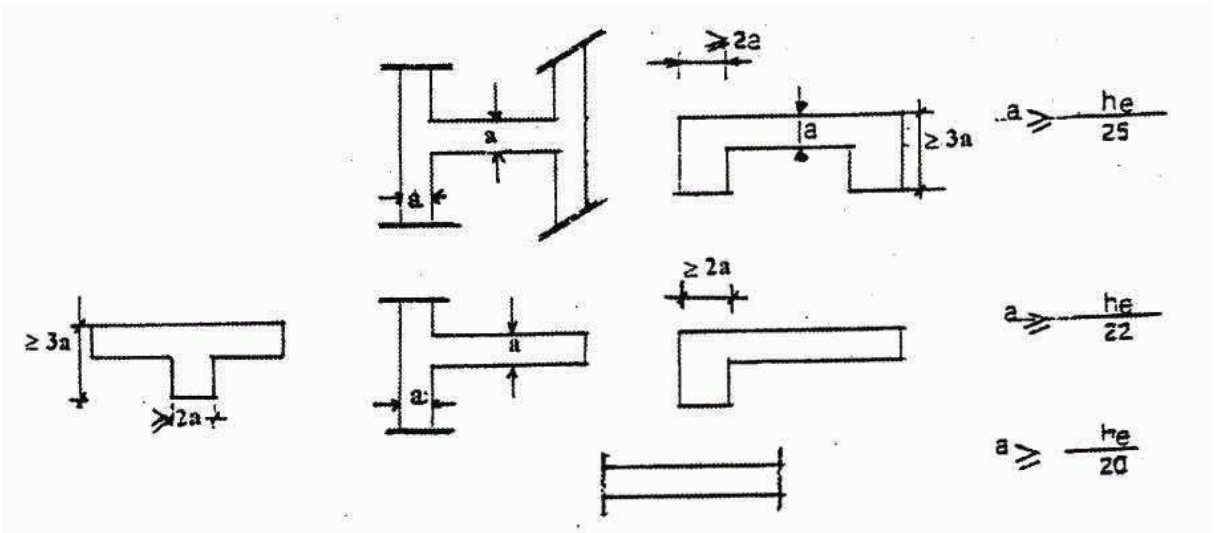


Figure II.5 : Coupe des voiles en plan.

$h_e = 306 - 30 \rightarrow h_e = 276\ cm.$

- $a \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow a \geq 11.04cm.$
- $a \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow a \geq 12.55cm.$
- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq 13.80cm.$

On prend : a=15cm.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

III.1 ACROTERE

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé au niveau du plancher terrasse inaccessible, il a un rôle de :

- Servant comme un garde-corps.

- Protéger les façades des débordements des eaux pluviales.

➢ **Principe de calcul :**

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

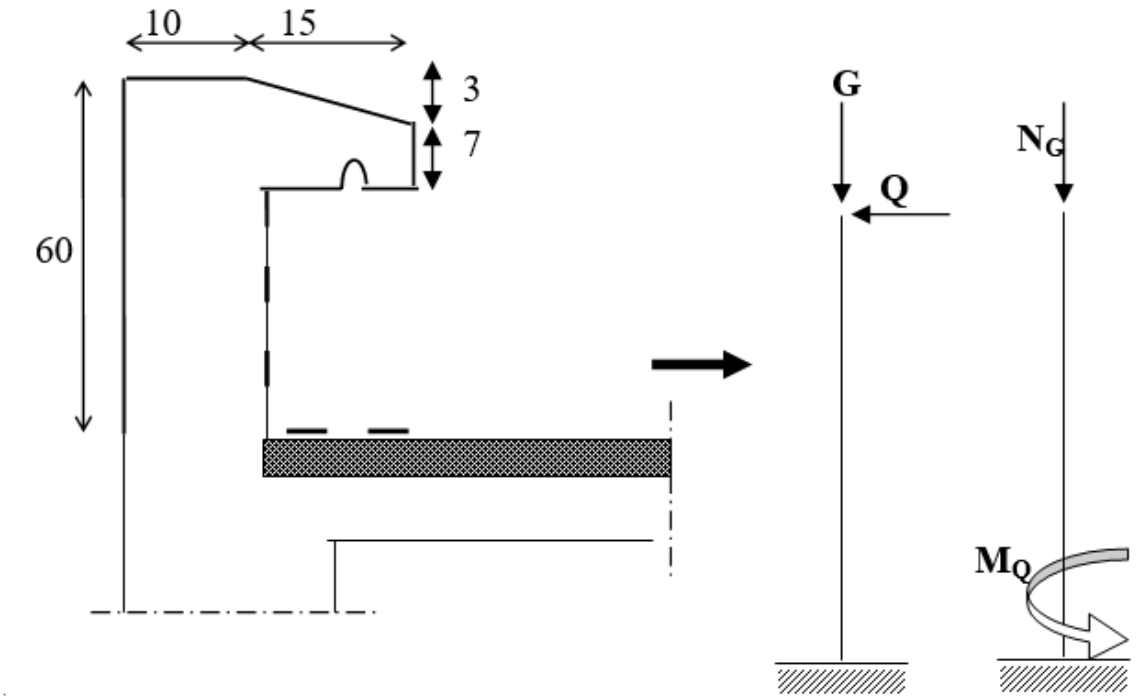


Figure III.1 : L'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.1.2.1. Charge permanente:

G=25x((0.10x0.60+($\frac{0.15\times0.03}{2}$ + 0.07×0.15))×1ml) = 1.82 KN/ml

III.1.2.2 Surcharge d'exploitation :

Q= 1x1ml=1KN/ml.

III.1.2.3. Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

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

Etat limite ultime :	
Effort normal (kN)	2.46
Effort tranchant (kN)	1.5
Moment d'encastrement (kN/m)	0.9
Etat limite de service :	
Effort normal (kN)	1.82
Effort tranchant (kN)	1
Moment d'encastrement (kN/m)	0.6

III.1.3. Ferraillage :

III.1.3.1 À l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :

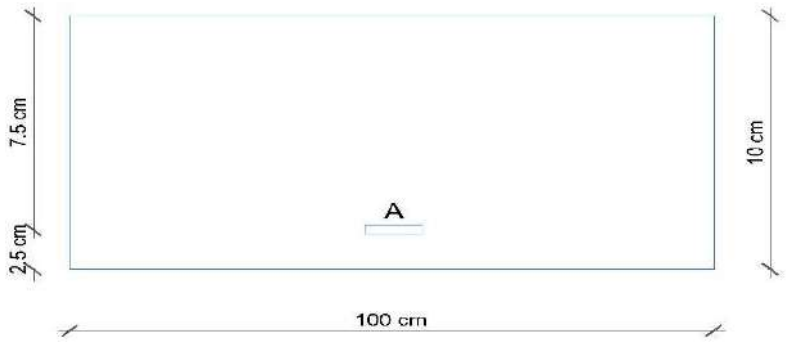


Figure III.2 : Section de calcul.

Tableau III.2 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	fc_{28}	25	MPa
h	10	cm	Fe	400	MPa
c	2.5	cm	σb	14.17	MPa
c’	2.5	cm	σs	348	MPa
d	7.5	cm	γs	1.15	/
/			γb	1.5	/

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^{2}}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}} - c = \frac{\mathbf{10}}{\mathbf{2}} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}} - c \rightarrow 36 > 2.5$$

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

- **Calcul au Flexion simple:**

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

$e = e_1 + (h/2 - c) = 36.6 + 2.5 = 39.1 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$

$M_1 = Nu \times e = 0.96 \text{ kN.m}$

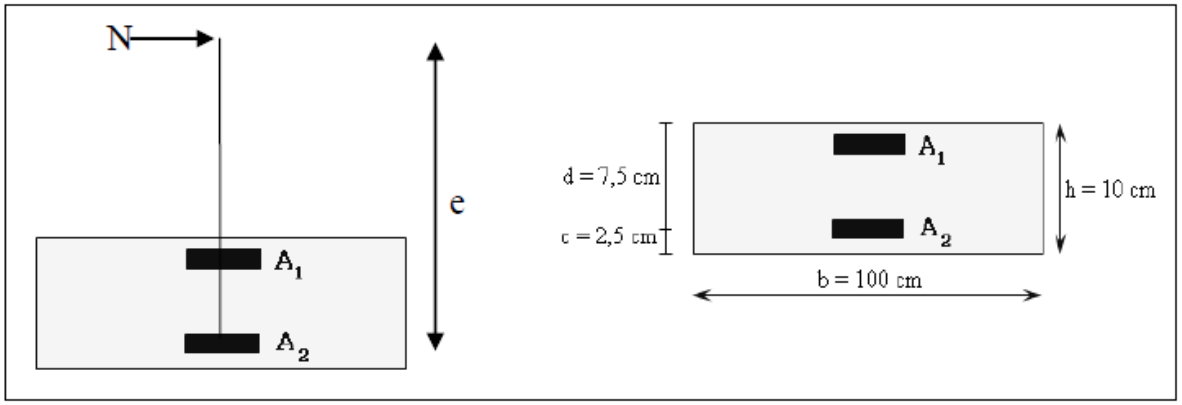


Figure III.3 : Section de béton armé dans l'acrotère.

- **Calcul des armatures verticales :**

le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{\mathbf{M}}{6_{\mathbf{bc}}.\mathbf{b}.\mathbf{d}^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 fc28}{\gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{1000 \times 75^2 \times 14.17} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ pas d'acier comprimé $A' = 0$

D'apres le tableau on a : $\beta = 0.994$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.96.10_6}{0.994 \times 75 \times 348} = 37 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

- **Calcule flexion composée**

N: effort de compression

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma s} = 37 - \frac{2.46.10^3}{348} = 29.93 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

Et $A' = A'_1 = 0$

Donc :

$A = 0.29 \text{ cm}^2$

$A' = 0$

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1 \text{cm}^2$$

Donc : $A_{min} > A_{calcul\ é} \Longrightarrow A = A_{min}$

On adoptera :

A_s = 5HA10 = 3.93 cm²

Avec espacement de 20 cm

- **Armatures de répartition :**

$Ar = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98$ cm² ⇒ a choisir 5HA8

Avec espacement de 15 cm.

III.1.3.2 À l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

$e0 = GC = (Mser)/(Nser) = 0.6.10^2/1.82 = 32.97$ cm

$\frac{h}{2}$ - c = 5 - 2.5 < e_0 = 32.97 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

- **Vérification section partiellement comprimes**

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{IG}{B0.\upsilon 2}$$

On a :

$B_0 = b.h + 15(A + A')$

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1.C_1 + A_2.d)\right)$

$\upsilon 2 = h - \upsilon 1$

$IG = \frac{B}{3}(\upsilon 13 + \upsilon 23) + 15\ [A2\ (\upsilon 2 - c)\ 2 + A1(\upsilon 1 - c')\ 2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : paramètre de calcul.

	Les valeurs	unité
B_0	1058.95	cm²
υ1	5.14	cm
υ 2	4.86	cm
IG	8681.25	cm²

Alors :

$$\frac{I_G}{\upsilon_2 B_0} = 1.68 \text{ cm}$$

MG'=Nser.G'C

G'C=G'G+GC

$G'G = \upsilon 1 - \frac{h}{2} = 5.14 - \frac{10}{2} = 0.14 cm$

GC=32.97cm

G'C=0.14+32.97=33.11 cm

MG= 1.82 (0.3311)=0.602 KN.m

$\frac{MG}{Nser} = 0.6021.82 = 0.33m = 33cm$

Donc la condition : $\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{\upsilon_2 B_0}$ et vérifier alors, on a une section partiellement comprimée.

On doit vérifier:

$\sigma_B = k.y1 \leq \overline{\sigma_b} = 0.6.fc28$

$\sigma_s = 15.k.(d - y1) \leq \overline{\sigma_s}$

L'Acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e ;\ 110\sqrt{n.f_{tj}}\right]$$

Détermination de y1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$Y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$y2$:distance entre le centre de pression C et l'axe neutre
Tel que :

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

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

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

$$C = \frac{h}{2} - e = -27.97 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} p = -2221.5 \\ q = 39313.06 \end{cases}$$

$$Y_2^3 - 2221.50y_2 + 39313.06 = 0$$

$$\Delta = -78.6 \times 10^6$$

$\Delta < 0$ Trois solutions réelles

$$a = 2.\sqrt{-\frac{p}{3}} = 54.42$$

$$\cos\varphi = \frac{3.q}{2p}\sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.9754$$

les trois solutions réelles

$$Y_1 = a.\cos\frac{\varphi}{3} = 30.61 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120°\right) = -54.27 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240°\right) = 23.65 \text{ cm}$$

$$0 < (y_1 = y_2 + c) < d \begin{cases} d = 7.5 > (30.61 - 27.97 = 2.64) > 0 \ldots\ldots\text{vérifier} \\ (-54.27 - 27.97) = -82.24 < 0 \ldots\ldots\ldots\text{non vérifier} \\ (23.65 - 27.97) = -4.32 < 0 \ldots\ldots\ldots\text{non vérifier} \end{cases}$$

$$Y_1 = 2.64 \text{ cm}$$

$$S_G = \frac{b.y^2_1}{3} + 15.A'(y_1 - C') - 15.A(d - y_1) = 61.98 \text{ cm}^3$$

$K = \frac{N_{ser}}{S_G} = \frac{1.82\times10^3}{61.98\times10^3} = 29.3\times 10^3$ N/mm^3

σ_b = K.y1=29.3 x 10^{-3} x 26.4 = 0.77 MPA

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc_{28} = 15 MPa …… cv .

σ_s = 15.k (d- Y_1) = 21.3 MPa

$\overline{\sigma_s}$ = Min [$\frac{2}{3}$fe = 266.67 ; 110 $\sqrt{n.ftj}$ = 201.63] = 201.63 MPa

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ …… Cv

Donc on adoptera la section calculé a L'E.L.U .

III.1.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times75}$ = 0.02 MPa

$\overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ = 1.17 MPa

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ → Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

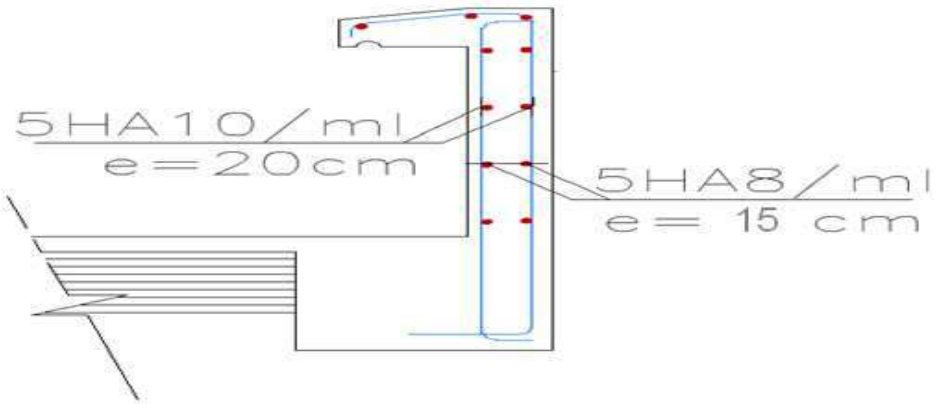


Figure III.4 : ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX :

Généralement le plancher à corps creux est constitué de :

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

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

- La table de compression ;
- Les poutrelles ;

III.2.1. La table de compression :

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 et 5 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes : CBA.93. ART (B 6.8.4.2.3).

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : a1 ≤ 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_1 \geq \frac{200}{Fe} \quad \text{si} \quad L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_1 \geq 0.02L\,\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \quad \text{si} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : espacement entraxe entre les nervures.

Fe : nuance de l'acier FeE520 (fe =520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

A_1: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage on à : 50 cm ≤ L ≤ 80 cm

$$A_1 \geq 0.02L\,\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4\times65}{520} \rightarrow A_1 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_2 = 0.25\ cm^2$

On choisira :

A_1 = 5 ϕ 5 = 0.98 cm², esp = 20 cm

A_2 = 5 ϕ 5 = 0.98 cm², esp = 20 cm

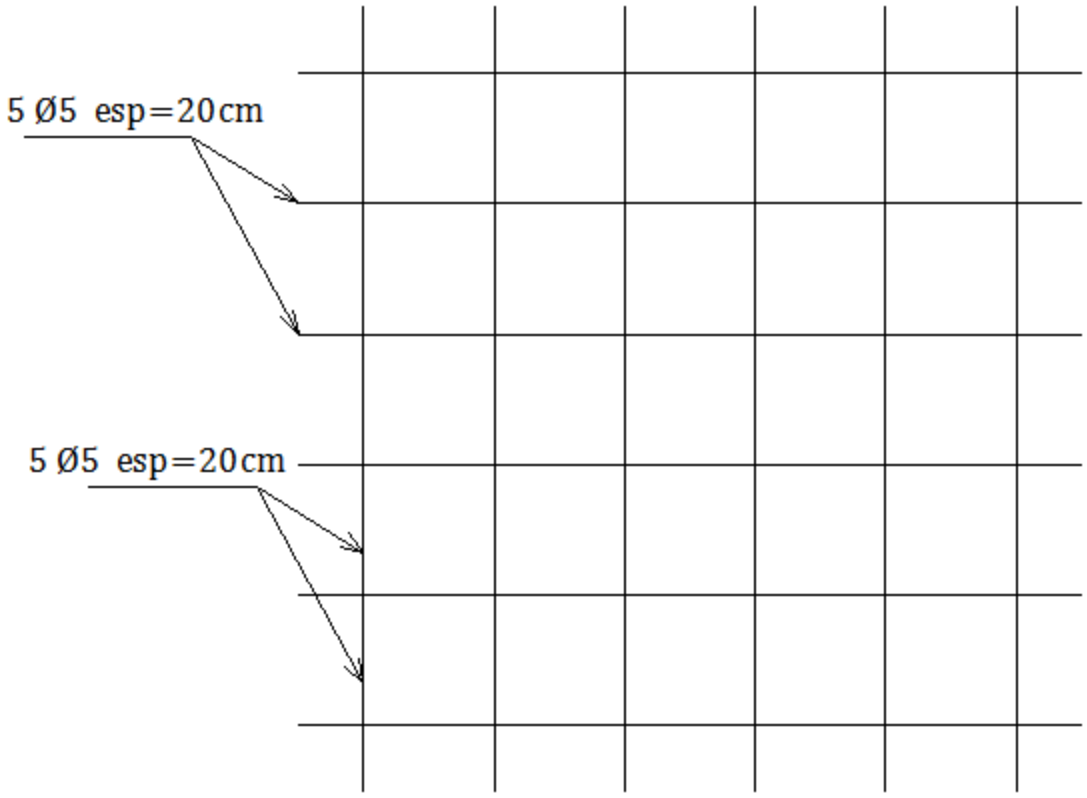


Figure III.5 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3. Escalier :

III.3.1. Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant.

III.3.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

III.3.2.1 Dimensionnement :

➢ **Escalier 1 :**

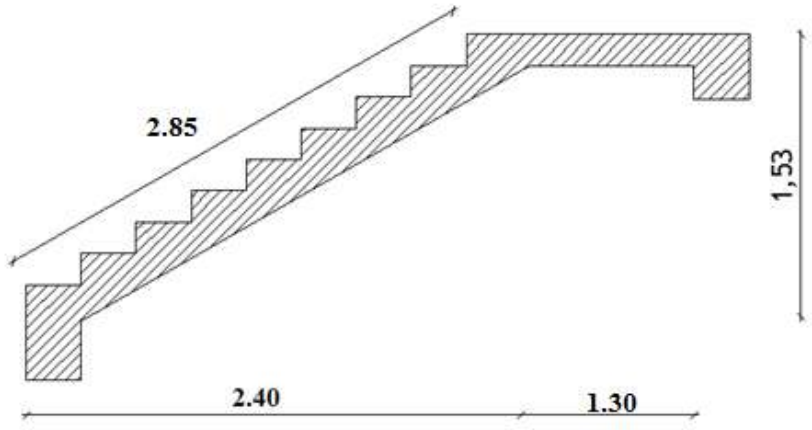


Figure III.6 : dimension de l'escalier 1.

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$tan\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \qquad \alpha = tan^{-1}\,0.63 = 32.52°$

- **La longueur de la paillasse :**

$L_{paillasse} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285cm = 2.85m$

$L_{totale} = 2.85 + 1.30 = 4.15m.$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$\frac{L_t}{35} \leq e \leq \frac{L_t}{30} \rightarrow 11.85 \leq e \leq 13.83$

On adopte : $e_{paillasse} = e_{palier} = 15cm$

➢ **Escalier 2 :**

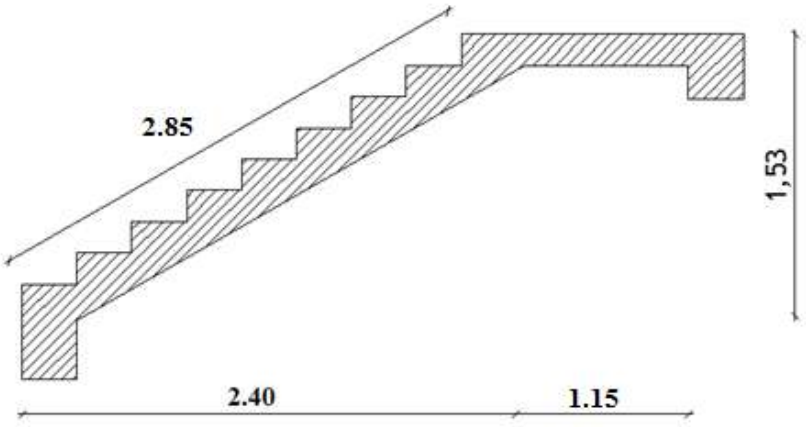


Figure III.7 : dimension de l'escalier 2.

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$tan\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \qquad \alpha = tan^{-1}\,0.63 = 32.52°$

- **La longueur de la paillasse :**

$L_{paillasse} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285cm = 2.85m$

$L_{totale} = 2.85 + 1.15 = 4m.$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$\frac{L_t}{35} \leq e \leq \frac{L_t}{30} \rightarrow 11.42 \leq e \leq 13.33$

On adopte : $e_{paillasse} = e_{palier} = 15cm$

III.3.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

➢ **Charge permanant :**

Tableau III.4 : Charge permanentes de la paillasse.

№	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids de la paillasse	$0.15/cos\ \alpha$	25	4.45
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	G totale			8.28

Tableau III.5: charge permanentes du palier de repos.

№	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	G totale			5.45

➢ **Sur Charge d'exploitation Q**:

- Pour la paillasse Q=2.5 kN/m²
- Pour le palier de repos : Q=2.5 kN/m²

III.3.2.3.Détermination des efforts :

A , E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

A , E.L.S : P_{ser}=G+Q

Tableau III.6: Combinaisons des charges de l'escalier.

	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_{ser}(kN/m^2)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
paillasse	8.28	2.5	14.93	10.78

- **Escalier 1 :**

1-Calcul des sollicitations à ELU :

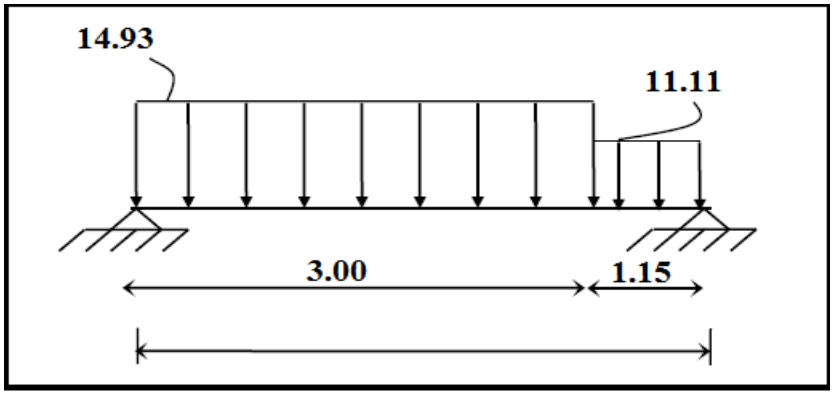


Figure III.8 : Distribution des charges à l'ELU.

D'après le logiciel de calcul SAP2000 :

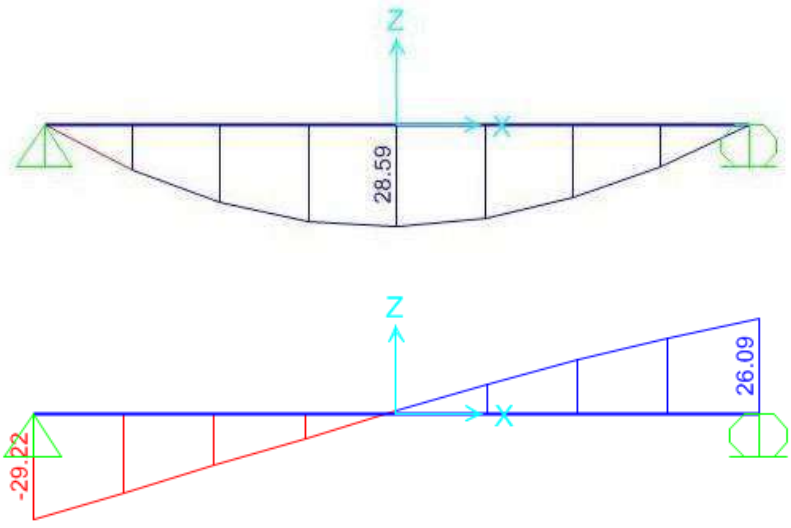


Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Tableau III.7: Effort tranchant et moment fléchissant.

Distance(m)	0	2.85	4
Effort tranchant (kN)	-29.22	12.92	26.09
Moment fléchissant (kN.m)	0	22.30	0

On a M_{max}=28.59 (kN.m) à distance d=2m.

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85Mmax

$$\begin{cases} \boldsymbol{Ma = 0.5Mmax = 14.29(kN.m)} \\ \boldsymbol{Mt = 0.85Mmax = 24.30(kN.m)} \\ \boldsymbol{T_{max} = 29.22\ (kN)} \end{cases}$$

2-Calcul des sollicitations à ELS :

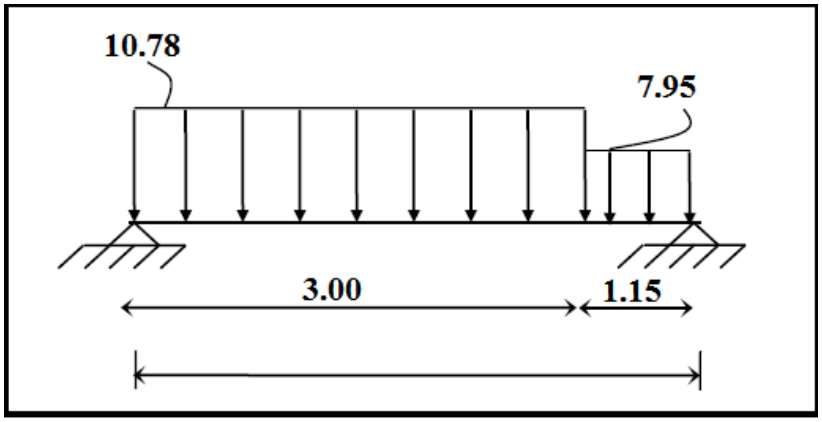


Figure III.10 : Distribution des charges à l'ELS.

D'après le logiciel de calcul SAP2000 :

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Tableau III.8: Effort tranchant et moment fléchissant.

Distance(m)	0	2.85	4
Effort tranchant (kN)	-21.09	9.33	18.77
Moment fléchissant (kN.m)	0	16.07	0

On a M_{max}=20.62 (kN.m) à distance d=2m.

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85Mmax.

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 10.31(kN.m) \\ Mt = 0.85Mmax = 17.53(kN.m) \\ T_{max} = 21.09\ (kN) \end{cases}$$

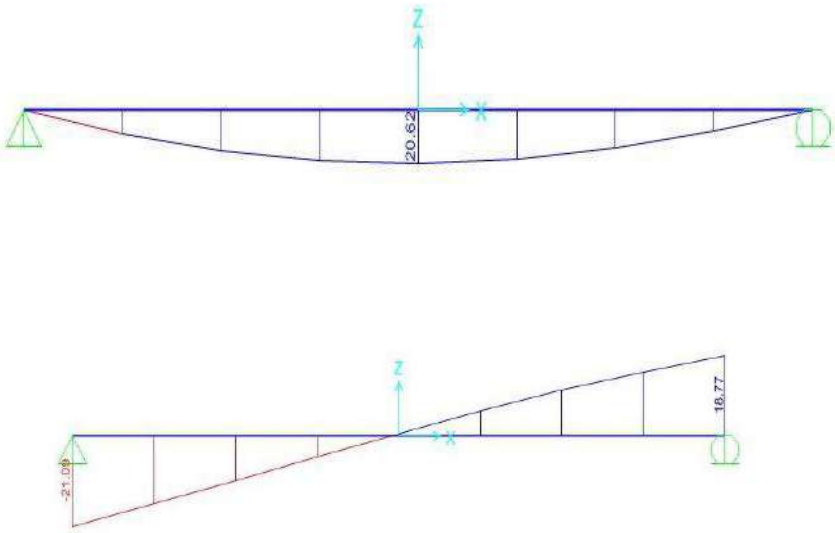


Figure III.11 : Diagramme des moments et efforts tranchant.

3-Calcul de ferraillage :

➢ **ELU :**

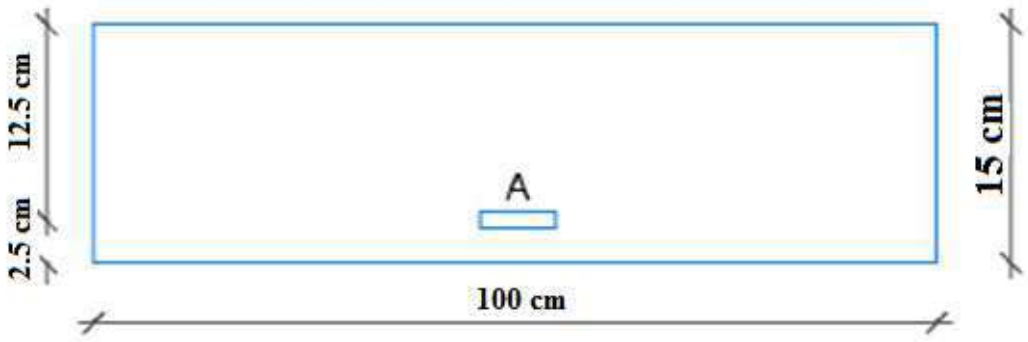


Figure III.12 : Section de calcul.

Tableau III.9: paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	15	Cm	F_e	400	MPa
c	2.5	Cm	$б_b$	14.16	MPa
c’	2.5	Cm	$бs$	348	MPa
d	12.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

Le moment en travée : Mt=24.30 KN.m

Le moment max aux appuis : Ma=14.29KN.m

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.6_b} = \frac{24.30\ .10^6}{1000\ .125^2\ .14.16} = 0.109$$

$\mu < \mu_l(0.392) \rightarrow$ A’=0

$\beta = 0.942$

$$A = \frac{M_u}{\beta\ .\ d\ .\ 6_s} = \frac{24.30\ .\ 10^6}{0.942\ .125.348} = 5.93\ cm^2$$

$A = 5.93 cm^2 = 5HA14 = 7.70 cm^2$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.6_b} = \frac{14.29\ .10^6}{1000\ .125^2\ .14.16} = 0.064$$

$\mu < \mu_l(0.392) \rightarrow$ A’=0

$\beta = 0.967$

$$A = \frac{M_u}{\beta\ .\ d\ .\ 6_s} = \frac{14.29\ .\ 10^6}{0.967\ .125.348} = 3.39 cm^2$$

$A = 3.39\ cm^2 = 5HA12$=5.65cm²

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92\ cm^2 \rightarrow$ Achoisir =$5HA10 = 3.97\ cm^2$

- **Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]**

$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

- **Condition d'espacement :**

Tableau III.10: Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	$s_t = 30cm \leq min[3h = 45; 33cm]$=33cm	$s_t = 20cm \leq min[4h = 60; 45cm]$=45cm
En appuis	$s_t = 30cm \leq min[3h = 45; 33cm]$=33cm	$s_t = 20cm \leq min[4h = 60; 45cm]$=45cm

➢ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

- **En travée :**

$A = 7.70\ cm^2$

$M_{ser} = 17.53\ kN.m$

On doit vérifier :

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

Avec : $\overline{\sigma_b}$=0.6 . fc_{28} =15 MPa

y →b.y²+30.A.y−30Ad=0

100y²+30×7.70y-30×7.70x12.5=0

Y=4.34cm

$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$

I=10415.52cm^4

$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{17.53\times10^6}{10415.52\times10^4} \times 43.4 = 7.30MPa$

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$→7.30 ≤ 15……. C.V

- **Aux appuis :**

$A = 5.65\ cm^2$

$M_{ser} = 10.31\ kN.m$

On doit vérifier :

$6_b \leq \overline{6_b}$

Avec : $\overline{6_b}$=0.6 . fc_{28} =15 MPa

y →b.y²+30.A.y−30Ad=0

100y²+30×5.65y-30×5.65×12.5=0

Y=3.83cm

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

I=8243.29cm^4

$6_b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{10.31\times10^6}{8243.29\times10^4} \times 38.3 = 4.79MPa$

$6_b \leq \overline{6_b}$→4.79 ≤ 15……. C.V

4-Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = 29.22\ (kN)$

$\tau = \frac{Tu}{b.d}$ =0.15MPa

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28}$$

$\bar{\tau} = 1.17\ MPa$

$\tau \leq \bar{\tau} \rightarrow$ C.V

5- Conclusion :

Le choix : En travée : At = $5HA14 = 7.70cm^2$

En appuis : Aa = $5HA12$=5.65cm²

- **Armatures de répartition :**

Ar=$5HA10$=3.97 cm²
Avec espacement de 20cm

6- Condition de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{20M_0} \rightarrow 0.0375 > 0.0425$.....c.n.v

$\frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{fe} \rightarrow 0.0049 > 0.0105$ .....c.n.v

➢ **Evaluation des flèches :**

$$\Delta f = |fv - fi|$$

$$f_i = \frac{M_t l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_i = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\begin{cases} M_{tser} = 17.09\ kN.m \\ l = 4m \\ f_{t28} = 2.1\ MPa \\ \sigma_s = 248.61\ Mpa \\ \rho = \dfrac{A}{b.d} = 0.0049 \\ \mu = 1 - \dfrac{1.75\ f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.473 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_I = 32164.2\ MPa \\ E_v = 10819\ MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1.1\ .\ I_0}{1 + \lambda_I . \mu} \\ I_{fi} = \dfrac{1.1\ .\ I_0}{1 + \lambda_V . \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_0 = \dfrac{b}{3}(y_1^3 + (h - y_1)^3) + 15A(y_1 - d)^2 \\ \lambda_I = \dfrac{0.05\ .\ f_{t28}}{\left(2 + \dfrac{3b}{b_0}\right)\rho} \\ \lambda_v = \dfrac{0.02\ .\ f_{t28}}{\left(2 + \dfrac{3b}{b_0}\right)\rho} \end{cases}$$

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15Ad}$$

La flèche totale : ft = 7.1 (mm) < f_{adm} = l_o / 500.00 = 8.0 (mm) .....c.v

➢ **Escalier 2 :**

1-Calcul des sollicitations à ELU :

D'après le logiciel de calcul SAP2000 :

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

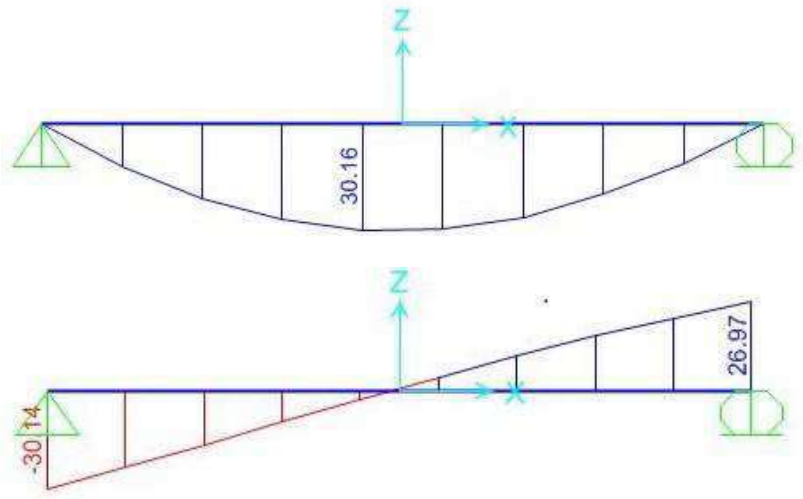


Figure III.13 : Diagramme des moments et efforts tranchant.

Tableau III.11: Effort tranchant et moment fléchissant.

Distance(m)	0	2.97	4.12
Effort tranchant (kN)	-30.14	13.76	26.97
Moment fléchissant (kN.m)	0	23.33	0

On a M_{max}=30.16 (kN.m) à distance d=1.83m.

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85Mmax

$$\begin{cases} \boldsymbol{Ma = 0.5Mmax = 15.08(kN.m)} \\ \boldsymbol{Mt = 0.85Mmax = 25.64(kN.m)} \\ \boldsymbol{T_{max} = 30.14(kN)} \end{cases}$$

2-Calcul des sollicitations à ELS :

D'après le logiciel de calcul SAP2000.

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Tableau III.12: Effort tranchant et moment fléchissant.

Distance(m)	0	2.97	4.12
Effort tranchant (kN)	-21.75	9.94	19.41
Moment fléchissant (kN.m)	0	16.82	0

On a M_{max}=21.76 (kN.m) à distance d=1.83m.

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85Mmax.

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 10.88(kN.m) \\ Mt = 0.85Mmax = 18.49(kN.m) \\ T_{max} = 21.75\ (kN) \end{cases}$$

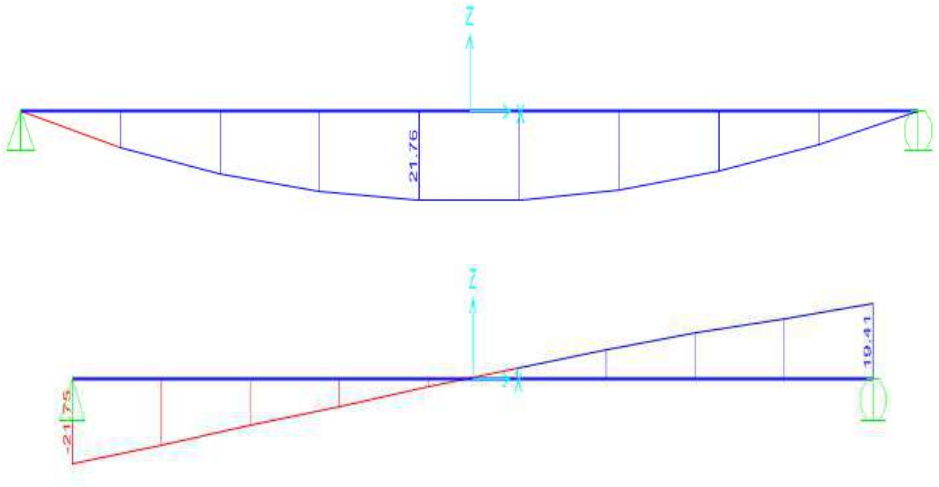


Figure III.14 : Diagramme des moments et efforts tranchant.

3-Calcul de ferraillage :

➢ **ELU :**

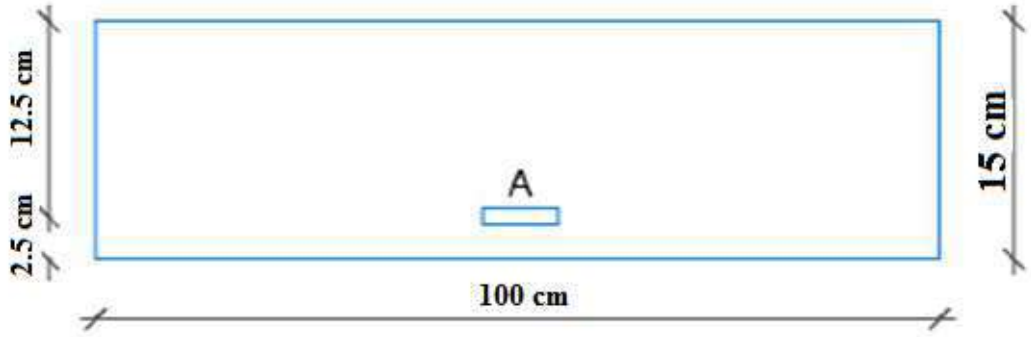


Figure III.25 : Section de calcul.

Tableau III.13: paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	15	Cm	F_e	400	MPa
c	2.5	Cm	$б_b$	14.16	MPa
c’	2.5	Cm	$6s$	348	MPa
d	12.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

Le moment en travée : Mt=25.64 KN.m

Le moment max aux appuis : Ma=15.08KN.m

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.6_b} = \frac{25.64 .10^6}{1000 .125^2 .14.16} = 0.115$$

$\mu < \mu_l(0.392) \rightarrow$ A’=0

$\beta = 0.938$

$$A = \frac{M_u}{\beta . d . 6_s} = \frac{25.64 . 10^6}{0.938 .125.348} = 6.28\ cm^2$$

$A = 6.28cm^2 = 5HA14 = 7.70cm^2$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.6_b} = \frac{15.08 .10^6}{1000 .125^2 .14.16} = 0.068$$

$\mu < \mu_l(0.392) \rightarrow$ A'=0

$\beta = 0.965$

$$A = \frac{M_u}{\beta . d . 6_s} = \frac{15.08 . 10^6}{0.965 .125.348} = 3.59cm^2$$

$A = 3.59cm^2 = 5HA12$=5.65cm²

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92\ cm^2 \rightarrow \text{Achoisir} = 5HA12 = 5.65\ cm^2$$

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2 \rightarrow \text{Achoisir} = 5HA12 = 5.65\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

- **Condition d'espacement :**

Tableau III.14: Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	$s_t = 30cm \leq min[3h = 45; 33cm]$=33cm	$s_t = 20cm \leq min[4h = 60; 45cm]$=45cm
En appuis	$s_t = 30cm \leq min[3h = 45; 33cm]$=33cm	$s_t = 20cm \leq min[4h = 60; 45cm]$=45cm

➢ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

- **En travée :**

$A = 7.70\ cm^2$

$M_{ser} = 18.49\ kN.m$

On doit vérifier :

$6_b \leq \overline{6_b}$

Avec : $\overline{6_b}$=0.6 . fc_{28} =15 MPa

y →b.y²+30.A.y−30Ad=0

100y²+30×7.70y-30×7.70x12.5=0

Y=4.34cm

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

I=10415.52cm^4

$$6_b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{18.49\times10^6}{10415.52\times10^4} \times 43.4 = 7.70MPa$$

$6_b \leq \overline{6_b}$→7.70 ≤ 15……. C.V

- **Aux appuis :**

$$A = 5.65\ cm^2$$

$$M_{ser} = 10.88\ kN.m$$

On doit vérifier :

$6_b \leq \overline{6_b}$

Avec : $\overline{6_b}$=0.6 . fc_{28} =15 MPa

y →b.y²+30.A.y−30Ad=0

100y²+30×5.65y-30×5.65×12.5=0

Y=3.83cm

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

I=8243.29cm^4

$$6_b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{10.88\times10^6}{8243.29\times10^4} \times 38.3 = 4.86MPa$$

$6_b \leq \overline{6_b}$→4.86 ≤ 15……. C.V

4- Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = 30.14\ (kN)$

$\tau = \frac{Tu}{b.d}$ =0.24MPa

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\bar{\tau} = 1.17\ MPa$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{C.V}$$

5- Conclusion :

Le choix : En travée : At=$5HA14 = 7.70cm^2$

En appuis : Aa=$5HA12$=5.65cm²

- **Armatures de répartition :**

Ar=$5HA10$=3.97 cm²
Avec espacement de 20cm.

6- Condition de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{20M_0}$ →0.0364 > 0.0425……cnv

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{fe}$ →0.0049≤0.005 ……cv

➢ **Evaluation des flèches :**

$$\Delta f = |fv - fi|$$

$$f_i = \frac{M_t l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_i = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\begin{cases} M_{tser} = 17.09\ kN.m \\ l = 4m \\ f_{t28} = 2.1\ MPa \\ \sigma_s = 248.61\ Mpa \\ \rho = \frac{A}{b.d} = 0.0049 \\ \mu = 1 - \frac{1.75\ f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.473 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_I = 32164.2\ MPa \\ E_v = 10819\ MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1.1\ .\ I_0}{1+\lambda_I.\mu} \\ I_{fi} = \dfrac{1.1\ .\ I_0}{1+\lambda_V.\mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_0 = \dfrac{b}{3}(y_1^3 + (h-y_1)^3) + 15A(y_1-d)^2 \\ \lambda_I = \dfrac{0.05\ .\ f_{t28}}{\left(2+\dfrac{3b}{b_0}\right)\rho} \\ \lambda_v = \dfrac{0.02\ .\ f_{t28}}{\left(2+\dfrac{3b}{b_0}\right)\rho} \end{cases}$$

$$y_1 = \frac{\dfrac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15Ad}$$

La flèche total : ft = 7.8 (mm) < f_{adm} = l_o / 500.00 = 8.0 (mm) .....c.v

III.3.3 Poutre palière :

III.3.3.1 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h) avec longueur de 2.50 m.

III.3.3.2 Evaluation des charges:

Poids propre de la poutre : Pp=0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml.

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} \mathrm{R(ELU)} = 30.14\ \mathrm{kN} \\ R(ELS) = 21.75\ \mathrm{kN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mathrm{Pu} = 1.35(\mathrm{Pp}+\mathrm{R}) = 43.72\ \mathrm{kN/ml} \\ Pser = 24\ \mathrm{kN/ml} \end{cases}$$

III.3.3.3 Calcul des efforts :

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

Tableau III.15 : Les résultats de calcul.

Combinaison	ELU	ELS
$M_{travée}$ (kN.m)	10.02	5.5
M_{appui} (kN.m)	22.77	12.5
T_{max} (kN)	54.65	30

III.3.3.4 Ferraillage de la poutre paliere :

Tableau III.16 : paramètres de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	30	cm	f_{c28}	25	MPa
h	35	cm	f_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c'	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	27.5	cm	γ_s	1.15	-
Fissuration peu nuisible			γ_b	1.5	-

➢ **ELU :**

Tableau III.17 : Les résultats de la flexion simple.

Position	Mu (kN.m)	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Travée	10.02	1.06	3HA12=3.39
Appui	22.77	2.47	3HA12=3.39

- **Vérifications des armatures longitudinales:**

Armatures longitudinales :

❖ Recommandations du R.P.A99v2003 : [Art 7.5.2.1 RPA99 v2003]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de : $A_{Lmin} = 0.5\%$ (b.h)

❖ Recommandations du CBA93: *[Art 7.1.2.1 CBA93]*

La section des armatures longitudinales est:

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000}$$

Tableau III.18 : Vérification des armatures longitudinal.

Position	A_{totale} (cm²)	A_{min}[RPA] (cm²)	A_{min}[CBA] (cm²)	Vérification
Travée	3HA12 + 3HA12 =6.79	4.5	0.9	Vérifié
Appui	3HA12 + 3HA12 =6.79	4.5	0.9	Vérifié

➢ **ELS :**

Tableau III.19 : vérification ELS.

Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	5.5	3.39	1.14	15	c.v
Appui	12.5	3.39	4.14	15	c.v

- **Vérification de cisaillement de la poutre palière :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0.66 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.66 \leq \bar{\tau} = 3.33$ c.v .

- **Calcul des armatures transversales :**

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière sont résumes dans les tableaux suivants:

Recommandations du R.P.A99v2003 : [Art 7.5.2.2 RPA99 v2003].

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.St.b$$

Avec : b: Largeur de la poutre.

St: espacement entre les armatures transversales.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : St= Min [h/4 ; 12.$Ø_L$].
- En zone courante : St= h/2.

Recommandations du CBA93:

La section des armatures transversales et l'espacement: [Art 5.1.2.2 CBA93].

$$St = \min[0{,}9d; 40_{cm}]$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$$

Tableau III.20 : Calcul des armatures transversales.

Poutres	Zone	RPA		CBA		Armature adoptées	
		St	At	St	At	St	At
Poutre Palière 30x30	Nodale	7.5	0.67	24.75	0.15	***5***	***4HA8 = 2.01***
	Courante	15	1.35		0.3	***10***	

III.4 calcul des poutrelles :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).
Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et surcharge d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux séismes, et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie .

III.4.2. Dimensionnement des poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Apres coulage.

On a deux type de poutrelles :

- poutrelle niveau RDC.
- Poutrelles des étages courants.

III.4.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

- Son poids propre ;
- Le poids de corps creux (entrevous) ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grand de 1 KN
  Ou (0.5 × L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.
  Q = max [1 KN ; 0.5L =] = 2.13KN.

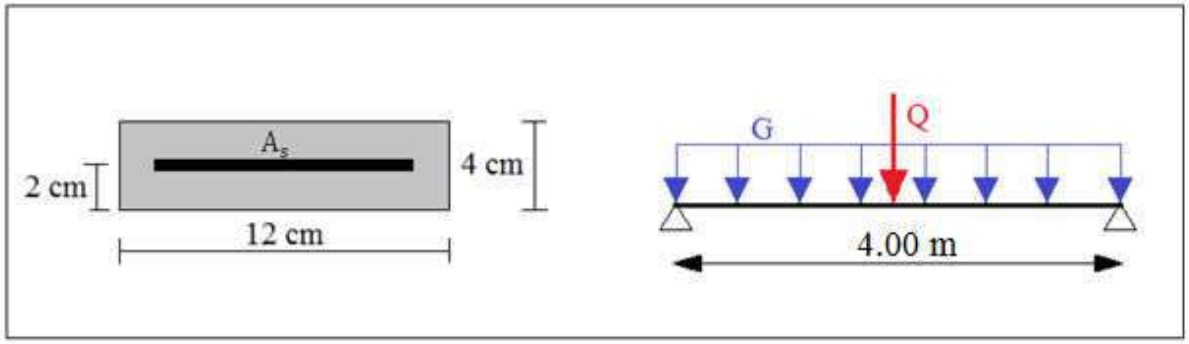


Figure III.16 : Schéma de la poutrelle avant coulage.

➢ **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500}, & si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L(cm)}{1000}, & si \quad L > 5m \end{cases}$$

On a :

$$L = 4.25m \rightarrow \bar{f} = \frac{4250}{500} = 8.5 \text{ mm} \quad , \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

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

Tableau III.21 : Les charges de la poutrelle avant coulage.

L(m)	Q(KN)	G(KN/ml)	
4.00	2.00	Poids du poutrelle	Poids du corps ceux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×1= 0.65
		0.77	

$$f_{max} = \frac{5\times0.77\times4250^4}{384\times2.1\times10^5\times640000} + \frac{2000\times4250^3}{48\times2.1\times10^5\times640000} = 48.14 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 48.14\ mm > \bar{f} = \frac{4250}{500} = 8.5 \text{ mm} \quad \text{..... C.N.V}$$

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.

➢ **Pour un seul étai au milieu :**

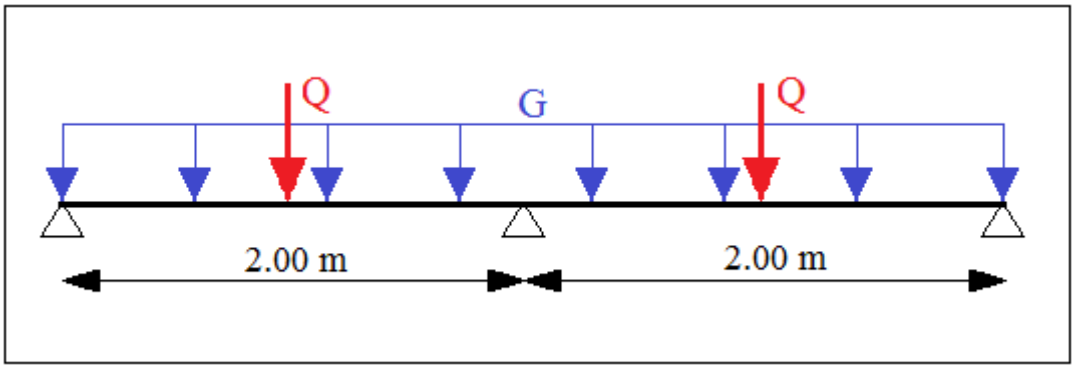


Figure III.17 : Poutrelle avec un seul étai au milieu.

Q=max [1KN ; 0.5L]=1.00 KN.

Tableau III.22 : Charges permanente et d'exploitation.

L(m)	Q(KN)	G (KN/ml)
1.41	1.00	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5\times0.77\times1410^4}{384\times2.1\times10^5\times640000} + \frac{1000\times1410^3}{48\times2.1\times10^5\times640000} = 1.20 \text{ mm}$$

$f_{max} = 1.20\ mm < \bar{f} = \frac{1410}{500} = 2.82$ mm …….. C.V

Conclusion :

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacée de 1.41 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a deux types de poutrelle : continues sont à envisager :

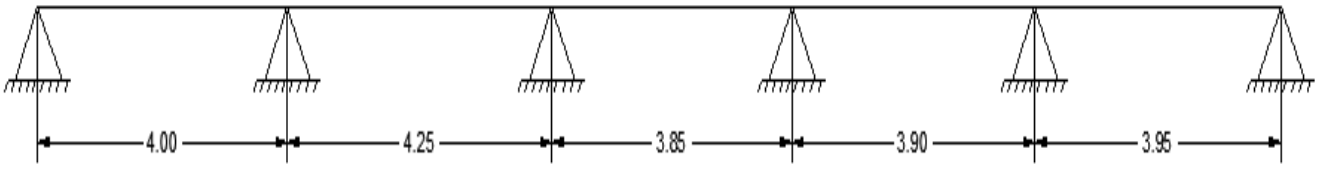


Figure III.18 : poutrelle de 5 travées.

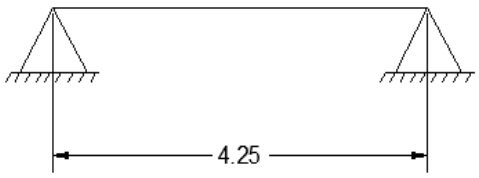


Figure III.19 : poutrelle d'un seul travée.

1-Poutrelle au niveau de RDC :

- **Diagramme des moments ELU :**

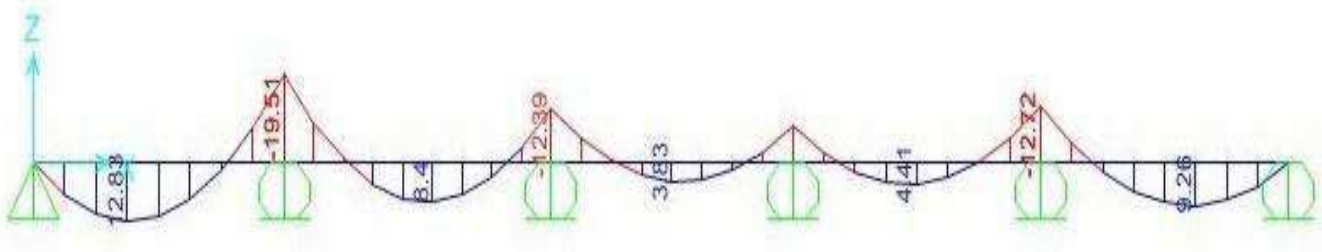


Figure III.20 : diagramme des moments.

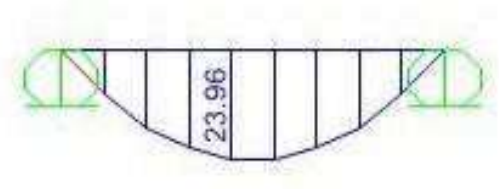


Figure III.21 : diagramme de moment.

Tableau III.23 : Les résultats du calcul.

	ELU	ELS	Ferraillage		La flèche		Vérification
	Moment Max Kn.m	Moment Max Kn.m	Calculer Cm²	Obtenus Cm²	Δ_f mm	$\bar{f} = \frac{l_0}{500}$ mm	$\Delta_f < \bar{f}$
Travée	19.16	13.36	2.44	2HA10+1HA12=2.70	6.4	8.5	cv
Appuis	19.51	13.62	2.80	1HA10+2HA12=3.05	6.4	8.5	cv

- **Calcul des armatures transversales :**

On a : $\phi \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi\right]$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

Φ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\phi \leq [7.14; 12; 12]$.

Armatures ronds lisses ϕ=6mm avec une nuance d'acier FeE400.

Choix : 2ϕ6 → A_t=0.56cm².

- **Espacement :**

$s_t \leq Min[0.9d\ ; 40cm]$→[20.7 ; 40]cm

Donc : s_t=20 cm.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{26.27 \times 10^3}{120.230}$$

2-Poutrelle d'étage courant et terrasse :

➢ **Diagramme des moments ELU :**

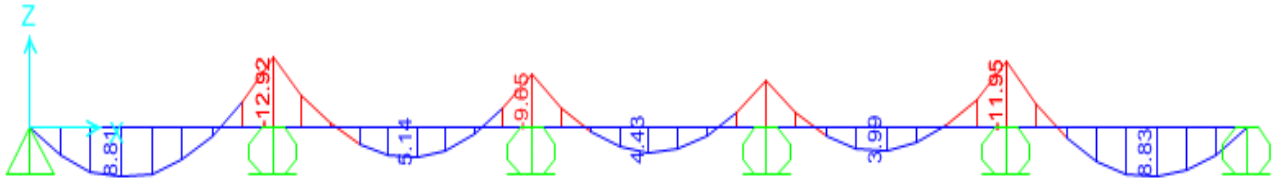


Figure III.22 : diagramme des moments.



Figure III.23 : diagramme de moment.

Tableau III.24 : Les résultats du calcul.

	ELU	ELS	Ferraillage		La flèche		Vérification
	Moment Max Kn.m	Moment Max Kn.m	Calculer Cm²	Obtenus Cm²	Δ_f mm	$\bar{f} = \frac{l_0}{500}$ mm	$\Delta_f < \bar{f}$
Travé	12.99	8.83	2.12	2HA12=2.26	7.9	8.5	cv
Appuis	12.92	8.79	2.40	1HA10+2HA12=3.05	7.9	8.5	cv

- **Calcul des armatures transversales :**

On a : $\phi \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi\right]$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

Φ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\phi \leq [5.71; 12; 12]$

Armatures ronds lisses ϕ=6mm avec une nuance d'acier FeE400

Choix : 2ϕ6 → A_t=0.56cm²

- **Espacement :**

$s_t \leq Min[0.9d\ ; 40cm]$→[16.2 ; 40]cm

Donc : s_t=15 cm.

III.5 Calcul des dalles pleines:

III.5.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à L'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

III.5.2.Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

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

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

III.5.2.1 Principe de calcul:

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

➢ **travail externe :**

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

T_{ext} = P. f → (cas d'une charge concentrée).
T_{ext}= $\iint q.y.ds = q.s.f$ → (cas d'une charge répartie).
Avec:
P : Charge totale.
S : Surface de répartition de la charge.
f : flèche du centre de gravité de S.

➢ **Travail interne :**

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

Θ : Angle de rotations.

➢ **Calcul des dalles rectangulaire :**

1- Dalle reposante sur deux appuis :

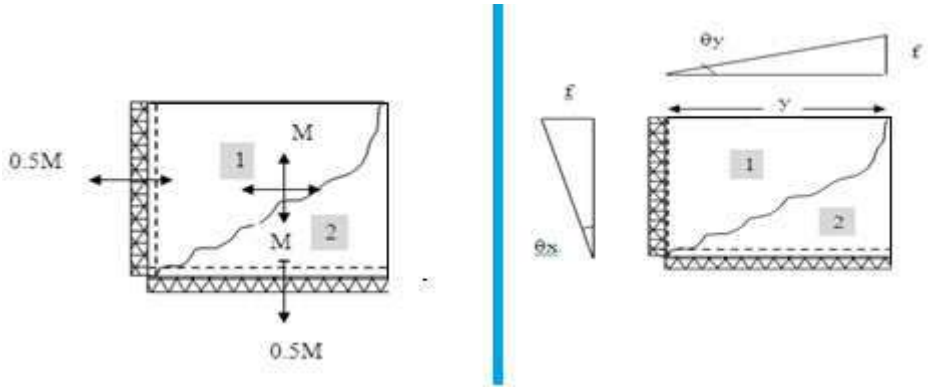


Figure III.24 : Dalle reposant sur deux appuis.

➢ **Calcul de la charge totale**

$$\begin{cases} G = 7.07KN/m^2 \\ Q = 3.5KN/m^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_u = 14.8KN/m^2 \\ P_{ser} = 10.57KN/m^2 \end{cases}$$

Tableau III.25 : Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	Déplacement	Travail externe
1	0.98	f/3	0.32P.f.
2	0.98	f/3	0.32P.f
		∑	0.64× P × f

Tableau III.26: Les valeurs du travail interne.

éléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation Θ	Travail interne=M.L.Θ
1	+	M	1.4	f/1.4	M. f
	-	0.5M	1.4	f/1.4	0.5.M. f
2	+	M	1.4	f/1.4	M.f
	-	0.5M	1.4	f/1.4	0.5.M.f
				∑	$3.M.f$

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes.

3.M.f =0.64× P × f

$M = \frac{0.64P}{3}$ $\longrightarrow$ M = 0.21P

M_u = 0.21×P_u $\rightarrow$ M_u = 0.21× 14.8

M_{ser} = 0.21 × P_{ser} $\rightarrow$ M_{ser} = 0.21 × 10.57

M_u = 3.11KN.m

M_{ser} = 2.22 KN.m

➢ **Calcul du ferraillage a l'ELU :**

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.4}{1.4} = 1 > 0.40$ →la dalle travaille suivant deux directions.

$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 \times Mu = 2.33KN.m$ …… Le moment en travée.

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times Mu = -1.56KN.m$ …… Le moment aux appuis.

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

Tableau III.27 : valeur de calculs.

Béton	f_{c28}=25MPa	$\gamma_b = 1.5$	$6_{bc} = 14.16MPa$	c = 2.5cm
	$f_{t28} = 2.1MPa$	b = 100cm	h=15cm	d = 12.5cm
Acier	F_eE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$6_s = 348MPa$

Tableau III.28 : Calcul des sections de la dalle pleine.

	Mu (KN.m)	$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b}$	β	$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$ (cm²)	$A_{min}=\frac{b.h}{1000}$ (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
Travée	2.33	0.01	0.995	0.53	1.5	5HA10	3.92
appuis	1.56	0.006	0.997	0.35	1.5	5HA10	3.92

- **Vérification de la section :**

$\Phi \leq \frac{h}{10} \rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15$ ……..c.v

- **Condition d'espacement :**

$st = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \leq$ Min [3h=60 ; 33cm

➢ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Mtx = Mty= 0.75×Mser= 1.67KN.m …… Le moment en travée.

Max = May= -0.5×Mser= -1.11KN.m …… Le moment aux appuis.

y →b.y² + 30.A. y−30Ad=0.

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KN.m)	$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}$ (MPa)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	1.67	15	3.3	6174.73	0.89	c.v
appuis	1.11	15	3.3	6174.73	0.60	c.v

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

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

$$\tau = \frac{v}{b.d} \leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28}$$

Avec

τ : la contrainte tangente (en MPA)

T : est l'effort tranchant (KN)

$$Vx = Vy = \frac{P.Lx.Ly}{2Ly+Lx} = \frac{14.8\times1.4\times1.4}{3\times1.4} = 6.91 \text{ KN}$$

$$\tau_x = \tau_y = \frac{vx}{b_0.d} = \frac{6.91\times10^3}{1000\times125} = 0.055 \text{ MPa} \leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17\text{MPa} \ldots\ldots\text{c.v}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{20M} \quad \rightarrow \quad \frac{0.15}{1.4} = 0.11 > \frac{2.33}{20\times3.11} = 0.037 \ldots\ldots\ldots\text{c.v}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.92}{100\times12.5} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\text{c.v}$$

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

2- Dalle reposante sur trois appuis :

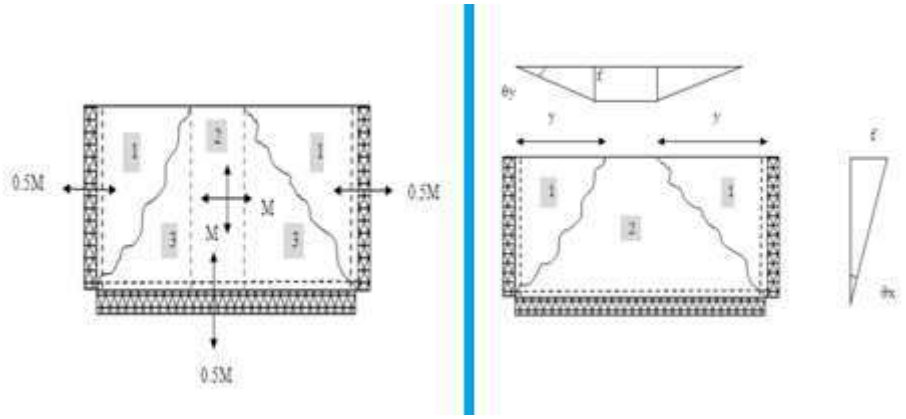


Figure III.25 : Dalle reposant sur trois appuis.

Tableau III.30 : Les valeurs du travail externe.

Eléments	Nbr	Aire de chargement	Déplacement	Travail externe
1	2	0.7y	f/3	0.47P.f.y
2	1	4.25-2y	f/2	(2.13-y)P.f
3	2	0.7y	f/3	0.47P.f.y
			∑	P.f(2.13-0.06y)

Tableau III.31 : Les valeurs du travail interne.

éléments		Nbr	Moment de rupture M	Longueur L	Rotation Θ	Travail interne=M.L.Θ
1	+	2	M	1.4	f/y	2.8. M. f/y
	-	2	0.5M	1.4	f/y	1.4. M. f/y
2	+		M	2y	f/1.4	1.43. M.y.f
	-		0.5M	4.25	f/1.4	1.52. M.f
					∑	$(\frac{4.2}{y} + 1.43y + 1.52).M.f$

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

P.f (2.13-0.06y) = $(\frac{4.2}{y} + 1.43y + 1.52).M.f$ → M = P $\frac{2.13-0.06y}{\frac{4.2}{y}+1.43y+1.52}$

$\frac{dM}{dy}$ = -3.14y²-0.5y+8.95 = 0

Y = 1.77 m

Mu =0.32x14.8= 4.67 KN.m

Mser = 10.57x0.32 = 3.33 KN.m

➢ **Calcul du ferraillage a l'ELU :**

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.4}{4.25} = 0.33 < 0.40$ →la dalle travaille suivant une seul directions.

M_{tx} = M_{ty} = 0.8Mu = 3.74KN.m …… Le moment en travée.

M_{ax} = M_{ay} = -0.5×Mu = -2.34KN.m …… Le moment aux appuis.

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

Tableau III.32 : valeur de calculs.

Béton	f_{c28}=25MPa	$\gamma_b = 1.5$	$6_{bc} = 14.16MPa$	c = 2.5cm
	$f_{t28} = 2.1MPa$	b = 100cm	h=15cm	d = 12.5cm
Acier	F_eE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$6_s = 348MPa$

Tableau III.33 : Calcul des sections de la dalle pleine.

	Mu (KN.m)	$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b}$	β	$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$ (cm²)	$A_{min}=\frac{b.h}{1000}$ (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
Travée	3.74	0.016	0.992	0.86	1.5	5HA10	3.92
appuis	2.34	0.010	0.995	0.54	1.5	5HA10	3.92

➢ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu nuisible

Avec :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.8M_{ser}$ = 2.66KN.m …… Le moment en travée

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5\times M_{ser}$ = -1.67KN.m …… Le moment aux appuis

$y \rightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

Tableau III.34 : Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KN.m)	$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28}$ (MPa)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2.66	15	3.3	6174.73	1.42	c.v
appuis	1.67	15	3.3	6174.73	0.89	c.v

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- **Vérification de la section :**

$\Phi \leq \frac{h}{10} \rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15$ ……..c.v

- **Condition d'espacement :**

$st = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \leq$ Min [3h=60 ; 33cm]

- **Armature de répartitions :**

$A_{rep} \geq \frac{A_{principale}}{4} \rightarrow A_{rep} = 0.98\ cm^2$

$\Phi_{rep}=8 < \Phi_{principal}=10 \rightarrow A_{rep}= 4HA8 = 2.01cm^2$

$\mathbf{S_t} = \frac{100-5}{3} = 31.67\text{cm} \leq S_{t\,adm} = \min(4h=60\text{cm};45\text{cm}) = 45\text{cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{v}{\mathbf{b.d}} \leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28}$$

$v = \frac{P \times Lx}{2} = \frac{14.8 \times 1.4}{2} = 10.36$ KN

$\tau = \frac{10.36 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.083$ MPa avec $\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28} = 1.17$ MPa

$\tau < \bar{\tau}$ …….c.v

Donc le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{20M}$ → $\frac{0.15}{1.4} = 0.11 > \frac{3.74}{20 \times 4.67} = 0.04$ …….c.v

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$ → $\frac{3.92}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005$ ……c.v

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

III.6.Dalle machine :

III.6.1.Introduction :

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

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

III.6.2.Pré dimensionnement :

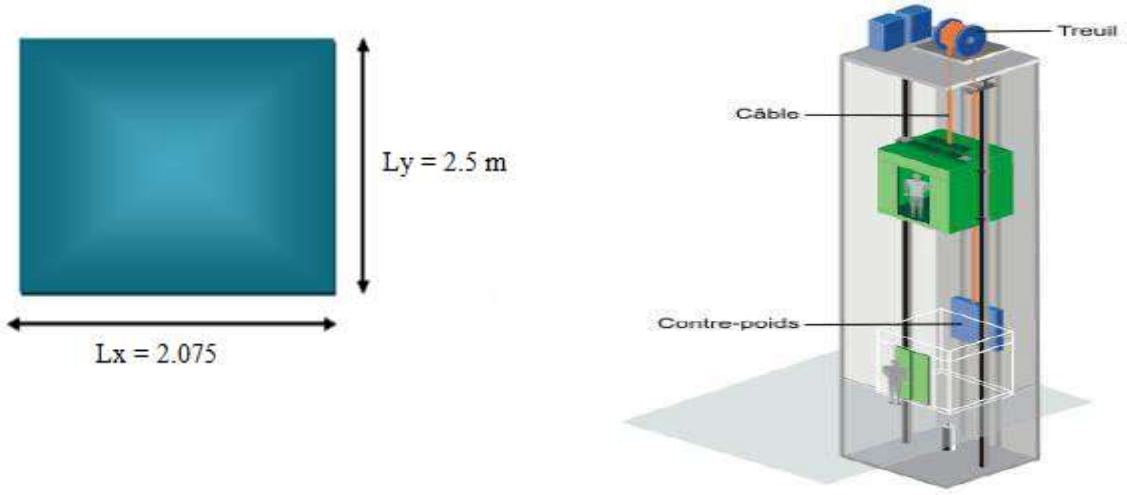


Figure III.26 : La dalle machine.

- **Condition de L'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm. on prend e=25 cm

III.6.3.la charge permanente et charge d'exploitation :

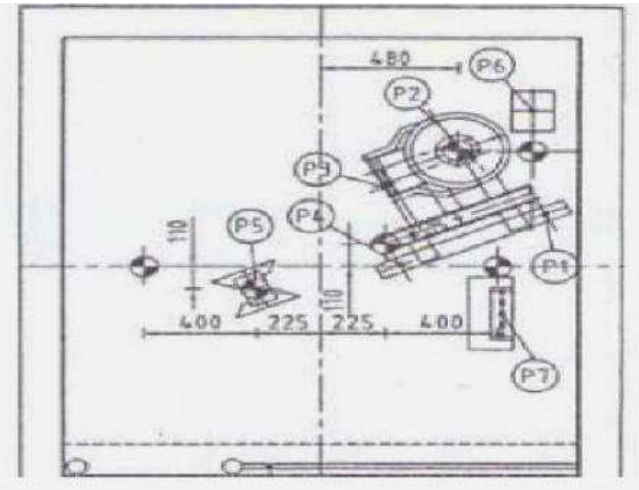


Figure III.27 : Différentes charges supportées par la dalle machine.

Tableau III.35 : poids de la machine.

P (KN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3
$\sum$ **p** = 48.8 kN						

$q = \sum \frac{P}{S} = \frac{48.8}{2.5 \times 2.075} = 9.41\ kN/m^2$

$G_{poids\ propre} = 0.25 \times 25 = 6.25\ KN/m^2$

$G_{totale} = 9.4111.76 + 6.25 = 15.66\ kN/m^2$

Tableau III.36 : des charges de la dalle.

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu =1.35G + 1.5 Q	Ps= G+Q
15.66	5	28.64KN/m^2	20.66KN/m^2

III.6.4.calcul des sollicitations :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles Reposantes sur 4 côtés.

On a : $\rho = \frac{L_X}{L_y} = \frac{2.075}{2.5} = 0.83 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant deux directions.

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

III.6.5. Ferraillage de la dalle :

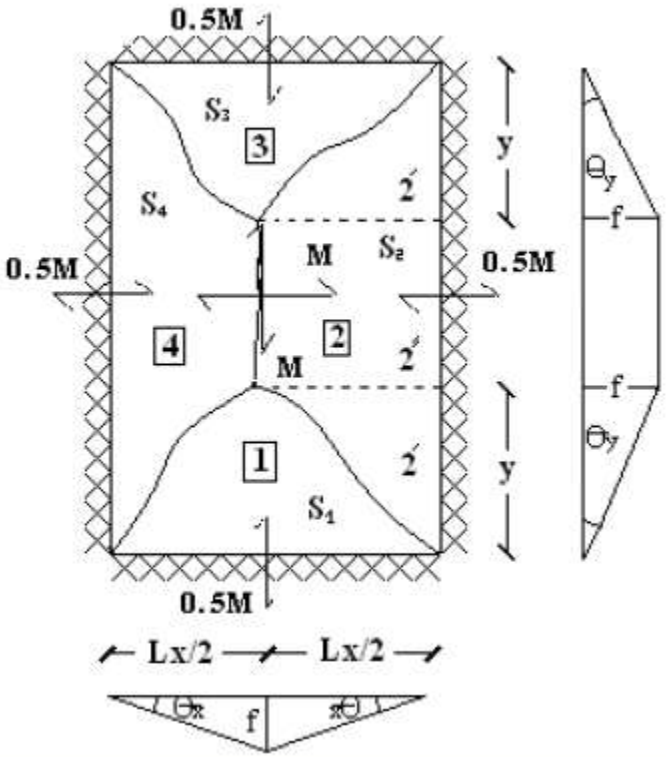


Figure III.28 : Les linges de ruptures.

- **travail externe :**

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3+T_4$

Avec :

$T_1 = T_3$ et $T_2=T_4$

$T_1 = P\ S\ f = P\ S \frac{f}{3} = P\ f\ (\frac{1}{6} L_x\ y)$. $T_1 = 0.35\ P\ y\ f$

$T_2 = 2T_{2'} + T_{2''}$

$T_{2'} = \frac{f}{3} P(\frac{1}{2}\frac{L_x}{2}y) = \frac{1}{12} P\ f\ L_x\ y$

$T_{2''} = P \frac{L_X}{2}\frac{f}{2} (Ly - 2y)$ $T_{2''} = \frac{1}{4} P\ L_x\ f\ (2.5-2y)$

$T_2 = P\ f\ (1.3 - 0.7y)$

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3+T_4 = P\ f\ (2.6 - 0.7y)$

➢ **Travail interne :**

$T_{int}= T_1+T_2+T_3+T_4$

Avec :

$T_1= T_3$ et $T_2=T_4$

$T_1= 0.5M\ L_x\ \theta y + M\ L_x\ \theta y$ avec ; $\theta y = \frac{f}{y}$

$T_1= 0.5M\ L_x\frac{f}{y}+ M\ L_x\frac{f}{y}$ → $T_1 = 3.11M\frac{f}{y}$

$T_2= 0.5M\ L_y\ \theta x + M\ L_y\ \theta x$ avec : $\theta_x = \frac{2f}{L_X}$

$T_2 = 0.5M\ L_y\frac{2f}{L_X}+ M\ L_y\frac{2f}{L_X}$ → $T_2=3.61M\ f$

$T_{int} = 2(3.11\ M\frac{f}{y}) +2(3.61M\ f)$

$T_{int} = M\ f\ (\frac{6.22}{y} + 7.22)$

- **Principe du travail virtuel :**

$T_{int} = T_{ext}$ donc $P = \frac{M\ (\frac{6.22}{y}+7.22)}{(2.6-0.7\ y)}$……(1)

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**.

$\frac{dq}{dy}=0$ ➡ $5.05y^2+8.7y-16.17=0$ ➡ $y=1.12$ m

Pour trouver « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) on trouve M=0.14q

Tableau III.37 : calcule du moment

ELU	ELS
$M_u = 0.14P_u$	$M_{ser} = 0.14P_{ser}$
$M_u = 4\ kN.m^2$	$M_{ser} = 2.9\ kN.m^2$
$M_{ut} = 4\ kN.m^2$ $M_{ua} = -0.5x\ M_{ut} = -2\ kN.m^2$	$M_{tser}= 2.9\ kN.m^2$ $M_{aser} = -1.45kN.m^2$

III.6.6. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.38 : les données de calcul.

Béton	f_{c28}=25MPa	$\gamma_b = 1.5$	$6_b = 14.16MPa$	c = 2.5cm
	$f_{t28} = 2.1MPa$	b = 100cm	h=25cm	d = 22.5cm
Acier	F_eE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$6_s = 348MPa$

Tableau III.39 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	Mu (KN.m)	μ	β	$A_{min}(cm^2)$	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adop}(cm^2)$
travée	4	0.006	0.997	2.5	0.33	5HA10=3.92
appui	2	0.002	0.999	2.5	0.16	5HA10=3.92

- **Vérification de l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible

Avec :

$M_{tx} = M_{ty} = 2.9$KN.m …… Le moment en travée .

$M_{ax} = M_{ay} = -1.45$KN.m …… Le moment aux appuis.

$y \rightarrow b.y^2 + 30.A.\ y - 30Ad = 0$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

Tableau III.40 : Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KN.m)	$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$ (MPa)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2.9	15	3.3	6174.73	1.55	c.v
appuis	1.45	15	3.3	6174.73	0.77	c.v

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- **Vérification de la section :**

$\Phi \leq \frac{h}{10} \rightarrow 10 \leq \frac{200}{10} = 20$ ……..c.v

- **Condition d'espacement :**

$st = \frac{100-5}{4} \approx 25\text{cm} \leq \text{Min}\ [3h=60\ ;\ 33\text{cm}]$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{v}{b.d} \leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{P.Lx.Ly}{2Ly+Lx} = \frac{28.64 \times 2.075 \times 2.5}{2 \times 2.5 + 2.075} = 21\ \text{KN}$$

$$Vy = \frac{P.Lx.Ly}{3Ly} = \frac{28.64 \times 2.075 \times 2.5}{3 \times 2.5} = 19.81\ \text{KN}$$

$\tau_x = \frac{vx}{b_0.d} = \frac{21\times10^3}{1000\times225} = 0.093$ KN $\leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17$MPa ……c.v

$\tau_x = \frac{vx}{b_0.d} = \frac{19.81\times10^3}{1000\times225} = 0.088$ KN $\leq \frac{0.07}{\gamma b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17$MPa ……c.v

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

- **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{20M}$ → $\frac{0.25}{2.5} = 0.1 > \frac{2.9}{20\times2.9} = 0.05$ …….c.v

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$ → $\frac{3.92}{100\times22.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$ ……c.v

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

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variante à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse. On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. CLASSIFICATION DES SYSTEME CONTREVENTEMENTS [ART 3.4RPA V 2003]:

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des système structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'effort dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

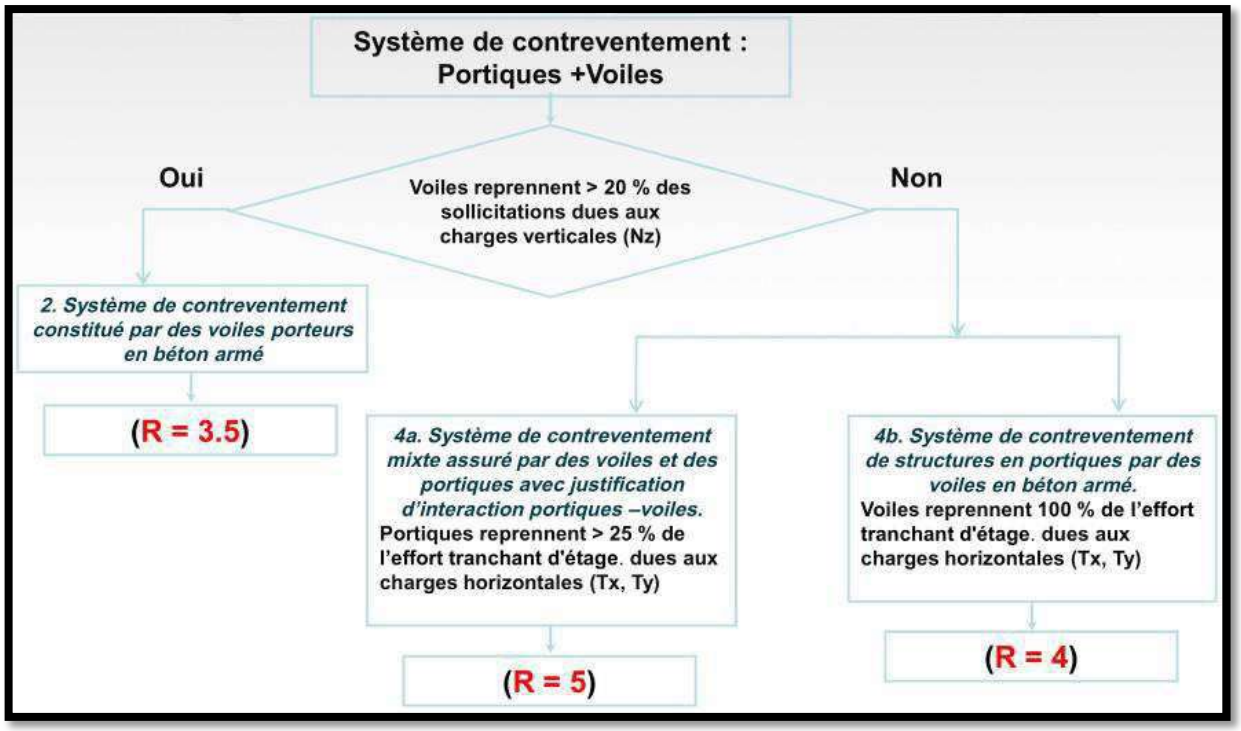


Figure IV.1 : Les types de système de contreventement.

IV.3. LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT :

IV.3.1. 1ere variante :

- **4.a Système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles R=5 :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

IV.3.2. 2eme variante :

- **4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (R = 4) :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.
Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

IV.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V19.1, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7 niveaux (RDC+6 étages) encastrée à sa base.

Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

IV.5. ETUDE DE PREMIERE VARIANTE (R=5):

IV.5.1. Disposition optimale des voiles :

Le choix de disposition des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions:

- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR..
- 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.

- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

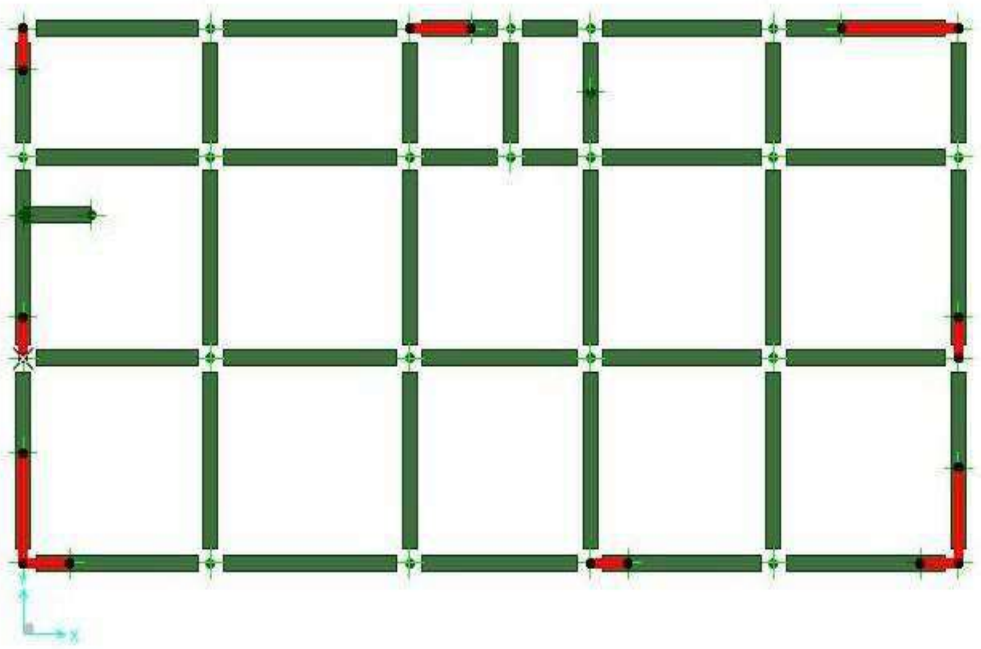


Figure IV.2 : Disposition optimale des voiles.

IV.5.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

IV.5.2.1. Calcul de centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003]

YR (m) XR (m) :

- **Centre de masse :** (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_M = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad Y_M = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

Xi, Yi : coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_M , Y_M : coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

- **Centre de rigidité :** c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière en élévation, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes:

$$Xc = \frac{R(y)i\ Xi}{\sum R(y)i} \qquad Yc = \frac{R(x)_i\ Y_i}{\sum R(x)_i}$$

$\mathbf{X_C}$, $\mathbf{Y_C}$: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

$\mathbf{X_i}$, $\mathbf{Y_i}$: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	YR (m)	XR (m)
3.06	2954.377	10.4702	6.0660	$1.989.10^6$	$4.09.10^6$	8.9787	7.3804
6.12	2785.574	10.6894	6.1063	$7.810.10^5$	$1.398.10^6$	11.3944	6.5727
9.18	2738.312	10.6970	6.0909	$4.093.10^5$	$8.432.10^5$	11.2876	5.9529
12.24	2691.050	10.7048	6.0749	$2.459.10^5$	$5.867.10^5$	11.0137	5.8883
15.3	2691.050	10.7048	6.0749	$1.560.10^5$	$4.629.10^5$	10.7772	5.5962
18.36	2623.273	10.9180	6.1267	$9.445.10^4$	$3.840.10^5$	10.0841	5.5064
21.42	1977.064	13.1413	6.7941	$2.739.10^4$	$2.450.10^5$	10.8400	7.4590

IV.5.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA 99 V 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 du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

  Longueur du bâtiment = 21.35 m.

  Largeur du bâtiment = 11.85 m.

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.20 m.

  Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 1.78 m.

➢ **Excentricité théorique :**

Tableau IV.2 : Excentricité théorique.

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
G_ DIAPH_ 3.06	3.06	1.492	1.314	c.v
F_ DIAPH_ 6.12	6.12	0.705	0.466	c.v
E_ DIAPH_ 9.18	9.18	0.591	0.138	c.v
D_ DIAPH_ 12.24	12.24	0.309	0.187	c.v
C_ DIAPH_ 15.3	15.3	0.072	0.479	c.v
B_ DIAPH_ 18.36	18.36	0.834	0.620	c.v
A_ DIAPH_ 21.42	21.42	2.301	0.665	c.v

IV.5.2.3. Excentricité accidentelle : [RPA 99 V 2003 Art 4.2.7] :

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

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

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Ex=0.05 LX.

Ey=0.05 Ly.

Tableau IV.3 : Excentricité accidentelle.

niveau (m)	Lx	Ly	Ex	Ey
21.42	21.35	11.85	1.0675	0.5925
18.36	21.35	11.85	1.0675	0.5925
15.3	21.35	11.85	1.0675	0.5925
12.24	21.35	11.85	1.0675	0.5925
9.18	21.35	11.85	1.0675	0.5925
6.12	21.35	11.85	1.0675	0.5925
3.06	21.35	11.85	1.0675	0.5925
0	21.35	11.85	1.0675	0.5925

IV.5.2.4. Effet de la torsion accidentelle [RPA 99 V 2003Art4.3.7] :

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

IV.6. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

D'après [Art 3.4], il faut que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins25% de l'effort tranchant d'étage.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Suivant X :**

Tableau IV.4 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (kN)
21.42	2232.396	2025.500	206.896	486.924	316.467	170.457
18.36	5042.466	4530.461	512.005	764.140	439.766	324.374
15.3	7903.934	7137.716	766.218	1127.718	569.068	558.650
12.24	10762.267	9745.647	1016.620	1426.204	651.134	775.070
9.18	13811.915	12635.278	1176.637	1685.560	784.521	901.039
6.12	16812.776	15414.907	1397.869	1893.392	784.621	1108.771
3.06	20052.931	18432.395	1620.536	1921.708	850.174	1071.534

➢ **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV. 2 Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X.

Tableau IV.6 :	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
21.42	100	90.732	9.268	100	64.993	35.007
18.36	100	89.846	10.154	100	57.550	42.450
15.3	100	90.306	9.694	100	50.462	49.538
12.24	100	90.554	9.446	100	45.655	54.345
9.18	100	91.481	8.519	100	46.544	53.456
6.12	100	91.686	8.314	100	41.440	58.560
3.06	100	91.919	8.081	100	44.241	55.759

➢ **Suivant Y :**

Tableau IV.6 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx	Ty / Poteaux (kN)	Ty / Voiles (kN)
21.42	2235.996	2025.500	210.496	503.300	315.034	188.266
18.36	5016.587	4530.461	486.126	895.931	442.105	453.826
15.3	7900.268	7137.716	762.552	1259.683	543.866	715.817
12.24	10787.158	9745.647	1041.511	1549.660	601.705	947.955
9.18	13867.180	12635.278	1231.902	1776.641	731.544	1045.097
6.12	16884.278	15414.907	1469.371	1942.533	695.814	1246.719
3.06	20163.606	18432.395	1731.211	1958.023	652.621	1305.402

➢ **Valeurs en pourcentage**

Tableau IV.7 : distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Ty /Poteaux	Ty /Voiles (%)
21.42	100	90.586	9.414	100	62.594	37.406
18.36	100	90.310	9.690	100	49.346	50.654
15.3	100	90.348	9.652	100	43.175	56.825
12.24	100	90.345	9.655	100	38.828	61.172
9.18	100	91.116	8.884	100	41.176	58.824
6.12	100	91.297	8.703	100	35.820	64.180
3.06	100	91.414	8.586	100	33.331	66.669

IV.7. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

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

IV.7.1. Vérification de la participation massique modale (Dissipation énergétique) :

D'après RPA99 V2003 [Art 4.3.4] :

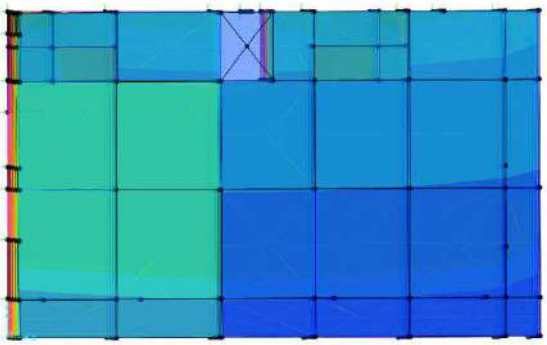
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

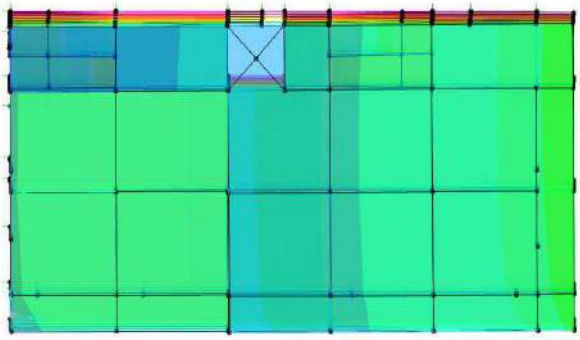
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.8 : Vérification de participation massique

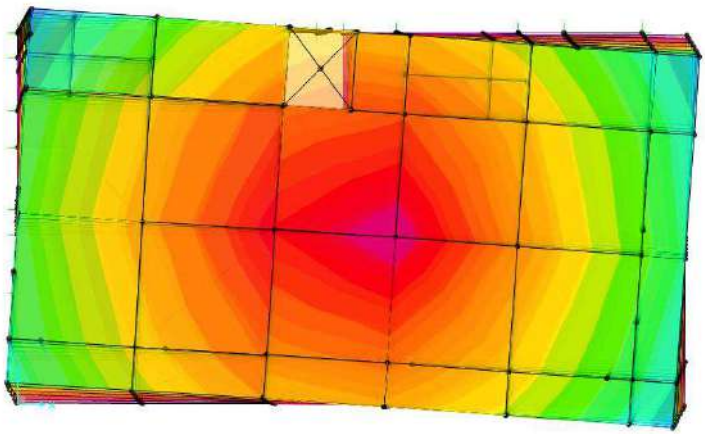
modes	Période (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.554	72.74%	0.01%	0.54%	72.74%	0.01%	0.54%
2	0.484	0.01%	72.77%	0.03%	72.74%	72.78%	0.57%
3	0.375	0.29%	0.19%	72.04%	73.03%	72.97%	72.61%
4	0.168	12.68%	0.00%	0.12%	85.72%	72.97%	72.73%
5	0.146	0.00%	14.15%	0.00%	85.72%	87.13%	72.73%
6	0.111	0.16%	0.00%	13.92%	85.88%	87.13%	86.65%
7	0.085	5.21%	0.14%	0.16%	91.09%	87.27%	86.81%
8	0.077	0.27%	4.64%	0.06%	91.36%	91.91%	86.87%
9	0.061	0.01%	0.01%	0.01%	91.36%	91.92%	86.88%
10	0.059	0.70%	0.28%	2.42%	92.06%	92.20%	89.30%
11	0.059	0.09%	0.15%	0.85%	92.15%	92.35%	90.15%
∑T	2.186						



Mode1



Mode2



Mode 3

Figure IV.3 : Vérification de comportement des trois premiers modes.

➢ **Commentaire :**

- La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 7^{eme} mod .
- La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 8^{eme} mode.
- Le mode retenu = 11^{eme} mode.

- La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 11 : T = 2.186 s

On remarque que la structure dans le sens X dissipé rapidement que le sens Y .

IV.7.2. Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99V2003]

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 : $E_d/v \geq 0.8$

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

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

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

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

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone A=0.15.
  [Tab 4.1 Art 4.2.3] RPA99v2003
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

T2 = 0.5s [**Tab4.7RPA99v2003]**

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

ξ = 7 % [**Tab4.2.] RPA99v2003.**

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$ **[Art 4.2.4 RPA99v2003].**

$$\begin{cases} Dx = 2.205 \\ Dy = 2.205 \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure
  R = 5
- Q : facteur de qualité

  $Q_x = 1.1$

  $Q_y = 1.1$
- W : poids total de la structure

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

$\beta_1 = 0.2$ $\beta_2 = 0.4$ **[Tab4.5 RPA99v2003]**

Poids de la structure W = 20424.77 KN

Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique.

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.205	2.205	5	1.1	1.1	20424.77	1486.208	1486.208

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	force statique (KN)	Force dynamique (KN)	Ed /V	Vérification
Suivant X	1486.208	1203.566	0.81	c.v
Suivant Y	1486.208	1234.304	0.83	c.v

IV.7.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

IV.7.3.1. Le moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

MRx = hi .Fiy

MRy = hi .Fix

Avec :

• Fix , Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

• hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

IV.7.3.1.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum Fi$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0{,}07\,TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de V soit (V – F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$\frac{(V - Ft)Wi.\,hi}{\sum_{j=1}^{n} W_j\,H_j}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

H_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

Tableau IV.4 : les forces sismiques de chaque niveau.

Niveau (m)	Wi (KN)	Wi×hi	Fix (KN)	Fiy (KN)
21.42	1977.06	42348.71	291.5877	291.5877
18.36	2623.27	48163.29	331.6234	331.6234
15.3	2691.05	41173.07	283.4929	283.4929
12.24	2691.05	32938.45	226.7943	226.7943
9.18	2738.31	25137.7	173.0831	173.0831
6.12	2785.57	17047.71	117.3803	117.3803
	2954.38	9040.394		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.5 : Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	Mrx	Mry
21.42	291.5877	291.5877	6245.809	6245.809
18.36	331.6234	331.6234	6088.606	6088.606
15.3	283.4929	283.4929	4337.441	4337.441
12.24	226.7943	226.7943	2775.962	2775.962
9.18	173.0831	173.0831	1588.903	1588.903
6.12	117.3803	117.3803	718.3674	718.3674
3.06	62.24669	62.24669	190.4749	190.4749
		∑Mr	21945.56	21945.56

IV.7.3.2. Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

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

Tableau IV.6 : Moment stabilisant

Niveau (m)	Wi	XG(m)	YG (m)	Msx	Msy
21.42	1977.06	13.1413	6.7941	25981.1386	13432.3433
18.36	2623.27	10.918	6.1267	28640.8619	16071.9883
15.3	2691.05	10.7048	6.0749	28807.152	16347.8596
12.24	2691.05	10.7048	6.0749	28807.152	16347.8596
9.18	2738.31	10.697	6.0909	29291.7021	16678.7724
6.12	2785.57	10.6894	6.1063	29776.072	17009.5261
3.06	2954.38	10.4702	6.066	30932.9495	17921.2691
			∑Ms	202237.028	113809.618

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.7 : Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN. m)	M_{Sy} (KN. m)	M_{Rx} (KN. m)	M_{Ry} (KN. m)	$\frac{M_{sx}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{sy}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$
202237.02	113809.61	21945.56	21945.56	9.22	5.19	c.v

Commentaire :

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

IV.7.4. Vérification des déplacements inter-étages [art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

niveau(m)	h étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage(cm)	δ adm(cm)	vérification
21.42	3.06	0.937	4.69	0.48	3.06	c.v
18.36	3.06	0.841	4.20	0.62	3.06	c.v
15.3	3.06	0.717	3.59	0.75	3.06	c.v
12.24	3.06	0.566	2.83	0.85	3.06	c.v
9.18	3.06	0.396	1.98	0.86	3.06	c.v
6.12	3.06	0.223	1.12	0.75	3.06	c.v
3.06	3.06	0.073	0.37	0.37	3.06	c.v
0	0	0.000	0.00	0.00	0	c.v

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

niveau(m)	h étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm(cm)	vérification
21.42	3.06	0.875	4.38	0.60	3.06	c.v
18.36	3.06	0.754	3.77	0.65	3.06	c.v
15.3	3.06	0.624	3.12	0.72	3.06	c.v
12.24	3.06	0.480	2.40	0.77	3.06	c.v
9.18	3.06	0.327	1.64	0.74	3.06	c.v
6.12	3.06	0.180	0.90	0.61	3.06	c.v
3.06	3.06	0.057	0.29	0.29	3.06	c.v
0	0	0	0.00	0.00	0	c.v

IV.7.5. Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec :

$$\bar{\delta} = \frac{H}{250}$$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements en tête.

	δ_{ek} (cm)	R	δk (cm)	$\bar{\delta}$ (cm)	vérification
δ_x	0.875	5	4.69	8.57	C.V
δ_y	0.875	5	4.38	8.57	C.V

- **Commentaire :**

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

IV.7.6. Vérification de cisaillement des éléments :

IV.7.6.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93] :

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau}$= min($\frac{0.2 \times fc28}{\gamma b}$;5MPA) …….fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}$= min($\frac{0.15 \times fc28}{\gamma b}$;4MPA)……. fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Tableau IV.11 : Vérification de cisaillement des poutres

section	T(v2) (kN)	Combinaison	situation	Ɣb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérif
PP (30x40)	224.839	ACC	accidentelle	1.15	rive	1.999	3.26	c.v
PS (30x35)	98.2	ACC	accidentelle	1.15	intermédiaire	1.007	4.35	c.v
Poutre Palière (30×35)	43.761	ACC	accidentelle	1.15	rive	0.449	3.26	c.v
Longrine (30x35)	12.72	ELU	durable	1.5	rive	0.130	2.50	c.v

IV.7.6.2. Les poteaux :

Tableau IV.12 : Vérification de cisaillement des poteaux.

	section	T (v2) (kN)	combinaison	Ɣb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
sens-X	Pot55×55	157.732	ACC	1.15	rive	0.546	3.26	c.v
sens-Y	Pot55×55	98.069	ACC	1.15	rive	0.340	3.26	c.v
sens-X	Pot50×50	102.654	ACC	1.15	rive	0.432	3.26	c.v
Sens-Y	Pot50×50	51.344	ACC	1.15	rive	0.216	3.26	c.v

IV.7.6.3. Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau_u = \frac{1.4Vu}{b_0 d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles

	b (cm)	L (cm)	1.4 Vu (kN)	τ (mpa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
suivant x	17	250	555.8	1.453	5	c.v
	17	80	226.8	1.853	5	c.v
	17	130	161	0.809	5	c.v
	17	100	315.84	2.064	5	c.v
suivant Y	17	215	635.6	1.932	5	c.v
	17	185	870.8	3.076	5	c.v
	17	80	140	1.144	5	c.v

IV.7.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{Bc \times F_{cj}} \leq 0{,}3$$

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

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc_j : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

section	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (MPa)	γ ≤ 0.3
pot 55×55	1519.45	280900	1.35G+1.5Q	25	0.22	c.v

IV.7.8. 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 :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage « k ».

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

$$\frac{1}{1-\Theta_k}$$

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

- **Suivant X**

Tableau IV.15 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi×hi	Edx (kN)	Vkx (kN)	hk (m)	Δx (cm)	θx	Vérification X
21.42	1987.1136	42563.97	1203.566	235.029	3.06	0.937	0.026	c.v
18.36	2648.8962	48633.73		268.545	3.06	0.841	0.027	c.v
15.3	2722.275	41650.81		229.987	3.06	0.717	0.028	c.v
12.24	2722.275	33320.65		183.990	3.06	0.566	0.027	c.v
9.18	2769.5592	25424.55		140.389	3.06	0.396	0.026	c.v
6.12	2816.6472	17237.88		95.184	3.06	0.223	0.022	c.v
3.06	2985.2811	9134.96		50.441	3.06	0.073	0.014	c.v
		217966.6						

➢ **Suivant Y**

Tableau IV.16 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Edy (kN)	Vky (kN)	hk (m)	Δy (cm)	θy	Vérif. Y
21.42	1987.1136	42563.97	1234.304	241.032	3.06	0.875	0.024	c.v
18.36	2648.8962	48633.73		275.404	3.06	0.754	0.024	c.v
15.3	2722.275	41650.81		235.861	3.06	0.624	0.024	c.v
12.24	2722.275	33320.65		188.689	3.06	0.48	0.023	c.v
9.18	2769.5592	25424.55		143.975	3.06	0.327	0.021	c.v
6.12	2816.6472	17237.88		97.615	3.06	0.18	0.017	c.v
3.06	2985.2811	9134.96		51.730	3.06	0.057	0.011	c.v
		217966.6						

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

IV.8. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.17 : Dimensions finales des poutres.

Elément	Section calculée(cm²)	Section adopté (cm2)
Poutre principale	30×35	30×40
Poutre secondaire	30×30	30×35
Poutre palière	30×30	30×35
Chainage	15×15	15×15
Longrine	30×35	30×35

Tableau IV.18 : Dimensions finales des poteaux et des voiles .

Niveau	Epaisseur des voile calculée (cm)	Epaisseur des voile adoptée(cm)	Section des poteaux calculée (cm^2)	Section des poteaux adoptée (cm^2)
3eme à 6eme étage	15	17	35×35	50×50
RDC à 2eme étage			40×40	55×55

IV.9. ETUDE DE DEUXIEME VARIANTE(R=4):

IV.9.1. Disposition optimale des voiles :

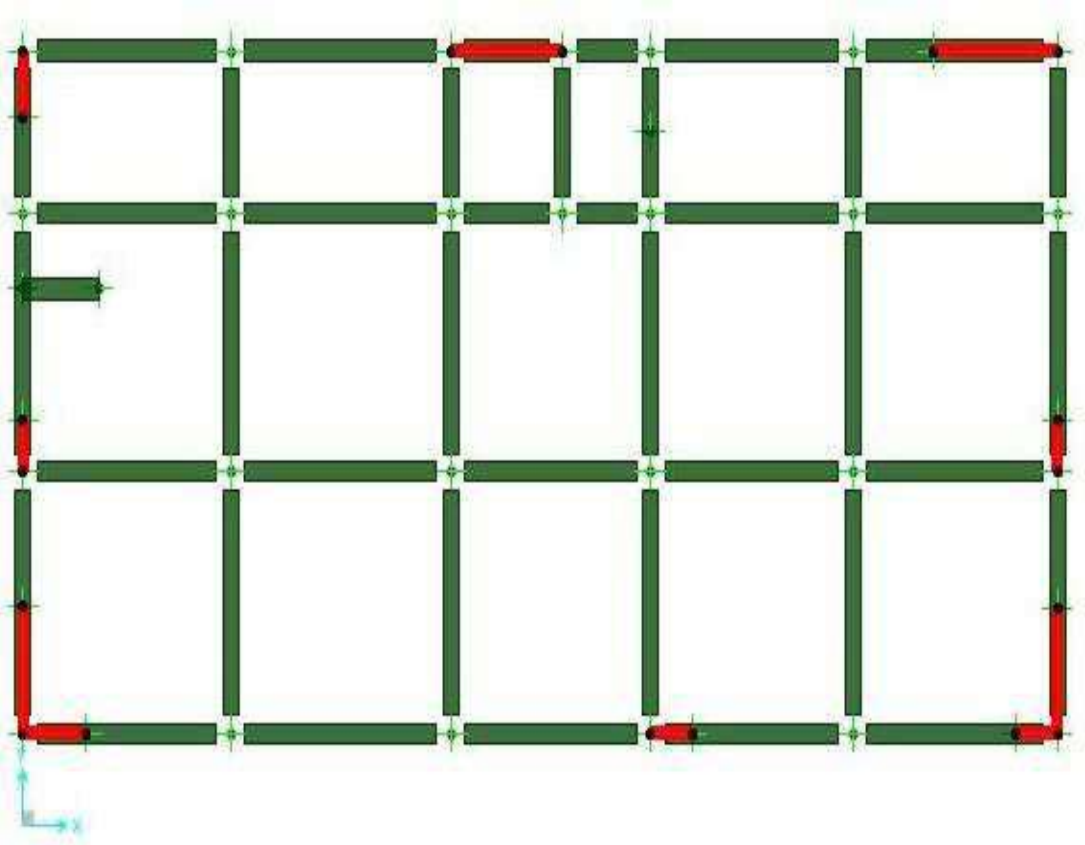


Figure IV.4 : Disposition optimale des voiles.

IV.9.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

IV.9.2.1. Calcul de centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] : YR (m) XR (m)

Tableau IV.19 : Calcul de centre de mass et centre de torsion.

	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Niveau (m)	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**YR (m)**	**XR (m)**
3.06	3067.123	10.4361	6.1074	$1.265.10^6$	$1.921.10^6$	10.0026	8.5042
6.12	2856.790	10.6605	6.1273	$4.553.10^5$	$6.638.10^5$	11.1405	9.0986
9.18	2809.527	10.6674	6.1127	$2.109.10^5$	$3.231.10^5$	11.6268	8.6176
12.24	2762.265	10.6745	6.0975	$1.170.10^5$	$1.832.10^5$	12.0425	8.1338
15.3	2762.265	10.6745	6.0975	$6.609.10^4$	$1.013.10^5$	12.6579	7.3805
18.36	2684.305	10.9205	6.1606	$3.124.10^4$	$5.320.10^4$	12.4097	6.0360
21.42	2003.364	13.1355	6.8160	$1.844.10^4$	$3.552.10^4$	11.5207	5.1938

IV.9.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

Tableau IV.27 : Excentricité théorique.

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
G_ DIAPH_ 3.06	3.06	0.434	2.397	Non
F_ DIAPH_ 6.12	6.12	0.480	2.971	Non
E_ DIAPH_ 9.18	9.18	0.959	2.505	Non
D_ DIAPH_ 12.24	12.24	1.368	2.036	Non
C_ DIAPH_ 15.3	15.3	1.983	1.283	Ok
B_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.489	0.125	Ok
A_ DIAPH_ 21.42	21.42	1.615	1.622	Ok

IV.9.2.3. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] :

Tableau IV.28 : Excentricité accidentelle.

niveau (m)	Lx	Ly	Ex	Ey
21.42	21.35	11.85	1.0675	0.5925
18.36	21.35	11.85	1.0675	0.5925
15.3	21.35	11.85	1.0675	0.5925
12.24	21.35	11.85	1.0675	0.5925
9.18	21.35	11.85	1.0675	0.5925
6.12	21.35	11.85	1.0675	0.5925
3.06	21.35	11.85	1.0675	0.5925
0	21.35	11.85	1.0675	0.5925

IV.9.2.4. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] :

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

IV.9.3. JUSTIFICATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

D'après l'art **[Art 3.4- 4b RPA99v2003]**, il faut que :

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Les tableaux c'est après résume les calculs :

- **Suivant X :**

Tableau. IV.29 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
21.42	2068.634	1803.292	265.342	351.011	0.000	351.011
18.36	4591.869	4017.828	574.041	474.225	0.000	474.225
15.3	7217.834	6361.241	856.593	745.421	0.000	745.421
12.24	9833.458	8689.940	1143.518	964.238	0.000	964.238
9.18	12634.095	11312.17	1321.924	1150.371	0.000	1150.371
6.12	15370.583	13799.25	1571.326	1319.271	0.000	1319.271
3.06	18221.093	16419.00	1802.084	1151.756	0.000	1151.756

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.30 : Distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
21.42	100	87.173	12.827	100	0.000	100.000
18.36	100	87.499	12.501	100	0.000	100.000
15.3	100	88.132	11.868	100	0.000	100.000
12.24	100	88.371	11.629	100	0.000	100.000
9.18	100	89.537	10.463	100	0.000	100.000
6.12	100	89.777	10.223	100	0.000	100.000
3.06	100	90.110	9.890	100	0.000	100.000

➢ **Suivant Y :**

Tableau. IV.31 : Efforts normaux et tranchants dans les poteaux et voiles selon Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Ty /Poteaux	Ty /Voiles
21.42	2018.182	1803.292	214.890	305.956	0.000	305.956
18.36	4564.457	4017.828	546.629	515.759	0.000	515.759
15.3	7189.910	6361.241	828.669	753.810	0.000	753.810
12.24	9809.892	8689.940	1119.952	948.887	0.000	948.887
9.18	12641.456	11312.171	1329.285	1111.356	0.000	1111.356
6.12	15402.616	13799.257	1603.359	1250.233	0.000	1250.233
3.06	18351.165	16419.009	1932.156	966.971	0.000	966.971

➢ **Valeurs en pourcentage :**

Tableau. IV.32 : distribution des efforts aux poteaux et voiles en pourcentage selon Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Ty /Poteaux	Ty /Voiles
21.42	100	89.352	10.648	100	0.000	100.000
18.36	100	88.024	11.976	100	0.000	100.000
15.3	100	88.475	11.525	100	0.000	100.000
12.24	100	88.583	11.417	100	0.000	100.000
9.18	100	89.485	10.515	100	0.000	100.000
6.12	100	89.590	10.410	100	0.000	100.000
3.06	100	89.471	10.529	100	0.000	100.000

IV.9.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

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

IV.9.4.1. Vérification de la participation massique modale (dissipation énergétique) :

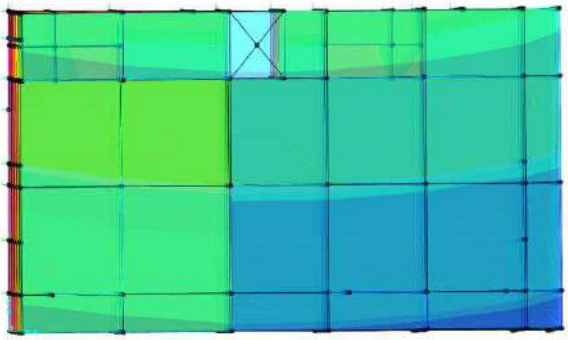
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

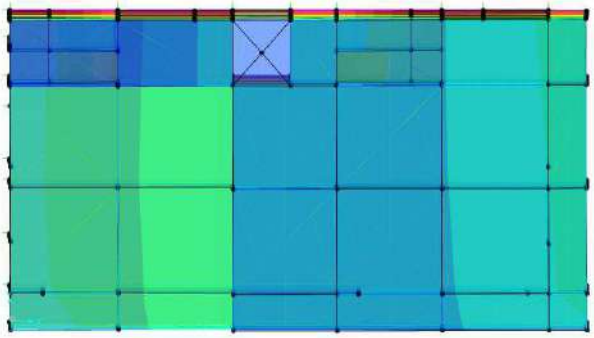
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.33 : vérification de participation massique

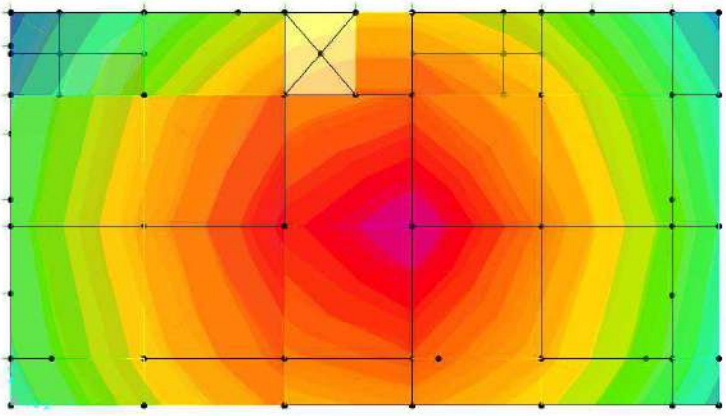
modes	Période (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.6579	68.7%	0.0%	1.6%	68.7%	0.0%	1.6%
2	0.5755	0.0%	71.6%	0.0%	68.7%	71.7%	1.6%
3	0.4123	1.0%	0.0%	69.4%	69.7%	71.7%	70.9%
4	0.1816	14.9%	0.1%	0.4%	84.6%	71.8%	71.3%
5	0.1723	0.2%	14.6%	0.0%	84.8%	86.5%	71.3%
6	0.1177	1.0%	0.2%	14.0%	85.9%	86.6%	85.3%
7	0.0942	1.0%	3.7%	1.6%	86.9%	90.3%	86.8%
8	0.0857	4.2%	1.6%	0.1%	91.1%	91.9%	87.0%
9	0.0757	0.0%	0.0%	0.0%	91.1%	91.9%	87.0%
10	0.0736	0.2%	0.0%	0.2%	91.3%	91.9%	87.2%
11	0.0718	0.0%	0.3%	0.0%	91.3%	92.2%	87.2%
12	0.0697	0.0%	0.0%	0.0%	91.3%	92.2%	87.2%
13	0.0686	0.0%	0.1%	0.0%	91.3%	92.2%	87.2%
14	0.0675	0.0%	0.0%	0.0%	91.4%	92.2%	87.2%
15	0.0668	0.0%	0.0%	0.0%	91.4%	92.2%	87.2%
16	0.0636	0.0%	0.1%	0.0%	91.4%	92.3%	87.2%
17	0.0623	1.6%	1.7%	0.7%	93.0%	93.9%	88.0%
18	0.0617	0.0%	0.1%	0.0%	93.1%	94.0%	88.0%
19	0.0604	0.0%	0.1%	0.0%	93.1%	94.2%	88.0%
20	0.0597	0.0%	0.0%	0.0%	93.1%	94.2%	88.0%
21	0.0577	0.0%	0.0%	0.0%	93.1%	94.2%	88.0%
22	0.0569	0.0%	0.0%	0.0%	93.1%	94.2%	88.0%
23	0.0556	0.0%	0.0%	0.1%	93.1%	94.2%	88.1%
24	0.0549	0.0%	0.0%	0.0%	93.1%	94.2%	88.2%
25	0.0539	0.0%	0.0%	0.0%	93.1%	94.3%	88.2%
26	0.0537	0.0%	0.6%	2.9%	93.1%	94.9%	91.1%
∑T	3.43						



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure IV.5 : Vérification de comportement des trois premiers modes.

Commentaire :

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 8^{eme} mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 7^{eme} mode

Le mode retenu = 26^{eme} mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 26 : T = 3.43 s

On remarque que la structure dans le sens X dissipé rapidement que le sens Y.

IV.9.4.2.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v 2003] :

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 : $E_d/v \geq 0.8$

Tableau IV.34 : Calcul de la force sismique.

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.205	2.205	4	1.15	1.15	20706.18	**1968.96**	**1968.96**

Tableau IV.35 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	force statique (KN)	Force dynamique (KN)	Ed /V	Vérification
Suivant X	1968.96	1577.4	0.80	c.v
Suivant Y	1968.96	1568.22	0.80	c.v

IV.9.4.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

IV.9.4.3.1. Le moment de renversement :

Tableau IV.36 : les forces sismiques de chaque niveau

niveau (m)	W (kN)	Wi*hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
21.42	3067.12	65697.77	532.636934	532.6369339
18.36	2856.79	52450.66	425.237555	425.237555
15.3	2809.53	42985.76	348.501988	348.5019877
12.24	2762.27	33810.12	274.111576	274.1115762
9.18	2762.27	25357.59	205.583682	205.5836822
6.12	2684.31	16427.95	133.187633	133.1876331
3.06	2003.36	6130.294	49.7006319	49.70063189
	∑ Wi*hi	242860.2		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.37 : Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mrx	Mry
21.42	532.6369	532.6369	11409.08	11409.08
18.36	425.2376	425.2376	7807.36	7807.36
15.3	348.502	348.502	5332.08	5332.08
12.24	274.1116	274.1116	3355.13	3355.13
9.18	205.5837	205.5837	1887.26	1887.26
6.12	133.1876	133.1876	815.11	815.11
3.06	49.70063	49.70063	152.08	152.08
		∑Mr	30758.10	30758.10

IV.9.4.3.2. Le moment stabilisant :

Tableau IV.38 : Moment stabilisant

Niveau	Wi	XG(m)	YG (m)	Msx	Msy
21.42	2003.36	13.1355	6.816	26315.19	13654.93
18.36	2684.31	10.9205	6.1606	29313.95	16536.93
15.3	2762.27	10.6745	6.0975	29485.80	16842.91
12.24	2762.27	10.6745	6.0975	29485.80	16842.91
9.18	2809.53	10.6674	6.1127	29970.35	17173.80
6.12	2856.79	10.6605	6.1273	30454.81	17504.41
3.06	3067.12	10.4361	6.1074	32008.80	18732.15
			∑Ms	207034.70	117288.03

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.39 : Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN. m)	M_{Sy} (KN. m)	M_{Rx} (KN. m)	M_{Ry} (KN. m)	$\frac{M_{sx}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{sy}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$
207034.70	117288.03	30758.10	30758.10	6.7	3.81	c.v

Commentaire :

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

IV.9.4.4. Vérification des déplacements inter-étages [Art4.4.1RPA99v2003]:

Tableau IV.40 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.

niveau(m)	h étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm(cm)	vérification
21.42	3.06	1.917	7.67	1.08	3.06	c.v
18.36	3.06	1.648	6.59	1.19	3.06	c.v
15.3	3.06	1.350	5.40	1.30	3.06	c.v
12.24	3.06	1.026	4.11	1.35	3.06	c.v
9.18	3.06	0.690	2.76	1.28	3.06	c.v
6.12	3.06	0.370	1.48	1.02	3.06	c.v
3.06	3.06	0.114	0.46	0.46	3.06	c.v

Tableau IV.41 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y.

niveau(m)	h étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm(cm)	vérification
21.42	3.06	1.542	6.17	1.03	3.06	c.v
18.36	3.06	1.285	5.14	0.95	3.06	c.v
15.3	3.06	1.048	4.19	1.02	3.06	c.v
12.24	3.06	0.794	3.18	1.05	3.06	c.v
9.18	3.06	0.530	2.12	1.00	3.06	c.v
6.12	3.06	0.279	1.12	0.79	3.06	c.v
3.06	3.06	0.081	0.32	0.32	3.06	c.v

IV.9.4.5. Vérification des déplacements en tête :

Tableau IV.42 : Vérification des déplacements en tête.

	δ_{ek} (cm)	R	δk (cm)	$\bar{\delta}$ (cm)	vérification
δ_x	1.917	4	7.67	8.57	C.V
δ_y	1.542	4	7.67	8.57	C.V

Commentaire :

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

IV.9.4.6. Vérification de cisaillement des éléments :

IV.9.4.6.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

Tableau IV.43 : Vérification de cisaillement des poutres

section	T(v2) (kN)	combinaison	situation	ϒb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérif.
PP(30x40)	210.005	ACC	accidentelle	1.15	rive	1.867	3.26	c.v
PS(30x35)	221.961	ACC	accidentelle	1.15	rive	2.277	3.26	c.v
PPalier(30x35)	87.294	ELU	durable	1.5	rive	0.895	2.50	c.v
Long(30x35)	12.035	ELU	durable	1.5	rive	0.123	2.50	c.v

IV.9.4.6.2. Les voiles :

Tableau IV.44 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles suivant x.

	b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
suivant x	20	215	526.82	1.361	5.00	c.v
	20	240	451.85	1.046	5.00	c.v
	20	120	307.202	1.422	5.00	c.v
	20	80	167.65	1.164	5.00	c.v
	20	80	165.886	1.152	5.00	c.v

Tableau IV.45 : Vérification de l'effort tranchant dans les voiles suivant y

	b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
suivant y	20	195	304.08	0.866	5.00	c.v
	20	80	92.288	0.641	5.00	c.v
	20	100	132.762	0.738	5.00	c.v
	20	190	833.196	2.436	5.00	c.v
	20	80	319.564	2.219	5.00	c.v

IV.9.4.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] :

Tableau IV.46 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

section	B (cm)	H (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (mpa)		verification
sens x	55	55	1489.654	280900	G+Q+Edx	25	0.212	0.3	c.v
sens y	55	55	1533.937	280900	G+Q+Edy	25	0.218	0.3	c.v

IV.9.4.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] :

- Suivant X

Tableau IV.47 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi×hi	Edx (kN)	Vkx (kN)	hk (m)	Δx (cm)	θx	Verif X
21.42	2004.183	42929.600	1577.398	306.389	3.06	1.92	0.041	c.v
18.36	2685.488	49305.560		351.894	3.06	1.65	0.041	c.v
15.3	2763.37	42279.561		301.749	3.06	1.35	0.040	c.v
12.24	2763.379	33823.759		241.400	3.06	1.03	0.038	c.v
9.18	2810.565	25800.987		184.142	3.06	0.69	0.034	c.v
6.12	2857.849	17490.036		124.826	3.06	0.37	0.028	c.v
3.06	3067.78	9387.407		66.998	3.06	0.11	0.017	c.v
		221016.909						

- **Suivant Y**

Tableau IV.48 : Vérification vis à vis de l'effet P-Δ suivant Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi×hi	Edy (kN)	Vky (kN)	hk (m)	Δy (cm)	θy	Vérif. Y
21.42	2004.183	42929.600	1568.222	304.606	3.06	1.54	0.033	c.v
18.36	2685.488	49305.560		349.847	3.06	1.28	0.032	c.v
15.3	2763.37	42279.561		299.994	3.06	1.05	0.032	c.v
12.24	2763.379	33823.759		239.996	3.06	0.79	0.030	c.v
9.18	2810.565	25800.987		183.070	3.06	0.53	0.027	c.v
6.12	2857.849	17490.036		124.100	3.06	0.28	0.021	c.v
3.06	3067.78	9387.407		66.608	3.06	0.08	0.012	c.v
		221016.909						

Commentaire :

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

IV.10. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants

Tableau IV.49 : Dimensions des éléments transversaux.

Elément	Section calculée(cm²)	Section adopté (cm2)
Poutre principale	30×35	30×40
Poutre secondaire	30×30	30×35
Poutre palière	30×30	30×35
Chainage	15×15	15×15
Longrine	30×35	30×35

Tableau IV.50 : Dimensions finales des poteaux et voiles.

Niveau	Epaisseur des voile calculée (cm)	Epaisseur des voile adoptée(cm)	Section des poteaux calculée (cm²)	Section des poteaux adoptée (cm²)
3eme à 6eme étage	15	20	35×35	50×50
RDC à 2emeétage			40×40	55×55

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. INTRODUCTION :

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

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

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

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation

E : charges sismique.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

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 poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V.1: Les donnés de ferraillage.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs=1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14.16MPa$	$\overline{\sigma s} = 348MPa$	$\overline{\sigma b} = 18.48MPa$	$\overline{\sigma s} = 400MPa$

V.3. Recommandation des règlements :

V.3.1. Recommandations du RPA99v2003 :

1- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de :
   - 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en Zone I et IIa
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0,003.St.b$$

Avec :
b : largeur de la poutre.
St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
- $S_t \leq \min(h/4 ; 12Ø_l)$ en zone nodale.

V.3.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$ ..... [A.7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$\Phi_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l]$ ……..[A.6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

St =min [0.9d ; 40cm]……[Art A.5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ MPa …… [Art A.5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s (\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e (cos\alpha + \sin \alpha)})$ …… [Art A.5.1.2.3 CBA93]

Avec : K = 1, α = 90°

V.4. 1er VARIANTE R=5 :

V.4.1. ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

V.4.1.1. Poutres principales (30x40) :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).

Usage		section	position	M_u (KN. m)	combinaison	A calculé (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	inter	30×40	travée	29.9275	1.35G+1.5Q	2.35	3HA12	3.39cm²
			Appui	-53.77	1.35G+1.5Q	4.33	5HA12	5.65cm²
	Rive	30×40	travée	20.2352	1.35G+1.5Q	1.58	3HA12	3.39cm²
			Appui	-40.8634	G+Q+Edy	2.80	3HA12	3.39cm²
Habitation	inter	30×40	travée	31.8412	1.35G+1.5Q	2.51	3HA12	3.39cm²
			Appui	-60.6822	G+Q+Edy	4.22	5HA12	5.65cm²
	Rive	30×40	travée	89.7913	0.8G+Edy	6.38	3HA12+ 2HA14	6.47cm²
			Appui	-119.30	G+Q+Edy	8.68	6HA14	9.24cm²
Restaurant	Inter	30×40	travée	39.6984	1.35G+1.5Q	3.15	3HA12	3.39cm²
			Appui	-54.4538	G+Q+Edy	3.77	4HA12	4.52cm²
	Rive	30×40	travée	61.6203	0.8G+Edy	4.28	3HA14	4.62cm²
			Appui	-77.366	G+Q+Edy	5.44	5HA12	5.65cm²

Le choix :

Tableau V.3: Choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).

Usage	postions	Section	M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisies}$(cm^2)	
Terrasse	intermédiaire + rive	travée	29.93	1.35G+1.5Q	2.35	3HA12	3.39cm²
		Appui	-53.77	1.35G+1.5Q	4.33	5HA12	5.65cm²
Habitation	Intermédiaire + rive	travée	89.80	0.8G+Edy	6.38	3HA12+ 2HA14	6.47cm²
		Appui	-119.30	G+Q+Edy	8.68	6HA14	9.24cm²
Restaurant	Intermédiaire + rive	travée	61.62	0.8G+Edy	4.28	3HA14	4.62cm²
		Appui	-77.37	G+Q+Edy	5.44	5HA12	5.65cm²

V.4.1.2. Poutres secondaires (30x35) :

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).

Usage	postions	Section	M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)	
Terrasse	intermédiaire	30×35	-28.64	G+Q+Edx	2.26	3HA12	3.39cm²
	rive	30×35	-28.64	G+Q+Edx	2.26	3HA12	3.39cm²
Habitation	Intermédiaire	30×35	-34.26	G+Q+Edx	2.72	3HA12	3.39cm²
	rive	30×35	-37.10	G+Q+Edx	2.95	3HA12	3.39cm²
Restaurant	Intermédiaire	30×35	-28.40	G+Q+Edx	2.24	3HA12	3.39cm²
	rive	30×35	-28.40	G+Q+Edx	2.24	3HA12	3.39cm²

Le choix :

Tableau V.5 : Choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).

Usage	Section	M_u $(KN.m)$	Combinaison	A calculé (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30×35	-28.64	G+Q+Edx	2.26	3HA12	3.39cm²
Habitation	30×35	-37.10	G+Q+Edx	2.95	3HA12	3.39cm²
Restaurant	30×35	-29.26	G+Q+Edx	2.24	3HA12	3.39cm²

V.4.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

Pour fc28 = 25 $\quad \overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28 =15 MPa

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$.

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:
  - $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
  - $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3}$fe ; $110\sqrt{\eta . f_{tj}}$] = [333.33 ; 201.63] = 201.63 MPa

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

V.4.2.1. Poutres principales :

Tableau V.6 : Vérification à l'E.L.S des poutres principales.

Usage	Position		M_{ser} max $(KN.m)$	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Terrasse	inter	Travée	21.87	3.39	3.39	3.77	15	c.v
	inter	Appui	-39.21	3.39	5.65	5.64	15	c.v
Habitation	inter	Travée	23.13	6.47	4.62	3.03	15	c.v
	inter	Appui	-37.42	3.39	9.24	4.98	15	c.v
Restaurant	inter	Travée	28.36	4.62	3.39	4.37	15	c.v
	inter	Appui	-35.72	4.62	5.65	4.90	15	c.v

V.4.2.2. Poutres secondaire :

Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Usage		Position	$M_{ser}\ max$ $(KN.m)$	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	inter	Travée	12.68	3.39	3.39	1.71	15	c.v	-	-	-
	inter	Appui	-15.80	3.39	3.39	3.41	15	c.v	-	-	-
Habitation	inter	Travée	11.60	3.39	3.39	1.56	15	c.v	-	-	-
	rive	Appui	-14.94	3.39	3.39	3.22	15	c.v	147.56	201.63	c.v
Restaurant	inter	Travée	8.33	3.39	3.39	1.12	15	c.v	-	-	-
	rive	Appui	-16.57	3.39	3.39	3.57	15	c.v	163.66	201.63	c.v

V.4.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

V.4.3.1. Poutres principales :

Tableau V.8 : Vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.

Usage	Position	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} RPA = 6 cm^2	A_{min} CBA = 1.2cm^2	At_{max} RPA = 48 cm^2	Aa_{max} RPA = 72 cm^2
Terrasse	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	5.65	9.04	c.v	c.v	-	c.v
Habitation	Travée	6.47	11.09	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	9.24	12.63	c.v	c.v	-	c.v
Restaurant	Travée	4.62	8.01	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	5.65	10.27	c.v	c.v	-	c.v

V.4.3.2. Poutres secondaires :

Tableau V.9 : Vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.

Usage	Position	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{totale} (cm²)	A_{min} RPA = 5.25 cm²	A_{min} CBA= 1.05cm²	At_{max} RPA = 42 cm²	Aa_{max} RPA = 63 cm²
Terrasse	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	3.39	6.78	c.v	c.v	-	c.v
Habitation	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	3.39	6.78	c.v	c.v	-	c.v
Restaurant	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	3.39	6.78	c.v	c.v	-	c.v

V.4.4. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires.

	CBA93			RPA99V2003			$St_{adopté}$		
élément	τ (mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szone.n (cm)	S zone.c (cm)	At (cm²)	Szone.n (cm)	Szone.c (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PP30×40	1.999	33.75	1.14	10	20	1.80	10	15	4HA8=2.01
PS30×35	1.007	29.25	1	8.75	17.5	1.58	10	15	4HA8=2.01

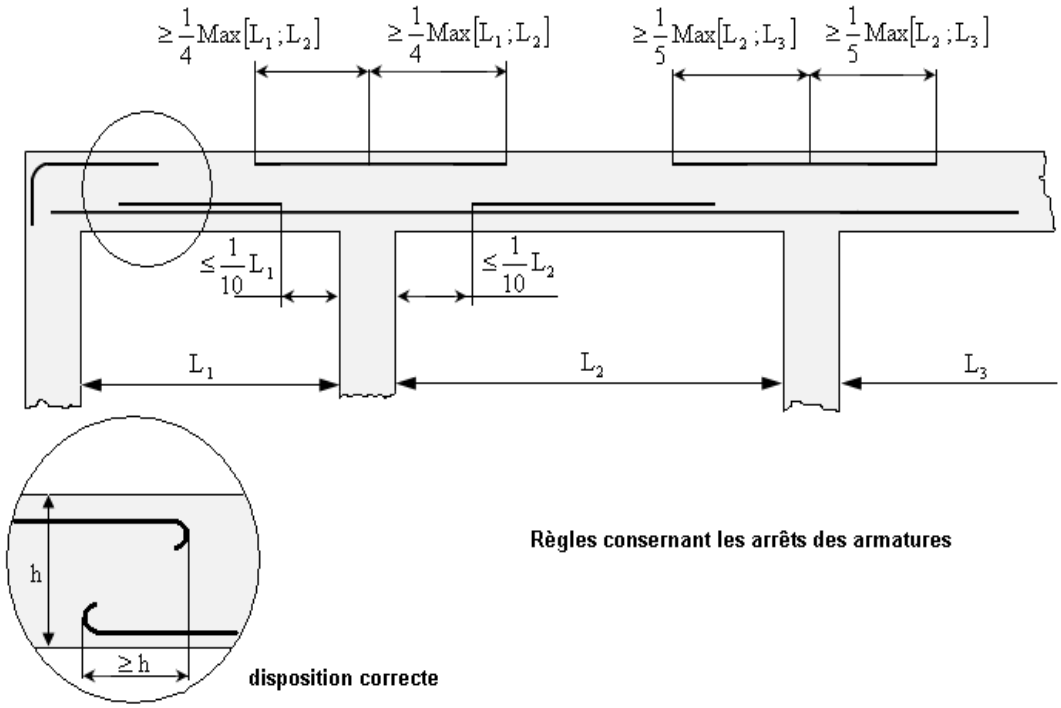


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.4.5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec : $Mt = K \times M_0$

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

Tableau V.11 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

		1ere condition			3ere condition			3ere condition		
	L	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30×40	3.95	0.10	0.06	C.V	0.10	0.075	C.V	0.004	0.011	C.V
PS30×35	4.25	0.08	0.06	C.V	0.08	0.076	C.V	0.003	0.011	C.V

Commentaire :

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- ✓ Donc, On garde h=40cm et b=30cm

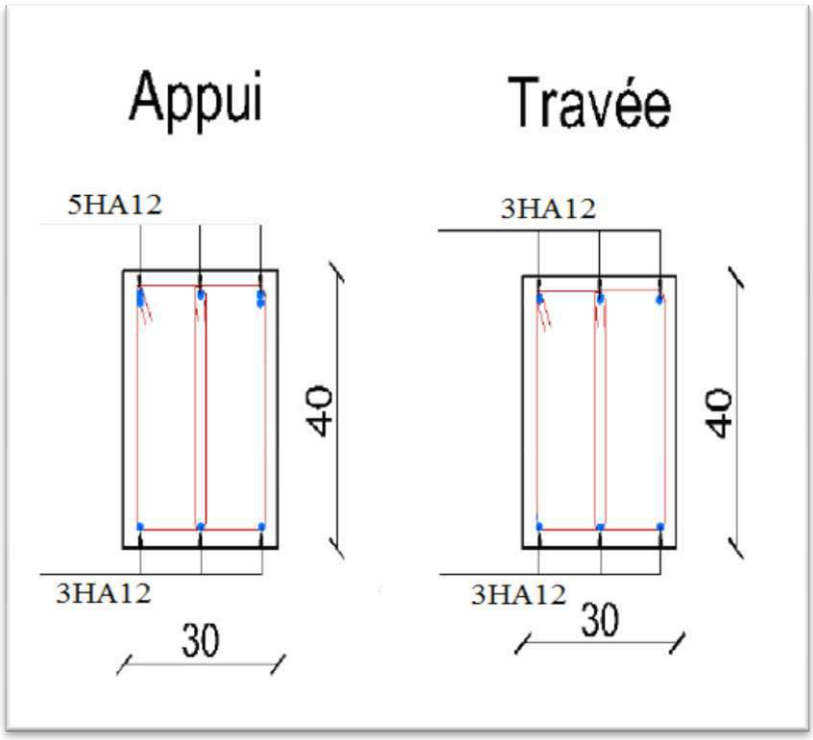


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales de plancher terrasse.

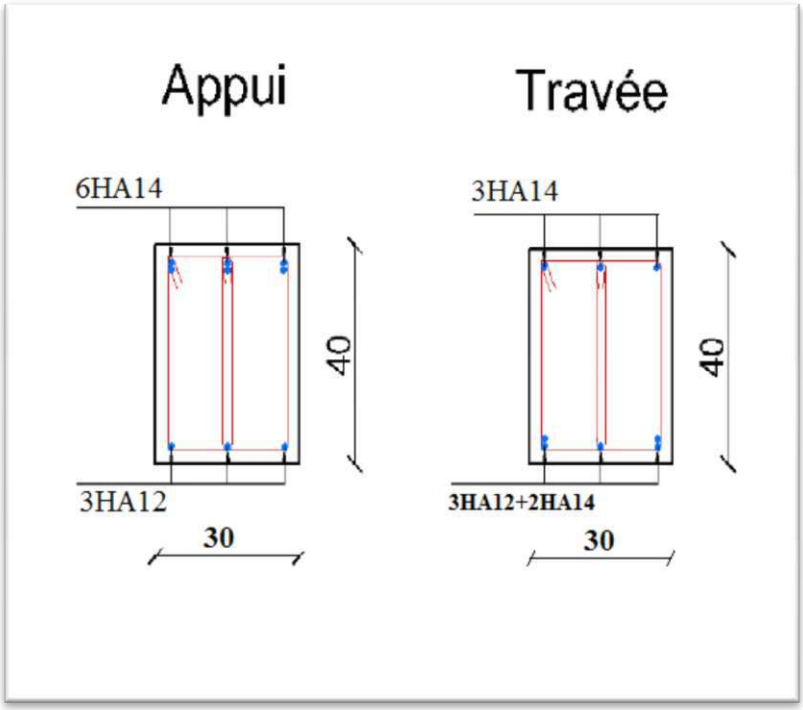


Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales de plancher habitation.

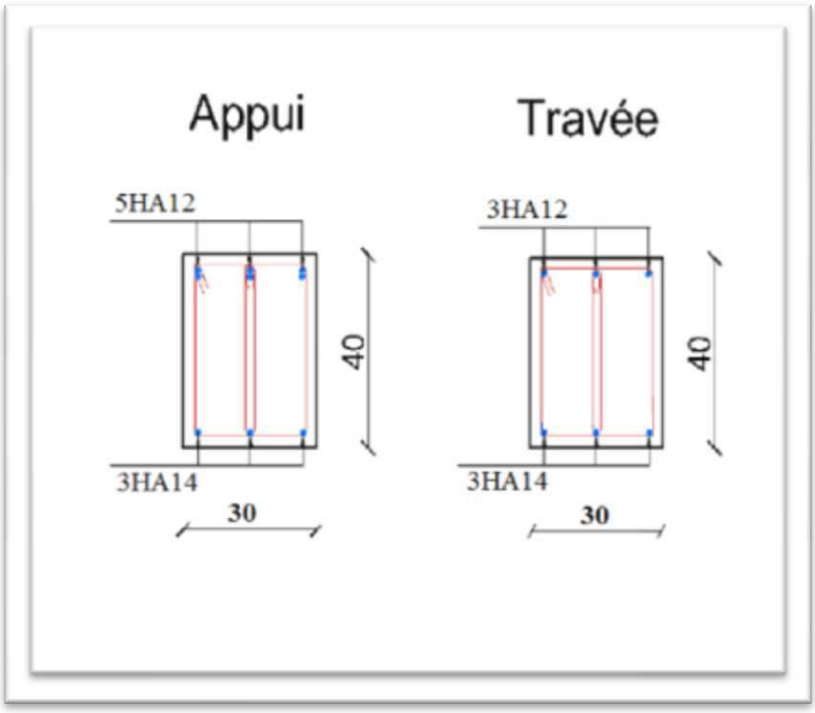


Figure V.4 : Ferraillage des poutres principales de plancher restaurant.

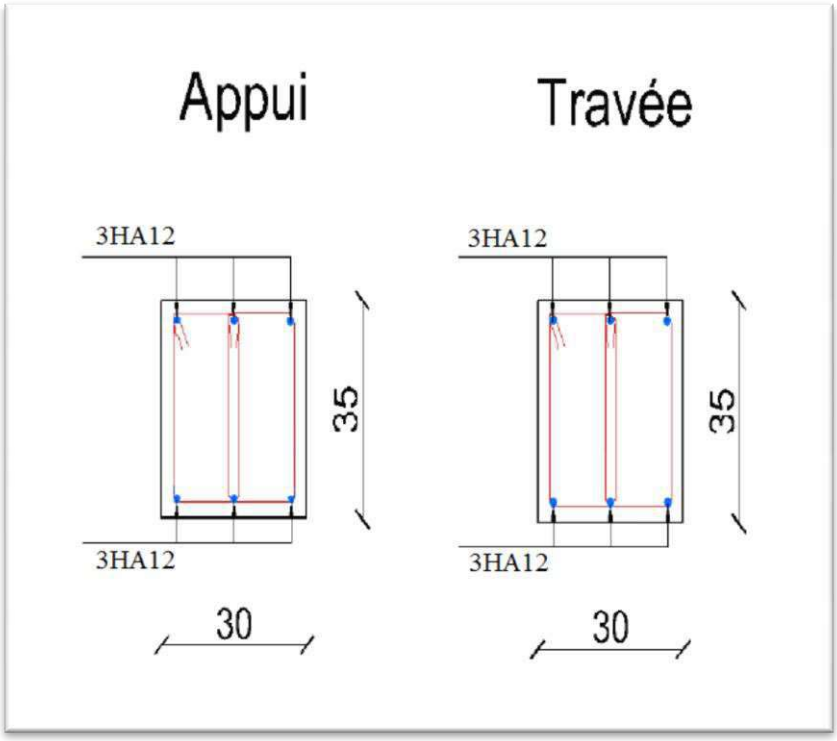


Figure V.5 : Ferraillage des poutres secondaire.

V.4.6. ferraillages des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.
Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Tableau V.12 : Les donnés de ferraillage.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs =1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14.16MPa$	$\overline{\sigma s} = 348MPa$	$\overline{\sigma b} = 18.48MPa$	$\overline{\sigma s} = 400MPa$

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1) (Nmax ; Mcorr).
2) (Mmax ; Ncorr).
3) (Nmin ; Mcorr).

V.4.6.1. Recommandations du règlement RPA99v2003:

1- Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,8% en zone Iia

2. Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

3. Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4. La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 Φ en zone I, IIa.
- 50 Φ en zone IIb, III.

5. La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I, IIa.
- 20 cm en zone IIb, III.

6. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales (zones critiques).

2- Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l'effort tranchant de calcul.

h_I: Hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}\left(10\phi_l ; 15\text{cm}\right) \ldots\ldots\ldots \text{zone I et IIa} \\ 10\ \text{cm} \ldots\ldots\ldots \text{zone IIb et III} \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\phi_l \ldots\ldots\ldots \text{zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots \text{zone IIb et III} \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t . b} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si 3 < λ_g < 5 interpoler entre les valeurs limites précédentes $\lambda\lambda gg$ est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b}\right)$$

a, b : dimension de la section droite du Poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $Ø_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

V.4.6.2. Détermination des armatures :

Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poteaux.

Etage	Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	combinaison	A_{cal} (cm^2)	A (cm^2) (RPA)	A_{adop} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC à 2^{eme}	55 x 55	Nmax→Mcorr	-1519.44	7.08	1.35G+1.5Q	22.25	24.20	24.20	4HA20 + 8HA14 = 24.88
		Mmax→ Ncorr	-679.70	92.38	G+Q+Edx	13.12	24.20		
		Nmin→Mcorr	-18.77	1.83	0.8G+Edy	4.40	24.20		
3^{eme} à 6^{eme}	50 x 50	Nmax→Mcorr	-834.46	4.37	1.35G+1.5Q	12.28	20.00	20.00	4HA16 + 8HA14 = 20.36
		Mmax→ Ncorr	-531.70	-75.98	G+Q+Edx	10.86	20.00		
		Nmin→Mcorr	-0.69	11.06	0.8G+Edy	4.00	20.00		

V.4.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

Tableau V.14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S.

section	N_{ser} (KN)	Mser (KN.m)	$A_{Choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma'_s}$ (MPa)	vérification
55×55	-1106.06	5.01	24.88	3.04	45.52	15	201.63	c.v
50×50	-609.17	3.18	20.36	2.05	30.67	15	201.63	c.v

V.4.6.4. Déterminations des armatures transversales :

Tableau V.15 : Déterminations des armatures transversales.

Section	Tu (kN)	λ_g	ρ_a	$S_{tfinale}$	A_t (cm²)	zone	choix
55×55	157.732	3.89	2.5	15	0.48	courante	4HA10 = 3.14cm²
				10		nodale	
50×50	102.654	4.28	2.5	15	0.31	courante	4HA10 =3.14cm²
				10		nodale	

V.4.6.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Tableau V.16 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.

Section	zone	$\frac{A_t}{S_t.b}\%$	λ_g	$0.3\% \leq \frac{A_t}{S_t.b}\% \leq 0.8\%$
55×55	courante	0.381	3.89	c.v
	nodale	0.381		c.v
50×50	courante	0.419	4.28	c.v
	nodale	0.628		c.v

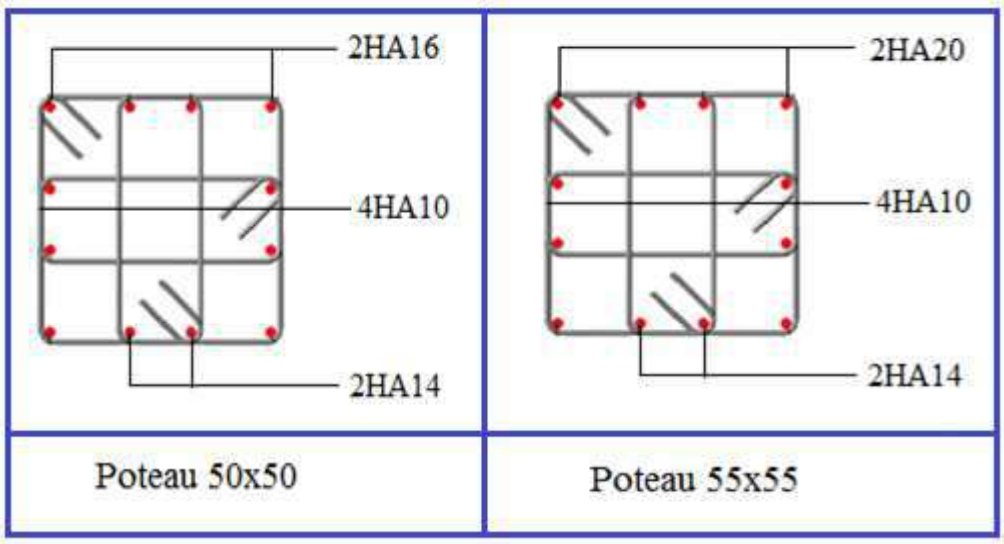


Figure V.6 : Ferraillage des poteaux

V.4.7. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.7.1. Voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux ;
- ✓ Les aciers longitudinaux ;
- ✓ Les aciers transversaux .

Tableau V.17 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs=1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14.16MPa$	$\overline{\sigma s} = 348MPa$	$\overline{\sigma b} = 18.48MPa$	$\overline{\sigma s} = 400MPa$

V.4.7.2. Recommandations des règlements :

1) Armatures verticales

L'acier choisi pour le ferraillage est de type haut adhérence Fe E400.

a) **Selon le CBA93**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA99 version 2003 :

Av =0.2%Bt → dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B → dans la section globale du voile.

Av =0.10%B → dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.
a : épaisseur du voile.

$$Sv \leq \min [1.5a; 30cm]$$

$$Sv = \begin{cases} Sv \text{ (zone courante)} \\ \frac{Sv}{2} \text{ (zone d'extrémité) L /10} \end{cases}$$

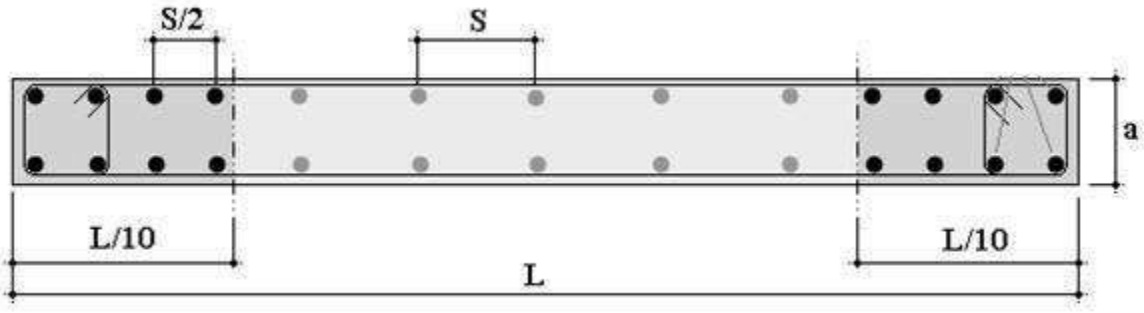


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales des voiles

1- Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V "

a) **Selon le CBA93 :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_h \leq \min [0.9d; 40cm]$

$\Phi_h \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \phi_v]$

Φ_h : Diamètre d'armatures horizontales

ϕ_v : Diamètre d'armatures verticales

b) **Selon le RPA99 version2003 :**

$\Phi_h \leq \frac{a}{10}$; $S_h \leq \frac{A_h.h}{0.003}$; $S_h \leq [1.5a ; 30 \text{ cm}]$

2) Armatures transversales :

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile

V.4.7.3. Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003) :

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- ✓ 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10Ø dans l'extrémité de l'armature. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

V.4.7.4. Armatures verticaux :

Tableau V.18 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

L_{voile} (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_v		$A_{choisie}$ (cm^2)
							Z_{cour}	$Z_{d'extr}$	
0.80	1360	635.21	225.54	G+Q+Edy	3.88	3.88	20	10	2×(4HA10) = 6.28
1.00	1700	501.40	237.75	G+Q+Edx	4.68	4.68	20	10	2× (5HA10) = 7.86
1.30	2210	494.45	177.63	G+Q+Edx	5.88	5.88	20	10	2× (7HA10) = 11.00
2.5	4250	1056.35	950.35	G+Q+Edx	10.68	10.68	20	10	2× (13HA10) = 20.42
2.15	3655	902.18	807.45	G+Q+Edy	9.28	9.28	20	10	2× (11HA10) = 17.28
1.85	3145	750.02	866.56	G+Q+Edy	8.08	8.08	20	10	2× (9HA10) = 14.14

Tableau V.19 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

L_{voile} (m)	S (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	Vérification
0.80	1360	2×(4HA10)= 6.28	2.04	1.36	c.v
1.00	1700	2× (5HA10)= 7.86	2.55	1.70	c.v
1.30	2210	2× (7HA10)= 11.00	3.32	2.21	c.v
2.5	4250	2× (13HA10)= 20.42	6.38	4.25	c.v
2.15	3655	2× (11HA10)= 17.28	5.48	3.66	c.v
1.85	3145	2× (9HA10)=14.14	4.72	3.15	c.v

Tableau V.20 : Vérification des armatures à ELS.

L_{voile} (m)	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma'_s}$ (MPa)	vérif
0.80	1360	298.30	27.64	6.28	6.28	3.04	44.6	15	201.63	c.v
1.00	1700	252.16	17.82	7.86	7.86	1.76	26.05	15	201.63	c.v
1.30	2210	283.90	-22.11	11	11	1.44	21.48	15	201.63	c.v
2.5	4250	402.71	-67.48	20.42	20.42	1.08	16.17	15	201.63	c.v
2.15	3655	416.80	39.07	17.28	17.28	1.21	18.09	15	201.63	c.v
1.85	3145	673.05	28.82	14.14	14.14	2.10	31.42	15	201.63	c.v

V.4.7.8. Calcul des armatures horizontaux :

Selon le CBA93, les armatures horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

$\Phi_h \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \phi_v]$

Et on doit vérifier que :

- Sh $\leq$ Min [0.9d, 40cm] **CBA93**
- $S_h \leq$ Min (1,5a, 30cm) **RPA99V2003 [Art 7.7.4.3]**

Tableau V.21 : Calculs des armatures horizontaux des voiles.

L_{voile} (m)	Eps	1.4 Vu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	S_h (cm)		$S_{h\ Choisie}$ (cm)	A_{Min} =0.15% (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
					RPA	CBA			
0.80	17	226.8	1.853	5	25.5	40	20	2.04	2×(13HA10) = 20.42
1.00	17	315.84	2.064	5	25.5	40	20	2.55	2×(13HA10) = 20.42
1.30	17	161	0.809	5	25.5	40	20	3.32	2×(13HA10) = 20.42
2.5	17	555.8	1.453	5	25.5	40	20	6.37	2×(13HA10) = 20.42
2.15	17	635.6	1.932	5	25.5	40	20	5.48	2×(13HA10) = 20.42
1.85	17	870.8	3.076	5	25.5	40	20	4.72	2×(13HA10) = 20.42

V.4.7.9. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par 1m² au moins.
Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 40ϕ = 40 cm

Dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt $\geq$ Øv/ 3

- ✓ Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Øv = 10mm ⇒ Øt $\geq$ 3.33 mm ⇒ On adopte: Øt = 6mm.

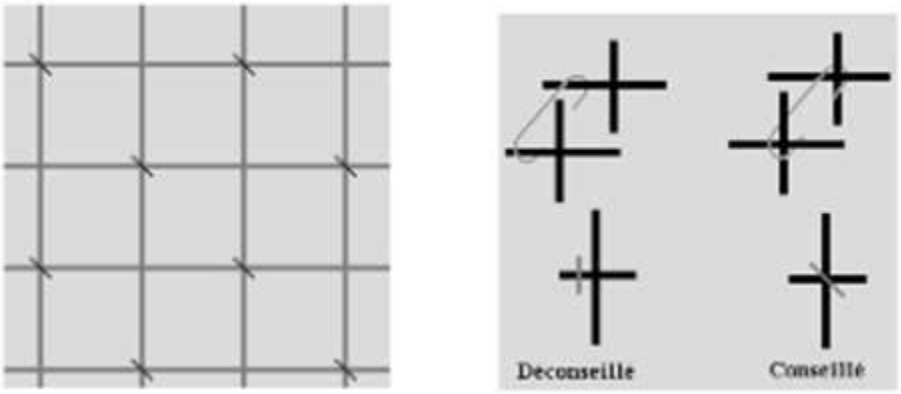


Figure V.8 : Disposition des épingles

V.5. 2eme VARIANTE R=4 :

V.5.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

V.5.1.1. Poutres principales (30x40) :

Tableau V.22 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).

Usage		section	position	M_u (KN. m)	combinaison	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{choisies}$(cm²)	
Terrasse	inter	30×40	travée	32.9637	1.35G+1.5Q	2.6	3HA12	3.39cm²
			Appui	-52.0518	1.35G+1.5Q	4.18	3HA14	4.62cm²
	Rive	30×40	travée	65.1582	0.8G+Edy	4.54	3HA14	4.62cm²
			Appui	-71.544	G+Q+Edy	5.01	5HA12	5.65cm²
Habitation	inter	30×40	travée	34.14	1.35G+1.5Q	2.69	3HA12	3.39cm²
			Appui	-47.6134	G+Q+Edy	3.27	3HA12	3.39cm²
	Rive	30×40	travée	150.5646	0.8G+Edy	11.25	5HA16+ 1HA14	11.59cm²
			Appui	-175.1542	G+Q+Edy	13.4	7HA16	14.07cm²
Restaurant	Inter	30×40	travée	41.4056	1.35G+1.5Q	3.29	3HA12	3.39cm²
			Appui	-53.0303	1.35G+1.5Q	4.26	4HA12	4.52cm²
	Rive	30×40	travée	86.9419	0.8G+Edy	6.16	3HA14+2 HA12	6.88cm²
			Appui	-101.6425	G+Q+Edy	7.28	5HA14	7.70cm²

Le choix :

Tableau V.23 : Choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).

Usage		section	position	M_u (KN. m)	combinaison	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{choisies}$(cm²)	
Terrasse	Rive	30×40	travée	65.1582	0.8G+Edy	4.54	3HA14	4.62cm²
			Appui	-71.5441	G+Q+Edy	5.01	5HA12	5.65cm²
Habitation	inter	30×40	travée	34.14	1.35G+1.5Q	2.69	3HA12	3.39cm²
			Appui	-47.6134	G+Q+Edy	3.27	3HA12	3.39cm²
	Rive	30×40	travée	150.5646	0.8G+Edy	11.25	5HA16+ 1HA14	11.59cm²
			Appui	-175.1542	G+Q+Edy	13.4	7HA16	14.07cm²
Restaurant	Rive	30×40	travée	86.9419	0.8G+Edy	6.16	3HA14+2 HA12	6.88cm²
			Appui	-101.6425	G+Q+Edy	7.28	5HA14	7.70cm²

V.5.1.2. poutres secondaires (30x35)

Tableau V.24 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).

Usage	postions	Section	M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{choisies}$(cm²)	
Terrasse	inter	30x35	-29.2433	G+Q+Edx	2.3	3HA12	3.39cm²
	rive	30x35	-92.8	G+Q+Edx	7.81	3HA12+3HA14	8.01cm²
Habitation	Inter	30x35	-31.2413	G+Q+Edx	2.47	3HA12	3.39cm²
	rive	30x35	-121.1454	G+Q+Edx	10.55	7HA14	10.78cm²
Restaurant	Inter	30x35	-20.3873	1.35G+1.5Q	1.84	3HA12	3.39cm²
	rive	30x35	-70.1282	G+Q+Edx	5.76	3HA12+2HA14	6.47cm²

Le choix :

Tableau V.25 : Choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).

Usage	Section	M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisies}$(cm^2)	
Terrasse	30×35	-92.8	G+Q+Edx	7.81	3HA12+3HA14	8.01
Habitation	30×35	--121.1454	G+Q+Edx	10.55	7HA14	10.78
Restaurant	30×35	-70.1282	G+Q+Edx	5.76	3HA12+2HA14	6.47

V.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

Pour fc28 = 25 $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28 =15 MPa

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$.

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:
  - $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
  - $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3}$fe ; $110\sqrt{\eta . f_{tj}}$] = [333.33 ; 201.63] = 201.63 MPa

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

V.5.2.1. Poutres principales :

Tableau V.26 : Vérification à l'E.L.S des poutres principales.

Usage		Position	M_{ser} max ($KN.m$)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Terrasse	inter	Travée	24.09	4.62	4.62	3.54	15	c.v
	inter	Appui	-37.904	3.39	5.65	5.45	15	c.v
Habitation	inter	Travée	24.7898	3.39	3.39	2.59	15	c.v
	inter	Appui	-34.0632	3.39	3.39	3.37	15	c.v
Restaurant	inter	Travée	29.5847	6.88	4.62	3.80	15	c.v
	inter	Appui	-38.0357	4.62	7.70	4.17	15	c.v

V.5.2.2. poutres secondaire :

Tableau V.27 : Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Usage		Position	M_{ser} max ($KN.m$)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	inter	Travée	10.52	3.39	3.39	1.4	15	c.v	-	-	-
	inter	Appui	-19.80	8.01	8.01	3.19	15	c.v	-	-	-
Habitation	inter	Travée	8.7859	4.62	4.62	1.1	15	c.v	-	-	-
	inter	Appui	-16.8104	10.78	10.78	2.36	15	c.v	-	-	-
Restaurant	inter	Travée	13.4984	3.39	3.39	2.90	15	c.v	-	-	-
	inter	Appui	-13.8571	6.47	6.47	2.38	15	c.v	-	-	-

V.5.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

V.5.3.1. Poutres principales :

Tableau V.28 : Vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.

Usage	Position		$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} RPA = 6 cm^2	A_{min} CBA = 1.2cm^2	At_{max} RPA = 48 cm^2	Aa_{max} RPA = 72 cm^2
Terrasse	Travée		4.62	9.24	c.v	c.v	c.v	-
	Appui		5.65	10.27	c.v	c.v	-	c.v
Habitation	Rive	Travée	11.59	23.18	c.v	c.v	c.v	-
		Appui	14.07	25.66	c.v	c.v	-	c.v
	Intermédiaire	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
		Appui	3.39	6.78	c.v	c.v	-	c.v
Restaurant	Travée		6.88	13.76	c.v	c.v	c.v	-
	Appui		7.70	14.58	c.v	c.v	-	c.v

V.5.3.2. Poutres secondaires :

Tableau V.29 : Vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.

Usage	Position	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{totale} (cm²)	A_{min} RPA = 5.25 cm²	A_{min} CBA = 1.05cm²	At_{max} RPA = 42 cm²	Aa_{max} RPA = 63 cm²
Terrasse	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	8.01	16.02	c.v	c.v	-	c.v
Habitation	Travée	4.62	9.24	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	10.78	21.56	c.v	c.v	-	c.v
Restaurant	Travée	3.39	6.78	c.v	c.v	c.v	-
	Appui	6.47	12.94	c.v	c.v	-	c.v

V.5.4. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires.

	CBA93			RPA99V2003			$St_{adopté}$		
élément	τ (mpa	St (cm)	At (cm²)	Szone.n (cm)	S zone.c (cm)	At (cm²)	Szone.n (cm)	Szone.c (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PP30×40	1.867	33.75	1.14	10	20	1.80	10	15	4ϕ8=2.01
PS30×35	2.277	29.25	1	8.75	17.5	1.57	10	15	4ϕ8=2.01

V.5.5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec : $Mt = K \times M_0$

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

Tableau V.31 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

		1ere condition			3ere condition			3ere condition		
	L	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30×40	3.95	0.075	0.0625	c.v	0.075	0.075	c.v	0.006	0.010	c.v
PS30×35	3.95	0.088	0.0625	c.v	0.088	0.075	c.v	0.003	0.010	c.v

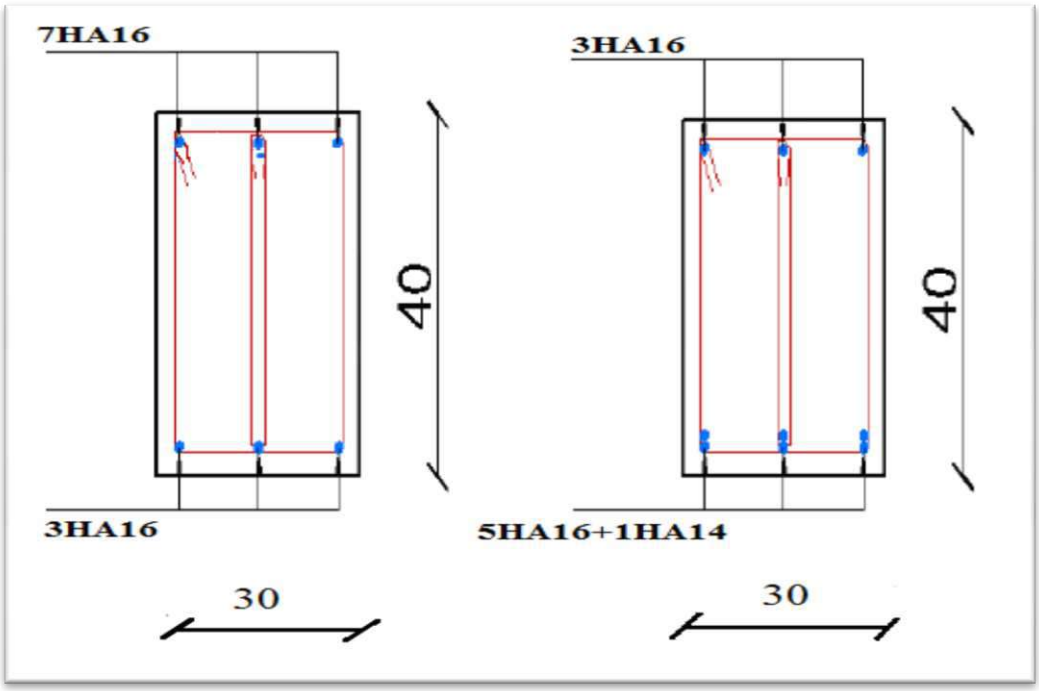


Figure V.9 : Ferraillage de poutre principale de rive de plancher habitation

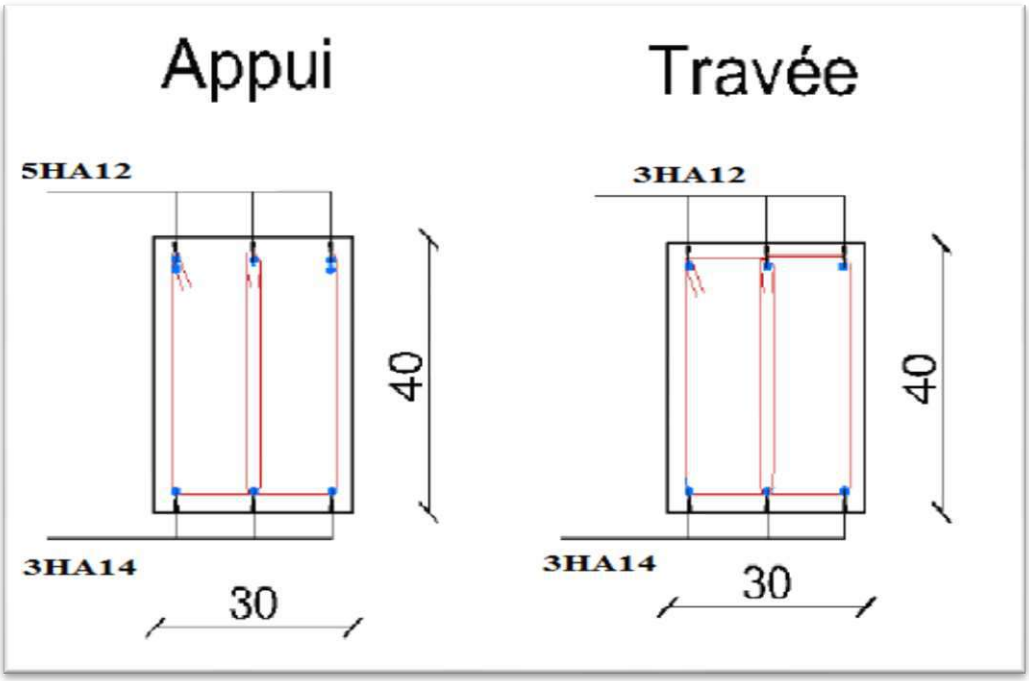


Figure V.10 : Ferraillage de poutre principale de plancher terrasse

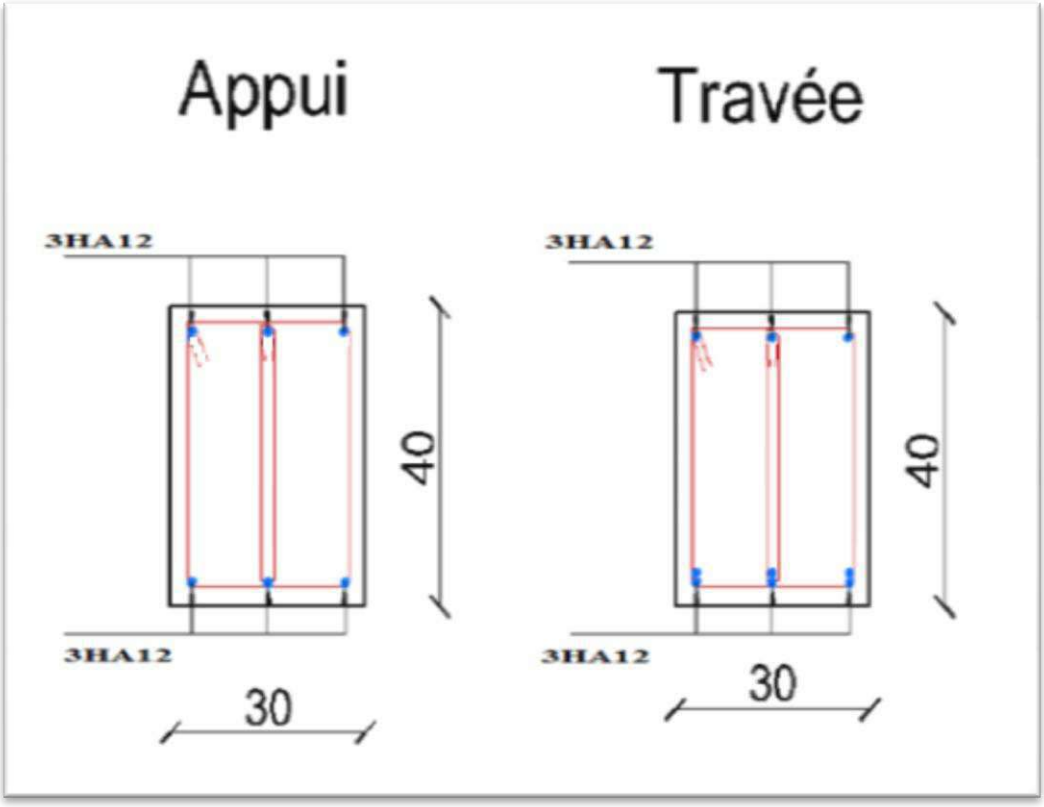


Figure V.11 : Ferraillage de poutre principale intermédiaire de plancher habitation

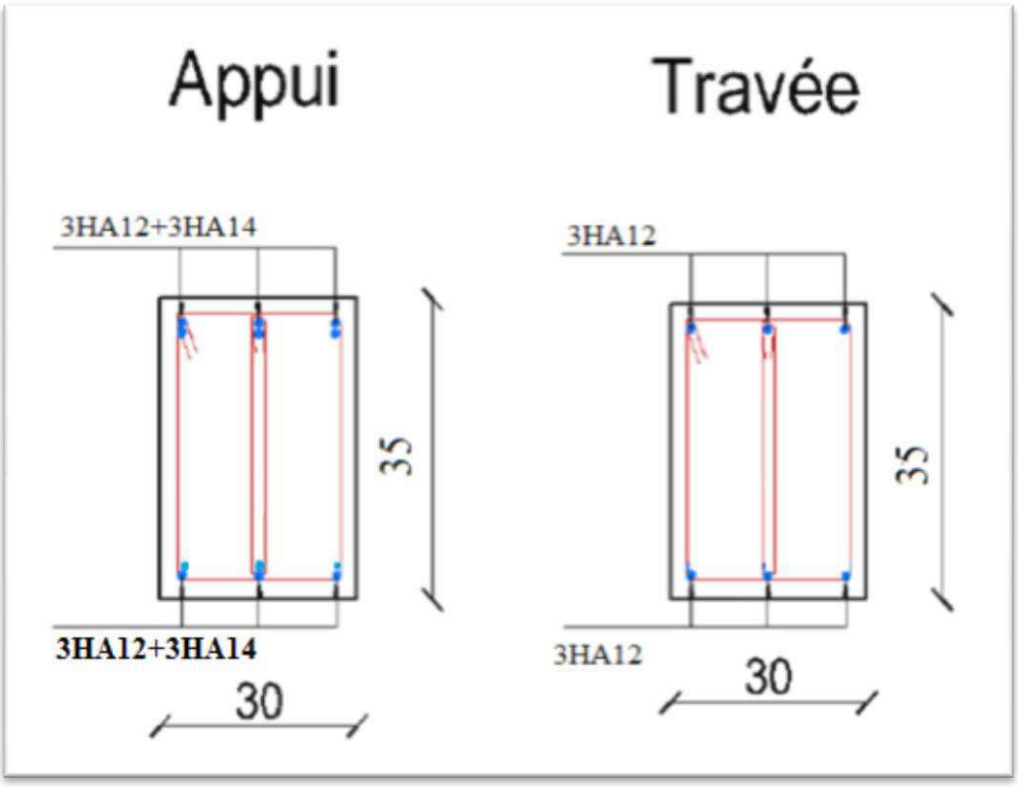


Figure V.12 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher terrasse

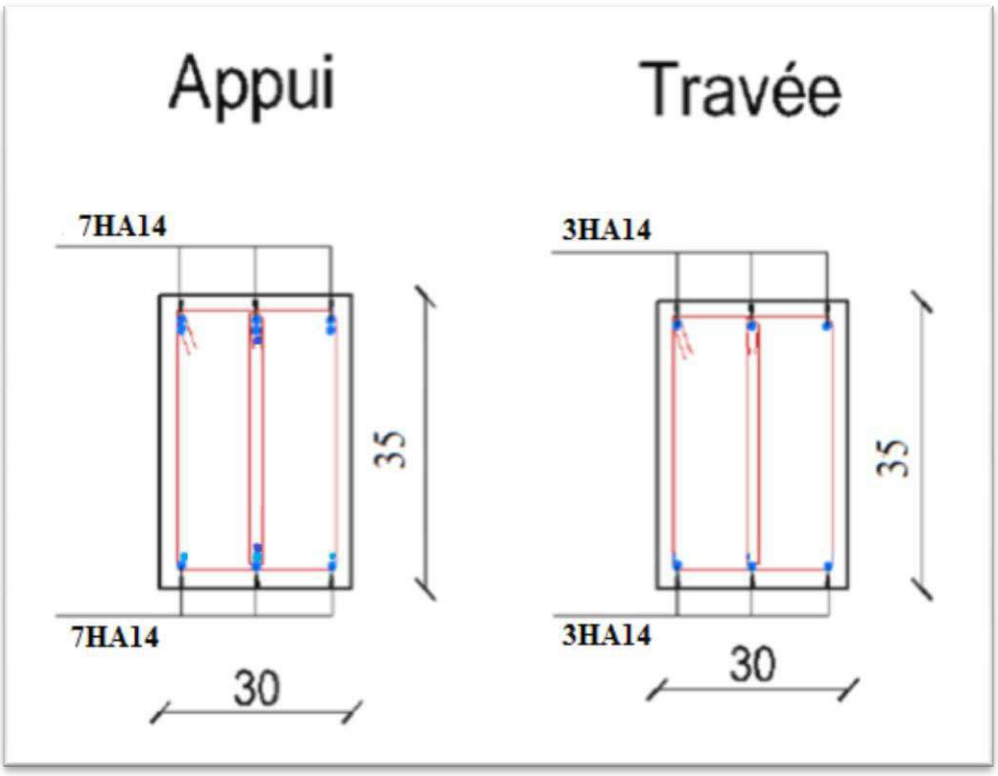


Figure V.13 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher habitation.

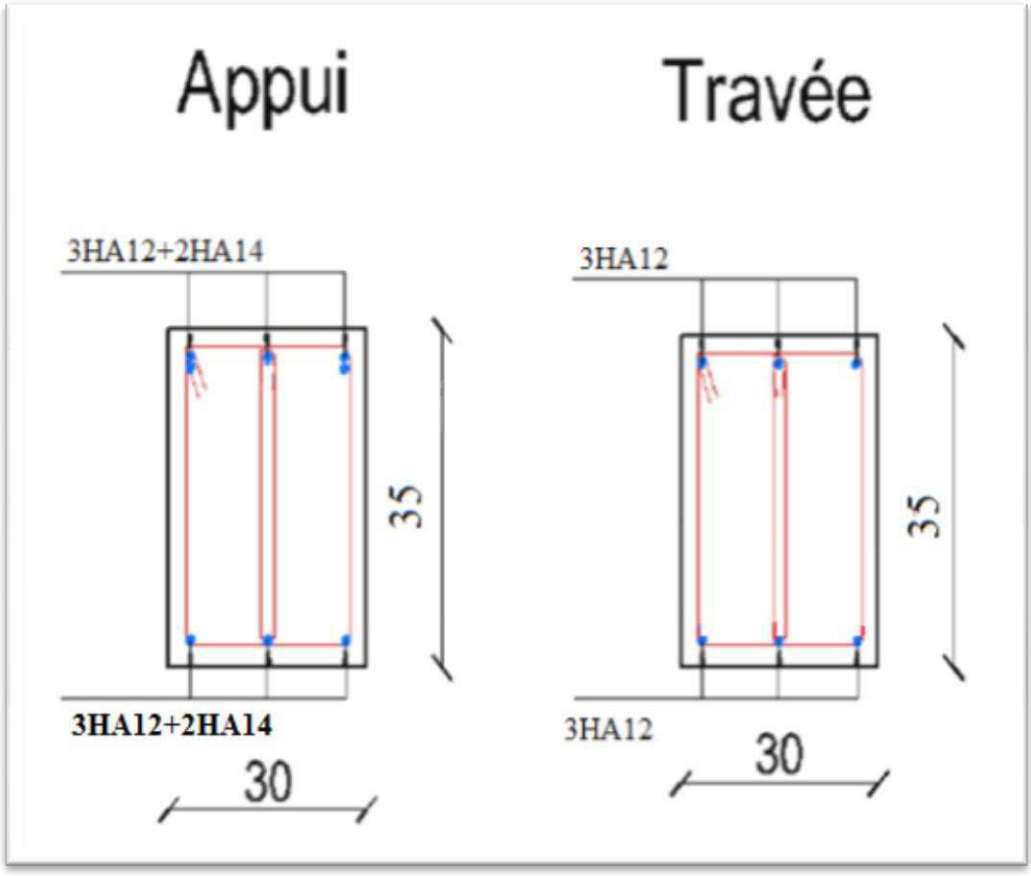


Figure V.14 : Ferraillage de poutre secondaire de plancher restaurant.

V.5.6. Les poteaux :

Les poteaux dans cette variante sont supposés reprendre les charges verticales uniquement.

Leur inertie est néglige à la modélisation de la structure dans la résistance des charges horizontales. Ce type des poteaux sont soumis à la compression simple.

Tableau V.32 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Section	Niveau	Cas	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix
Pot 55x55	RDC + 1er et 2eme étages	Nmax→Mcor	-1562.306	0	1.35G+1.5Q	8.8	24.20	4HA20+8HA14= 24.88cm²
		Nmax→Mcor	238.526	0	0.8G+Edx	15.88		
		Nmax→Mcor	-	-	-	-		
Pot 50x50	3eme →6eme etages	Nmax→Mcor	-847.503	0	1.35G+1.5Q	8	20	4HA16+8HA14= 20.36cm²
		Nmax→Mcor	113.839	0	0.8G+Edx	13.12		
		Nmax→Mcor	-	-	-			

V.5.6.1 vérification des contraintes a l'els par cba93 :

Tableau V.33 : Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	N (kN)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérification
Pot 55x55	-1137.085	0	3.35	50.19	15	201.63	c.v
Pot 50x50	-618.604	0	2.205	33.076	15	201.63	c.v

V.5.6.2. détermination des armatures transversales :

Tableau V.34 : Détermination des armatures transversales.

Section	Zone	λ	St	At (cm²)	Choix
55x55	courante	3.89	15	0.82	4HA10= 3.14 cm²
	nodale		10		
50x50	courante	4.28	15	0.75	4HA8= 2.01 cm²
	nodale		10		

V.5.6.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Tableau V.35 : Vérifications de la quantité des armatures transversales minimales.

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}\%$	λ	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
55x55	courante	0.38	3.89	-	oui	-
	nodale	0.57		-	oui	-
50x50	courante	0.27	4.28	-	oui	-
	nodale	040		-	oui	-

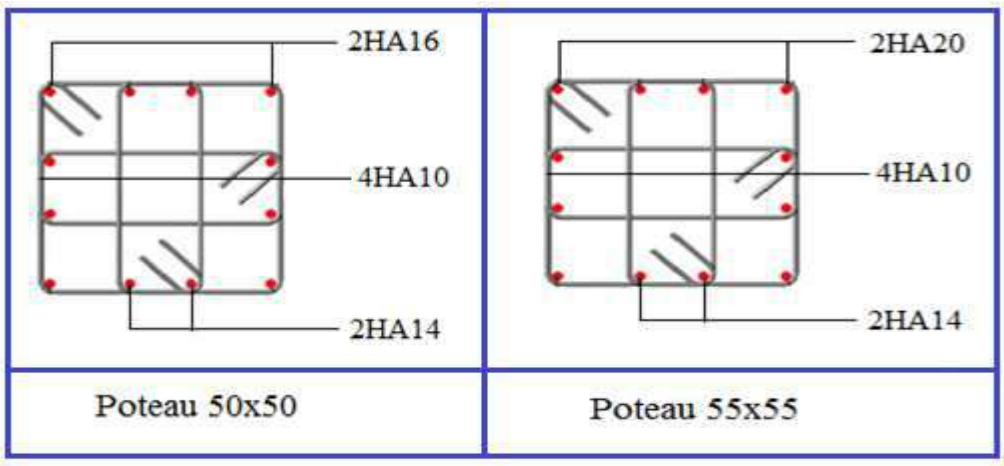


Figure V.15 : Ferraillage des poteaux.

V.5.7. Les voiles :

V.5.7.1. Armatures verticales :

Tableau V.36 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

L_{voile} (m)	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	situation	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	S_v		$A_{choisie}$ (cm²)
							Z_{cour}	$Z_{d'extr}$	
2.40	4800	1202.91	1373.54	G+Q+Edy	10.4	10.4	20	10	2x(13HA12) =29.4
2.15	4300	583.51	113.9	G+Q+Edx	9.4	9.4	20	10	2x(11HA12) =24.88
1.95	3900	1257.43	1009	G+Q+Edx	8.6	8.6	20	10	2x(10HA1 =22.62
1.90	3800	920.61	1143.86	G+Q+Edy	8.4	8.4	20	10	2x(10HA12) =22.62
1.20	2400	1073.37	412.09	G+Q+Edx	5.6	5.6	20	10	2x(7HA12) =15.84
1.00	2000	444.52	155.53	G+Q+Edy	4.8	4.8	20	10	2x(5HA12) =11.12
0.80	1600	649.97	127.97	G+Q+Edy	4	4	20	10	2x(4HA12) =9.04

Tableau V.37 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

L_{voile} (m)	S (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	Vérification
2.40	4800	2x(13HA12=14.70)	7.2	4.8	c.v
2.15	4300	2x(11HA12=12.44)	6.45	4.3	c.v
1.95	3900	2x(10HA12=11.31)	5.85	3.9	c.v
1.90	3800	2x(10HA12=11.31)	5.7	3.8	c.v
1.20	2400	2x(7HA12=7.92)	3.6	2.4	c.v
1.00	2000	2x(5HA12=5.56)	3	2.0	c.v
0.80	1600	2x(4HA12=4.52)	2.4	1.6	cv

Tableau V.38 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains.

L voile (m)	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma'_s}$ (MPa)	vérification
2.40	4800	1202.91	1373.54	10.4	10.4	9.36	137.75	15	201.63	C.V
2.15	4300	583.51	113.9	9.4	9.4	1.84	27.40	15	201.63	C.V
1.95	3900	1257.43	1009	8.6	8.6	10.65	156.28	15	201.63	C.V
1.90	3800	920.61	1143.86	8.4	8.4	12.57	182.7	15	201.63	C.V
1.20	2400	1073.37	412.09	5.6	5.6	11.43	166.58	15	201.63	C.V
1.00	2000	444.52	155.53	4.8	4.8	6.42	92.70	15	201.63	C.V
0.80	1600	649.97	127.97	4	4	8.64	125.12	15	201.63	C.V

V.5.7.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.39 : Calcul des armateurs horizontaux.

L voile (m)	eps	1.4 Vu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h Choisie (cm)	A Min =0.15% (cm²)	A choisie (cm²)
					RPA	CBA			
2.40	20	451.85	1.046	5	30	40	30	6.2	2×(9HA12) = 20.36
2.15	20	526.82	1.361	5	30	40	30	6.45	2×(9HA12) = 20.36
1.95	20	304.08	0.866	5	30	40	30	5.85	2×(9HA12) = 20.36
1.90	20	833.19	2.436	5	30	40	30	5.7	2×(9HA12) = 20.36
1.20	20	307.20	1.422	5	30	40	30	3.6	2×(9HA12) = 20.36
1.00	20	132.76	0.738	5	30	40	30	3	2×(9HA12) = 20.36
0.80	20	92.28	0.641	5	30	40	30	2.4	2×(9HA12) = 20.36

V.5.7.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par 1m² au moins.
Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 40ϕ = 40 cm

Dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt $\geq$ Øv/ 3

- ✓ Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.
- ✓ Øv = 10mm ⇒ Øt $\geq$ 3.33 mm ⇒ On adopte: Øt = 6mm.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 INTRODUCTION :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI.2 FONDATION SUPERFICIELLES :

Elles se composent des semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1-Des semelles isolées sous poteaux isolées
2-Des semelles filantes sous murs (voiles)
3-Des semelles filantes sous plusieurs poteaux
4-Des radiers

VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE :

D'après le rapport du sol :

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.5 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2 m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5 LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE :

- **A l'ELS :**

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

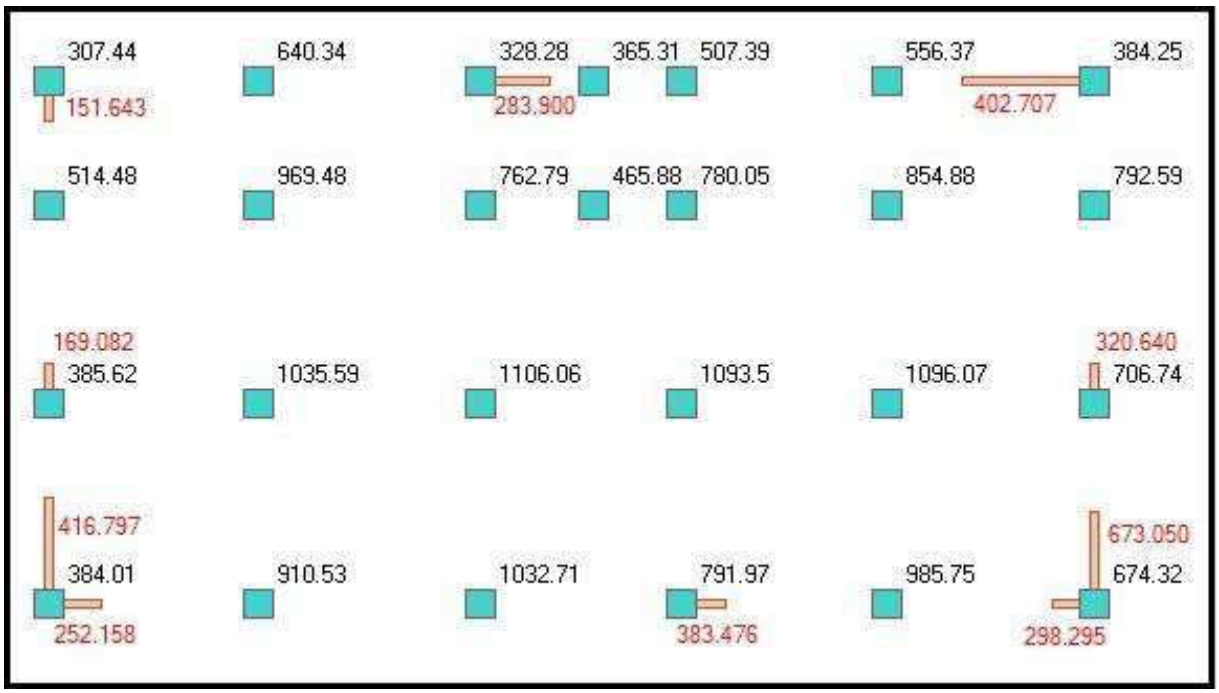


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6 LE CHOIX FINAL DES SEMELLES :

Dans ce projet on a choisis 3 types des semelles qui sont :

- Semelles filantes
- Radier partielle

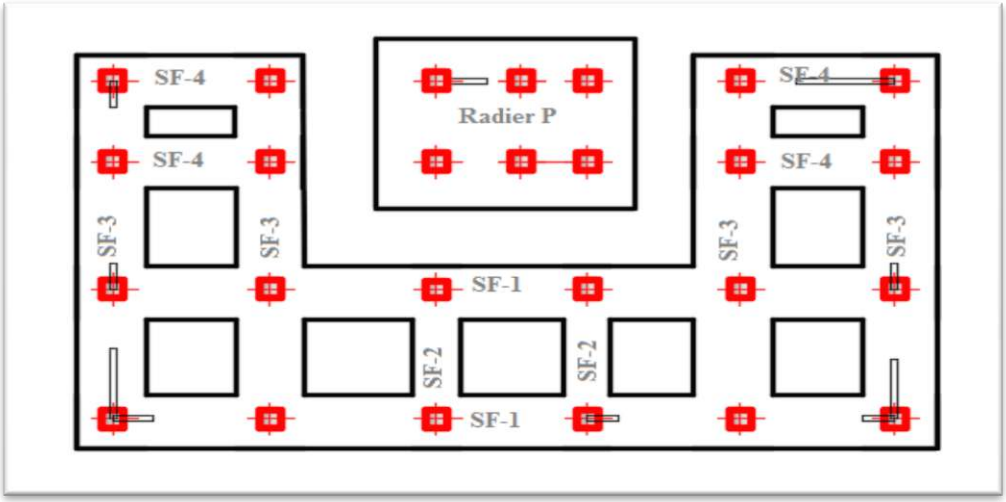


Figure VI.2 : Le choix des semelles

VI.7 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton
- Bon enrobage des armatures
- Non poinçonnement.

VI.8 Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \; ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} c$$

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L(m)	N(kN)	σ_{sol} (MPa)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	21.15	2956.65	0.15	0.93	1.20	19.25	25
Sf-2	5.70	1069.39		1.25	1.70	31.75	35
Sf-3	11.95	1977.10		1.1	1.5	26.75	30
Sf-4	5.30	748.91		0.93	1.3	21.75	25

VI.8.1 Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_P sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K :Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{bh^3}{12}$
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.I^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

	B (m)	L_{max} (m)	$hp_{calculé}$ (m)	$hp_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutre de libage	0.55	4.25	0.58	0.80	5.37	c.v

Donc la section de la poutre de libage : 55x80 cm²

VI.8.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p\ libage}}{S_{semelle}}$$

Tableau VI.3 : Contraintes sous la semelle à l'ELS.

Semelle	L(m)	N(kN)	$P_{semelle}$ (m)	$P_{remblais}$ (m)	$P_{p.libage}$ (m)	S_f (m²)	σ (MPa)	σ_{sol} (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	21.15	2956.65	158.63	574.04	46.75	25.38	0.14	0.15	c.v
Sf-2	5.70	1069.39	84.79	206.05	44	9.69	0.14		c.v
Sf-3	11.95	1977.10	134.44	393.14	44	17.92	0.14		c.v
Sf-4	5.30	748.91	43.06	153.10	43.45	6.89	0.13		c.v

VI.9 CALCUL DE RADIER PARTIELLE :

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction.

Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux :

$\sum N_{ser}$ =3493.6 kN

La surface du radier :

S=34.65 m²

Détermination la surface nécessaire :

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \rightarrow S \geq \frac{\sum N_{ser}}{[\sigma_{sol}]} = \frac{3493.6 \times 10^3}{0.15} \times 10^{-6} = 23.29\ m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du radier.

On a un débord de 110 cm pour chaque côté

VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

- **Condition forfaitaire :**

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{250}{20} = 12.5 \text{ cm}$$

On adopte : h=25cm

Avec :
L_{max} : La plus grande portée de la dalle.

VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS.

	S (m²)	$\sum N_{ser}$ (kN)	P_{radier} (kN)	$P_{remblais}$ (kN)	σ	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
radier	34.65	3493.6	216.56	844.07	0.15	c.v

VI.9.3 Vérification au non poinçonnement :

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \square_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\square_c$: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\square_c$ =2(a+b+2h)

VI.9.3.1 Sous poteau :

$\square_c$=2(55+55+2×25)=320 cm =3.8m

N_u=4761.96 kN

h : La hauteur total du radier
b: Dimensions de Poteau.

$$4761.96 \text{ kN} < \frac{0.045 \times 250 \times 3800 \times 25}{1.5} = 7125 \text{ kN}.$$

VI.9.4 Vérification des contraintes de cisaillement du radier :

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}$

$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\ MPa$

$q = \frac{Nu + 1.35(P_{radier} + P_{remblais})}{S_{radier}} = \frac{4761.96 + 1.35(874.49 + 844.07)}{34.65} = 204.39$ kN/m²

Avec :

Nu=4761.96 kN

$T_{max} = \frac{qu\ lx\ ly}{2ly + lx} = 218.1$ kN

$\tau = \frac{218.1}{1000 * 220} = 0.991$ MPa < $\bar{\tau}$=1.16 MPa …….. Vérifiée

VI.9.5 Dimensionnement des nervures :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; \ l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K :Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{bh^3}{12}$
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.I^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.5 : Dimensionnement des nervures.

	B (m)	L_{max} (m)	$hp_{calculé}$ (m)	$hp_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
nervure	0.55	2.5	0.125	0.25	5.37	c.v

VI.10 FERRAILLAGE DES SEMELLES :

VI.10.1 Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.10.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre$\left(A = \frac{li+li+1}{2} + b\right)$.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a\ rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

Tableau VI.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	Nu (kN/ml)	Mu (kN)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0<\frac{B}{6}$
Sf-1	4053.61	26.45	0.65	20	Diagramme trapézoïdal
Sf-2	1467.99	12.48	0.85	28.33	
Sf-3	2436.90	46.73	1.91	25	
Sf-4	1125.96	25.55	2.27	21.66	

➢ Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armatures principales :**

Tableau VI.7 : Ferraillage des armatures principales.

Semelle	Nu (kN/ml)	Mu (kN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
Sf-1	4053.61	26.45	4.09	1.20	10.27	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15
Sf-2	1467.99	12.48	4.41	1.70	13.98	29HA12=32.8		
Sf-3	2436.90	46.73	3.69	1.50	12.60	24HA12=27.14		
Sf-4	1125.96	25.55	4.00	1.30	9.85	26.HA12=29.43		

- **Armature de repartions :**

Tableau VI.8 : Ferraillage des armatures répartition.

Semelle	$A_{pricipale}$ (cm^2)	$A_{r.calculé}$ (cm^2)	$A_{r.choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
Sf-1	27HA12=30.54	9.16	6HA14 =9.24	10
Sf-2	29HA12=32.8	13.94	12HA14=18.47	
Sf-3	24HA12=27.14	10.18	10HA14=11.31	
Sf-4	26.HA12=29.43	9.56	8HA14=12.32	

VI.10.2.2 Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau VI.9 : Semelle filante (continue) sous voile.

Semelle	Nu/ml (kN/ml)	Mu/ml (kN)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0<\frac{B}{6}$
Sf-1	4053.61	1009.34	0.24	20	Diagramme trapézoïdal
Sf-3	2436.90	924.99	0.37	25	
Sf-4	1125.96	251.11	0.22	21.66	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a\ rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	Nu/ml (kN/ml)	Mu/ml (kN)	B (m)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sf-1	4053.61	1009.34	1.20	7HA12=7.92
Sf-3	2436.90	924.99	1.50	
Sf-4	1125.96	251.11	1.30	

VI.10.3 Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_s}$$

$ls \geq B/4$ …ancrage courbe.

$B/8 \leq ls \leq B/4$: Ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq B/8$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes.

Semelle	ϕ(mm)	L_s (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.86	21.25	42.5	Ancrage courbe
Sous voile	12	42.86	21.25	42.5	

VI.10.3.1 Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{l}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU}=\frac{\sum Nu+1.35(P_{semelle}+P_{remblais}+P_{p.libage})}{L}$$

$$q_{ELS}=\frac{\sum Nser+1.35(P_{semelle}+P_{remblais}+P_{p.libage})}{L}$$

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N\ (ELU)$ (Kn)	$\sum N\ (ELs)$ (Kn)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{remblais}$ (kN)	$P_{p.libage}$ (kN)	L (m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
PL-1	4053.61	2956.65	214.14	765.01	46.75	4.25	242.86	177.55
PL-2	1467.99	1069.39	114.46	278.16	44	4.00	331.26	242.22
PL-3	2436.90	1977.10	181.49	530.73	44	4.00	268.31	213.14
PL-4	1125.96	741.98	58.13	206.69	43.45	3.95	268.00	181.15

- Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T (kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL-1	-446.22	248.56	618.85	-331.33	184.57
PL-2	-136.818	547.27	684.09	-101.20	404.81
PL-3	-370.48	215.60	528.27	-297.94	173.38
PL-4	-180.74	434.98	550.60	-74.87	299.47

- La poutre de libage travaille en flexion simple :

1- A l'ELU :

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	choix
PL-1	Travée	248.56	9.54	0	5HA14+2HA12=9.96cm²
	Appui	-446.22	17.55	0	5HA14+5HA16=17.75cm²
PL-2	Travée	547.27	21.81	0	5HA20+4HA16=23.75cm²
	Appui	-136.818	5.18	0	5HA12=5.65cm²
PL-3	Travée	215.60	8.24	0	5HA14+2HA12=9.96cm²
	Appui	-370.48	14.43	0	5HA14+2HA12=17.75cm²
PL-4	Travée	434.98	17.08	0	5HA20+4HA14=23.75
	Appui	-180.74	4.44	0	5HA14=7.70cm²

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

section	position	M_{ser} (kN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σb MPa	σs MPa	σ's MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma b}$, σ's MPa
PL-1	Travée	184.57	9.96	7.70	6.30	201.63	77.37	15	201.63
	Appui	-331.33	7.70	17.75	6.82	201.63	88.03	15	201.63
PL-2	Travée	404.81	23.75	5.65	7.75	201.63	102.13	15	201.63
	Appui	-101.20	15.71	5.65	1.49	19.52	20.81	15	201.63
PL-3	Travée	173.38	9.96	7.70	4.39	201.63	53.96	15	201.63
	Appui	-297.94	7.70	17.75	6.13	201.63	79.16	15	201.63
PL-4	Travée	299.47	23.75	7.70	5.58	181.27	73.47	15	201.63
	Appui	-74.87	15.71	7.70	1.11	15.21	15.44	15	201.63

3- Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm²,

Donc on adopte 4HA12 = 4.52cm .

4- Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				CBA93		RPA99V2003			St adopté		
Elément	**T (kN)**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$ (MPa)**	**St (cm)**	**At (cm²)**	**Szn (cm)**	**Szc (cm)**	**At (cm²)**	**Szn (cm)**	**Szc (cm)**	**$At_{choisie}$ (cm²)**
PL-1	618.85	1.46	2.50	10	2.28	10	15	2.47	10	15	6HA8=3.02
PL-2	684.09	1.62									
PL-3	528.27	1.25									
PL-4	550.60	1.30									

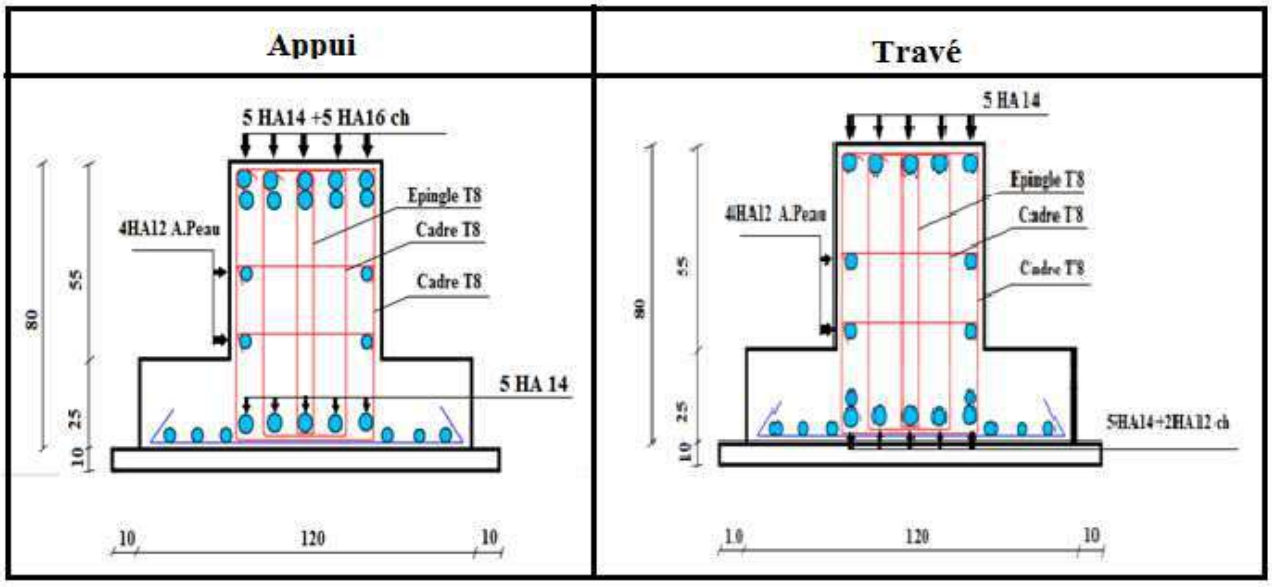


Figure VI.3 : Ferraillage de semelle filante (SF-1) sous poteau.

VI.10.4 Le radier partiel :

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μx, μy qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho=\frac{l_x}{l_y}$

On a : $\rho=\frac{2.5}{2.15}=0.86>0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux directions

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires :

ELU : v = 0 $\rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0495 \\ \mu y = 0.7162 \end{cases}$

ELS : v = 0.2 $\rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0566 \\ \mu y = 0.7933 \end{cases}$

- Les charges appliquées au radier :

$$q = \frac{N + 1.35(P_{radier} + P_{remblais})}{S_{radier}}$$

Tableau VI.17 : Les charges appliquées au radier.

	S (m²)	$\sum N$ (kN)	P_{radier}	$P_{remblais}$	q (kN/m²)
q_{ELU}	34.65	4761.96	874.49	844074	204.39
q_{ELS}		5212.17			150.42

1- Calcul des moments :

- **Détermination des moments a l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 63.10$ kN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 45.19$ kN.m

En travée :

$Mt_x = 0.75\ M_x = 47.33$ kN.m

$Mt_y = 0.75 M_y = 33.90$ kN.m

Aux appuis :

$Ma_x = 0.5\ M_x = 31.55$ kN.m

$Ma_y = 0.5 M_y = 22.60$ kN.m

- **Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 39.36$ kN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 31.22$kN.m

En travée :

$Mt_x = 0.75\ M_x = 29.52$ kN.m

$Mt_y = 0.75 M_y = 23.42$kN.m

Aux appuis :

$Ma_x = 0.5\ M_x = 19.68$ kN.m

$Ma_y = 0.5M_y = 15.61$ kN.m

2- Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI.18: les armatures longitudinales a l'ELU

Element		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	Amin CBA93 (cm²)	ESP (cm)	Choix
Suivant x	Travée	47.33	22	6.41	4	15	7HA10=5.50cm²
	Appui	31.55		4.22			7HA10=5.50cm²
Suivant y	Travée	33.90		4.54			7HA10=5.50cm²
	Appui	22.60		3.00			7HA10=5.50cm²

3- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

Tableau VI.19: Vérification des contraintes à l'ELS

Element		Mser (kN.m)	A_{adopte} (cm²)	σb MPa	σs MPa	σ's MPa	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$ MPa	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ MPa
Suivant x	Travée	47.33	5.50	5.54	201.633	33.085	c.v	c.v
	Appui	31.55	5.50					
Suivant y	Travée	33.90	5.50	3.97	201.633	23.700	c.v	c.v
	Appui	22.60	5.50					

Nervure :

Détermination des moments des nervures

Tableau VI.20: Détermination des moments des nervures.

	ELU			ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T (kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
Nervure	-243.67	45	268.71	-179.33	32.82

Les Nervures travaillent en flexion simple

1- A l'ELU :

Tableau VI.21: Ferraillages des nervures

Elément		Mu (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
Nervure	travée	45	3.57	0	5HA16+5HA20=25.76cm²
	Appui	-243.67	21.80	0	5HA14=7.70cm²

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.22: Vérification des contraintes à l'ELS.

section	position	M_{ser} (kN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σb MPa	σs MPa	σ's MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma b}$, σ's MPa
Nervure	Travée	32.82	7.70	10.05	0.46	5.95	5.91	15	201.63
	Appui	-179.33	7.70	25.76	4.38	201.63	43.88	15	201.63

2- Vérification contrainte de cisaillement des nervures :

On doit vérifier : τ<τ

$\bar{\tau} = min\left(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma_b}; 4MPa\right)$= 2.50MPa .....fissuration préjudiciable

$\tau = \frac{268710}{550 \times 370}$=1.32MPa<$\bar{\tau} = 2.50\ MPa$…… vérifiée

VI.11 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right)$≥20Kn.

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x35 cm2

α=12 (zone IIa,S3).

VI.11.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\text{Kn}.$ Avec : **α**=12

$A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.23 : Ferraillage à l'Etat Limite Ultime.

Section (cm²)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculé\ e}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{min} (cm²)	Vérification
30×35	4053.61	337.803	9.7	10HA12=11.31	1.05	5.25	c.v

VI.11.1.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s = \left(\frac{F}{A_{choisie}}\right)$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times fe; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201.63Mpa\right]$

On doit vérifier que : $\sigma s \leq \sigma s$

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Section (cm²)	N_{ser} (kN)	F (kN)	$A_{adoptée}$ (cm²)	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×35	2956.65	337.803	10.18	33.18	201.63	c.v

VI.11.1.3 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.25 : Calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA99v2003			St adopté		
B (cm²)	τ_u (MPa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
30×35	0.351	10	0.3	10	15	1.35	10	15	2HA8=1.01

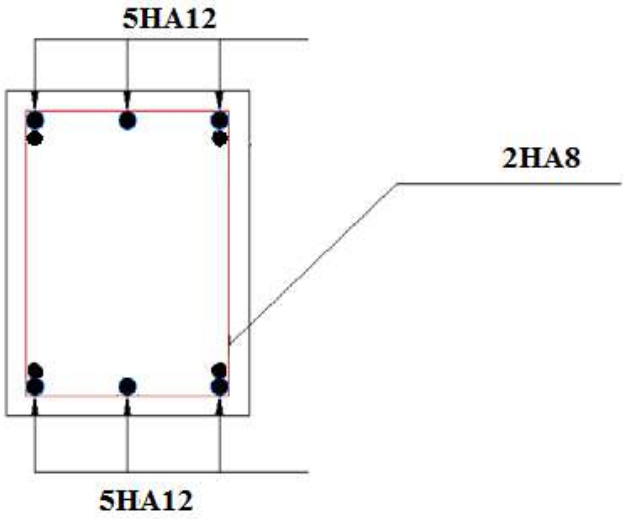


Figure VI.4 : Ferraillage de longrine.

CHAPITRE VII

Etude comparative

VII.1. INTRODUCTION :

La structure et ces éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformation imposées, outre la sécurité d'une structure est relie par des paramètres qui sont recommandés par les règlements algériennes.

En plus pour satisfaire l'étude d'une structure il faut donner une grande importance dans le choix de coefficient de comportement.

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire la force sismique et il est fixé en fonction de la nature des matériaux constructifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Dans ce chapitre on va faire la comparaison des deux systèmes de contreventement R=5 et R=4.

La comparaison des résultats est faite selon deux aspects importants :

- **ASPECT TECHNIQUE:**
  - ✓ Stabilité de la structure:
    - Période ;
    - Participation massique ;
    - Résultante des forces sismique à la base.
  - ✓ Résistance des éléments:
    - Effort tranchant ;
    - Effort normale ;
    - Les déplacements des bâtiments.
- **ASPECT ECONOMIQUE:**
  - ✓ Volume de béton ;
  - ✓ Quantités d'acier ;
  - ✓ Le coût de la structure.

VI.2. ASPECT TECHNIQUE:

VI.2.1. Stabilité de la structure:

VI.2.1.1. les Périodes :

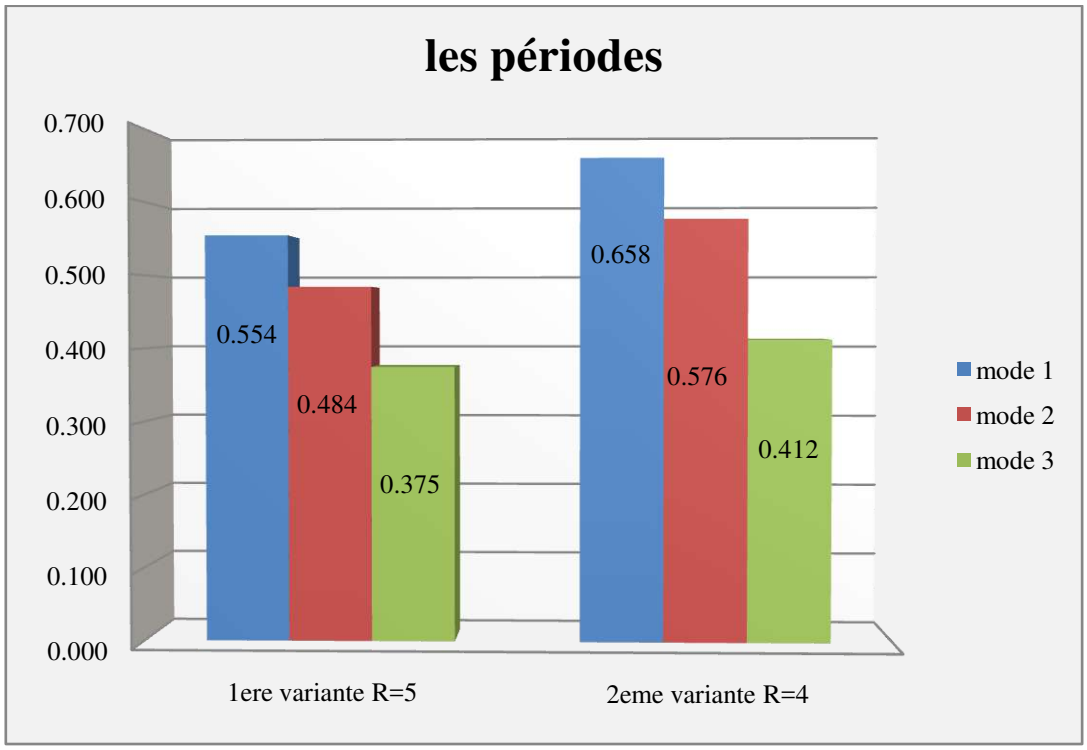


Figure .VI.1 : Les périodes de trois premiers modes des deux variantes

- **Commentaire :**

A partir de la figure précédente on remarque que La période de la 1ere variante est inférieure de **16%** de celle obtenue dans la 2eme variante.

- **Discussion:**

La structure de la 1ere variante est plus rigide que la structure de la 2eme variante

VI.2.1.2. Participation massique :

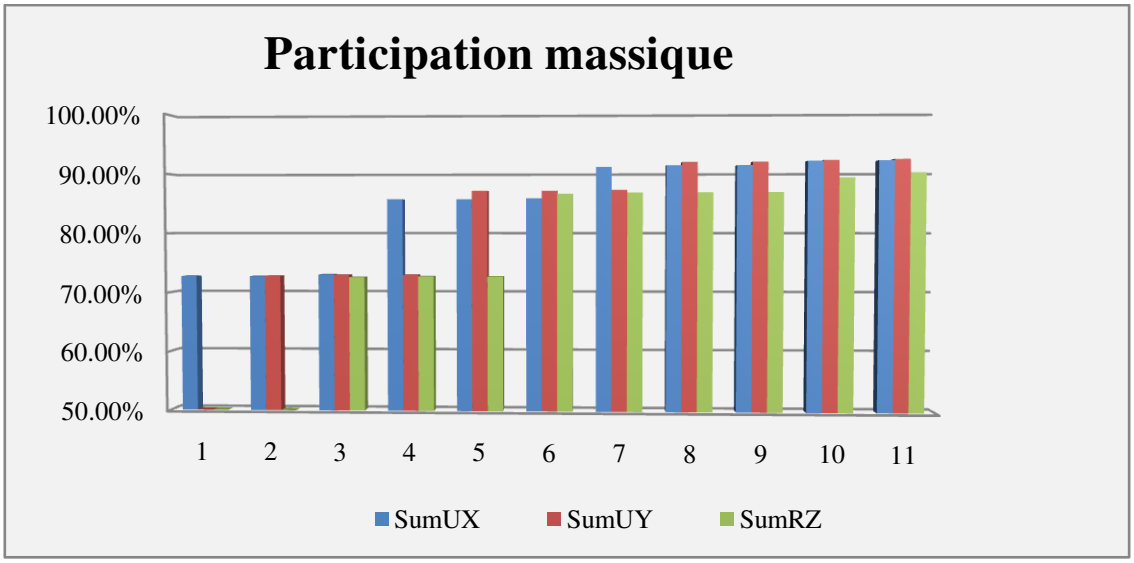


Figure .VI.2 La participation massique de la 1ere variante R = 5

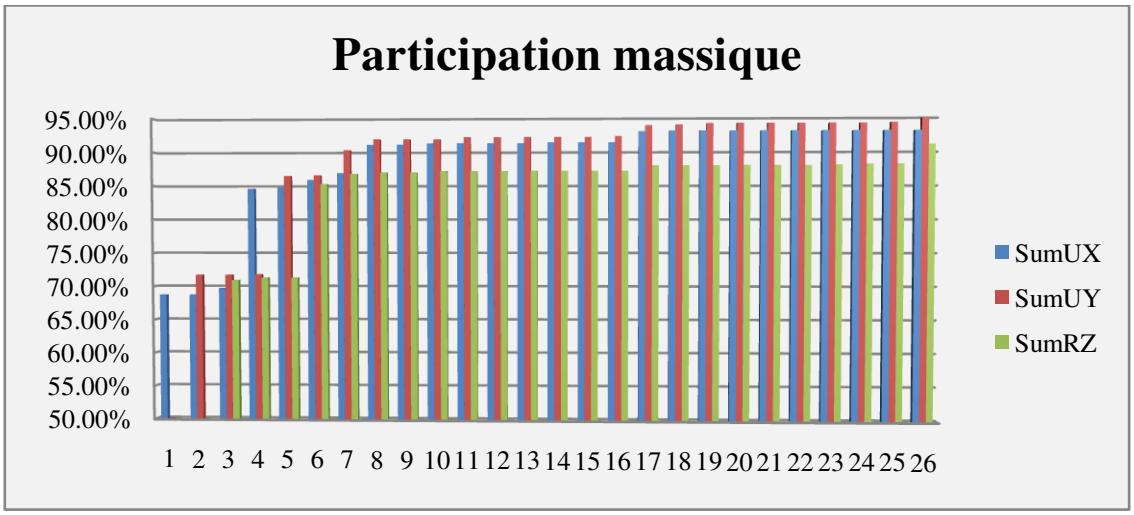


Figure .VI.3 La participation massique de la 2eme variante R = 4

➢ **Commentaire :**

D'après les figures 2 et 3 on remarque que La structure étudié avec un coefficient de comportement R=5 atteint le maximum de participation massique de 90% dans les 11 premiers modes, tandis que la seconde structure avec R=4 dissipe aux 26 modes de vibration.

➢ **Discussion :**

Les deux figures précédentes montres que La structure de la 1ere variante est plus dissipative que la structure de la 2eme variante.

VI.2.1.3. résultante des forces sismique à la base:

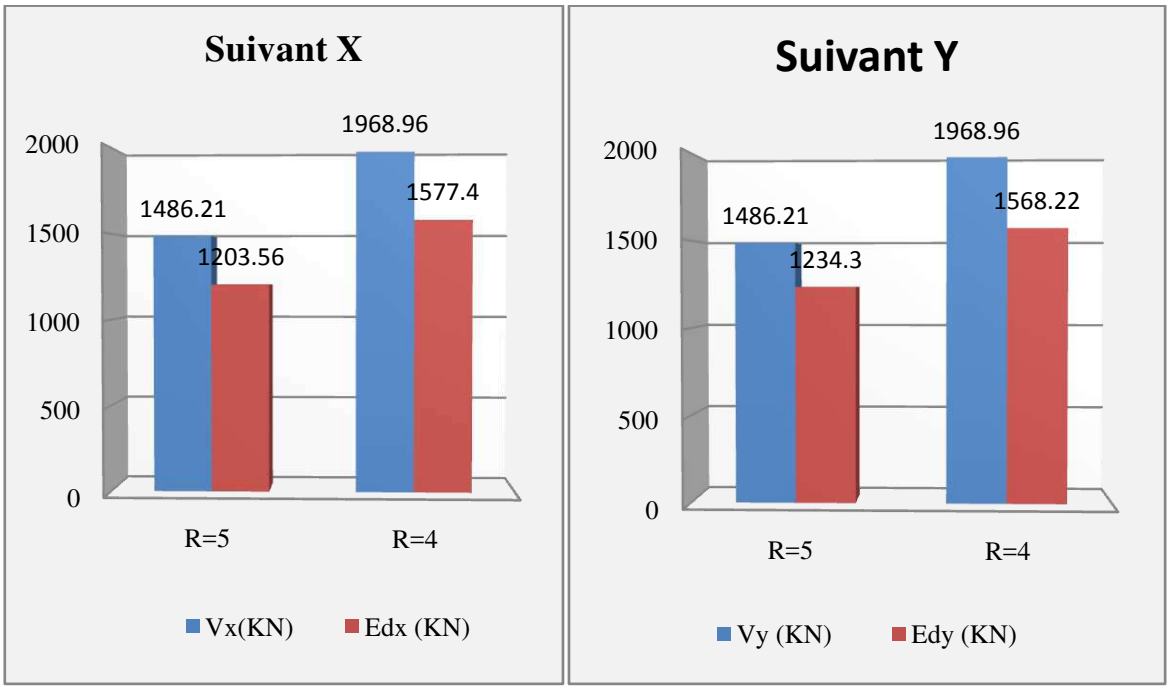


Figure. VI.4 : Force dynamique et force statique à la base.

➢ **Commentaire :**

La force sismique dans la 2eme variante R = 4 est supérieure à celle obtenue dans La 1ere variante R = 5.

➢ **Discussion :**

Ce résultat montre que la force sismique est diminuée avec l'augmentation de coefficient de comportement et la diminution de poids total de la structure.

VI.2.2. RESISTANCE DES ELEMENTS:

VI.2.2.1 : répartition de l'effort tranchant par étages :

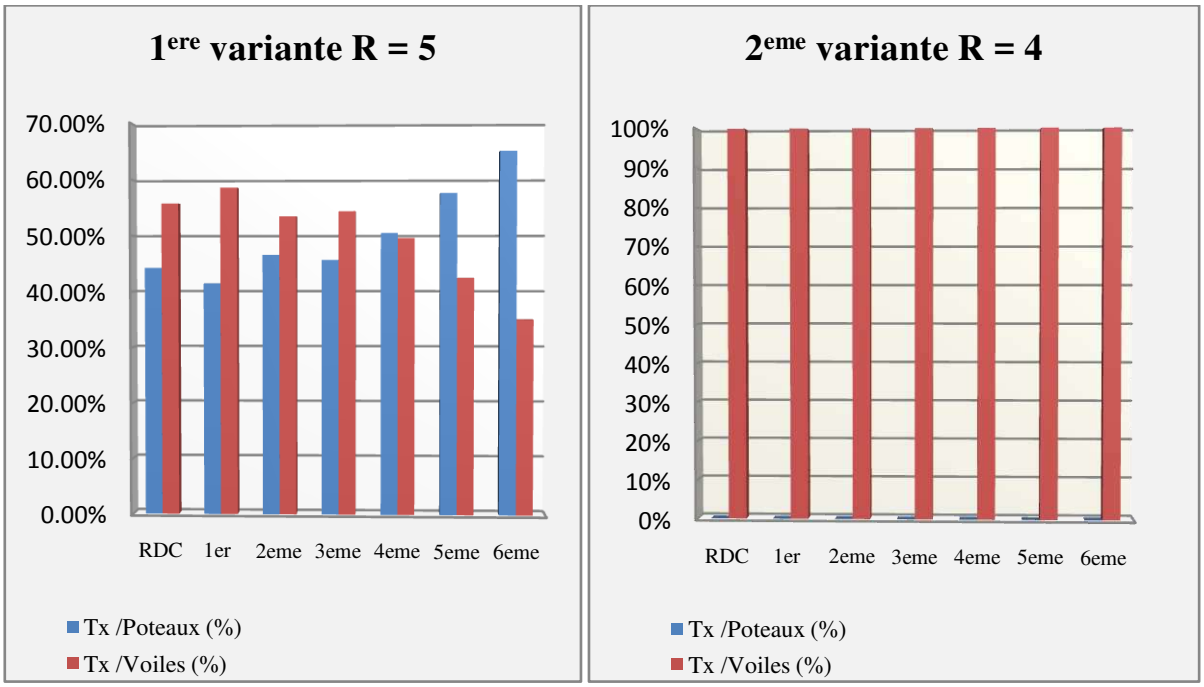


Figure. VI.5 : Effort tranchant suivant X

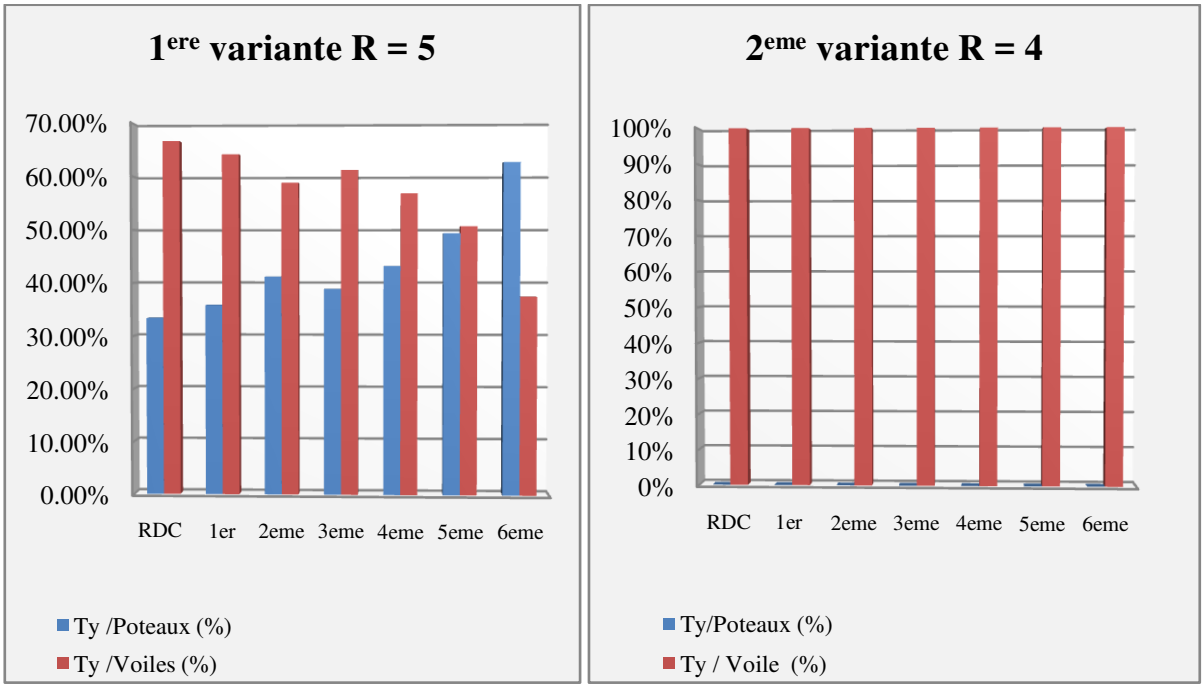


Figure. VI.6 : Effort tranchant suivant Y

➢ **Commentaire :**

La 1ere variante R = 5 : les poteaux reprennent plus de 25% d'effort tranchant dans tous les étages.
La 2eme variante R = 4 : les voiles reprennent 100% d'effort tranchant dans tous les étages.

➢ **Discussion :**

La 1ere variante R = 5 : les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales portionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

La 2eme variante R = 4 : les voiles reprennent 100% d'effort tranchant dans tous les étages.

VI.2.2.2 Répartition de l'effort normal par étages :

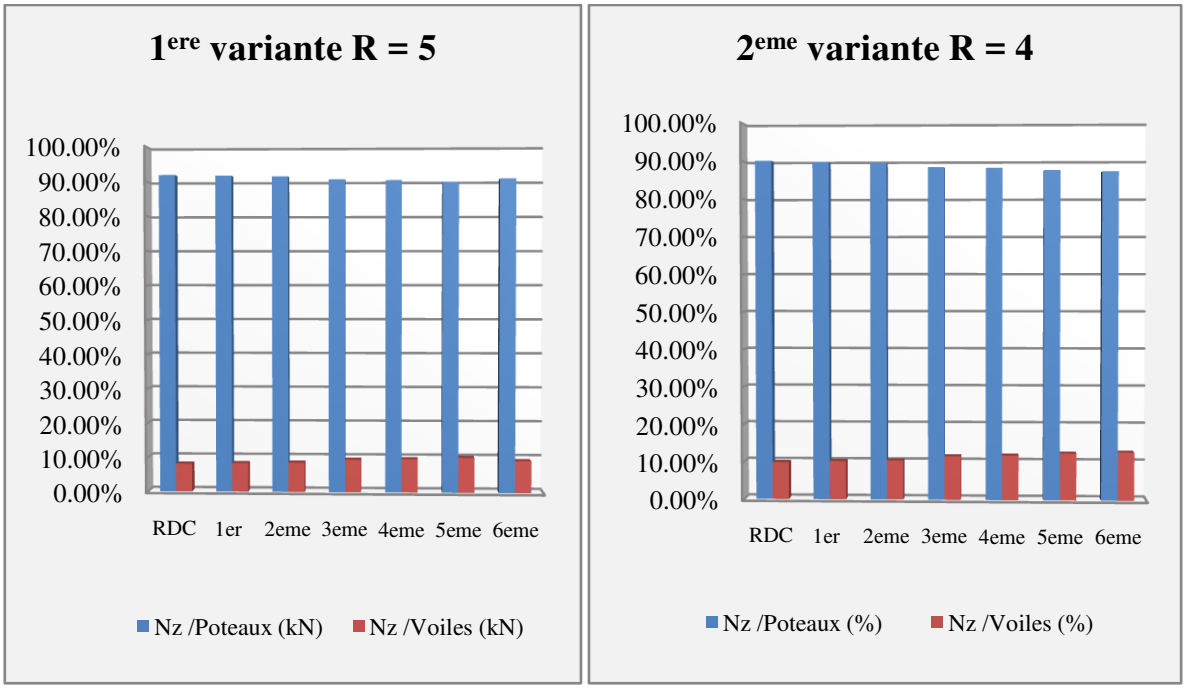


Figure. VI.7 : Effort normale suivant X

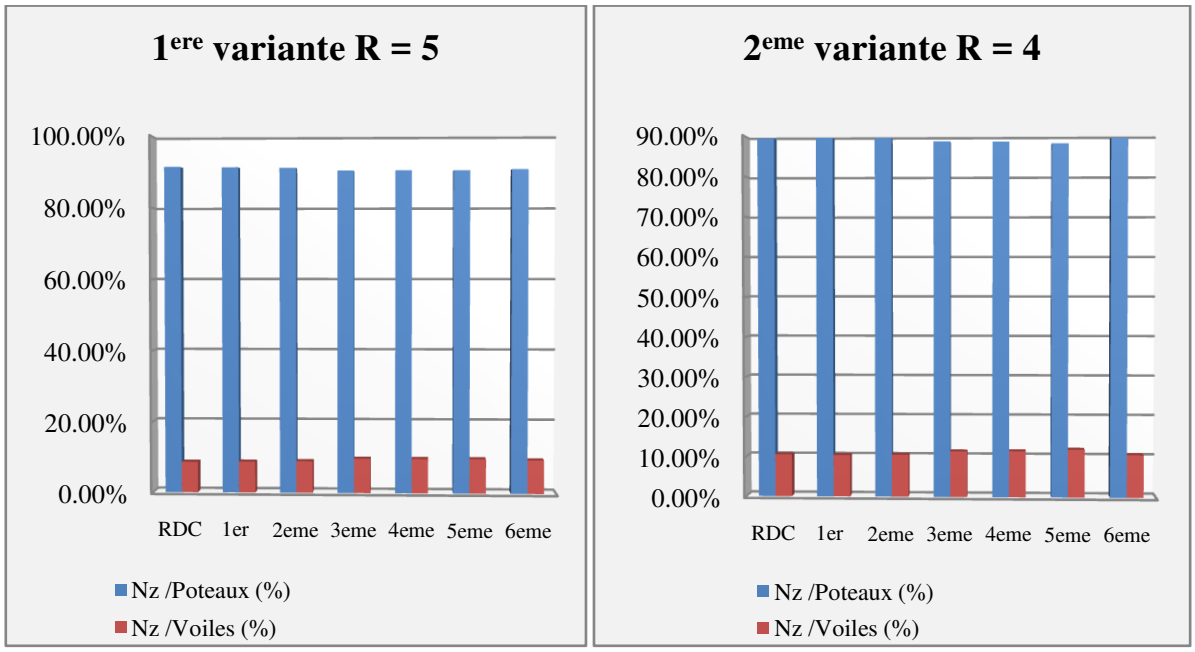


Figure. VI.8 : Effort normale suivant Y.

➢ **Commentaire :**

Les voiles reprennent moins de 20% de l'effort normale dans les deux variantes

➢ **Discussion :**

Le RPA93 version2003 exige que les voile reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

VI.2.2.3. Déplacement pour chaque étage :

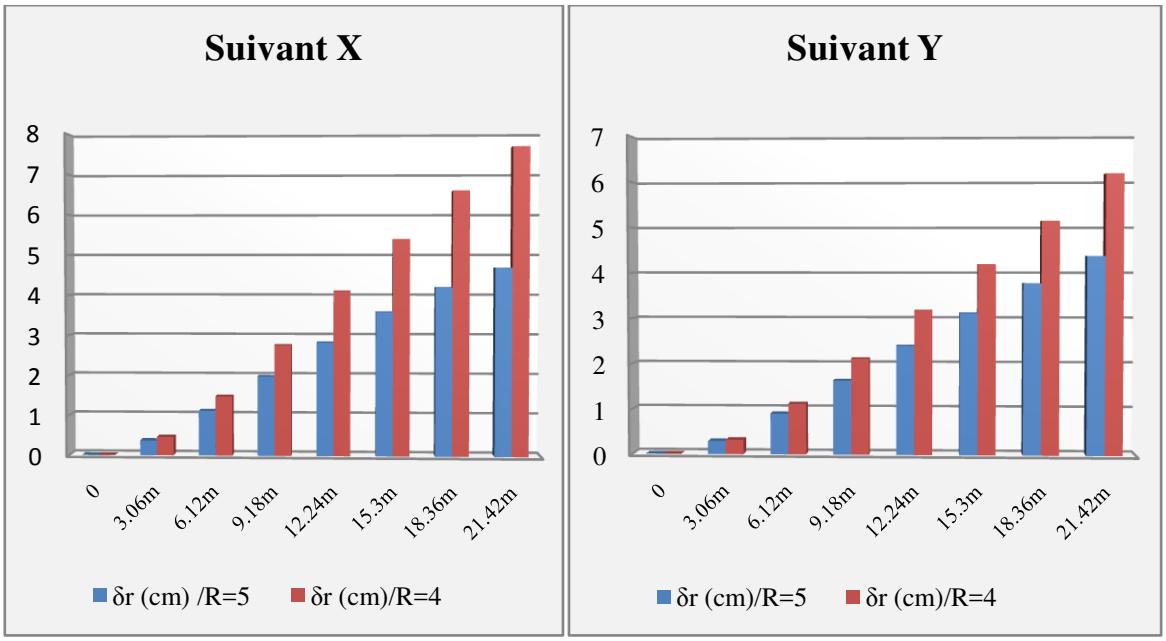


Figure. VI.9 : Le déplacement réel dû à la force Ed.

➢ **Commentaire :**

Le déplacement des étages dans la 2eme variante R = 4 est supérieur au celle de la 1ere variante R = 5 suivant les deux directions X et Y

➢ **Discussion :**

La déférence de déplacement dépend de la variation de la force sismique et des éléments verticaux rigide.

VII.3. ASPECTS ECONOMIQUES :

VII.3. 1.VOLUME DE BETON :

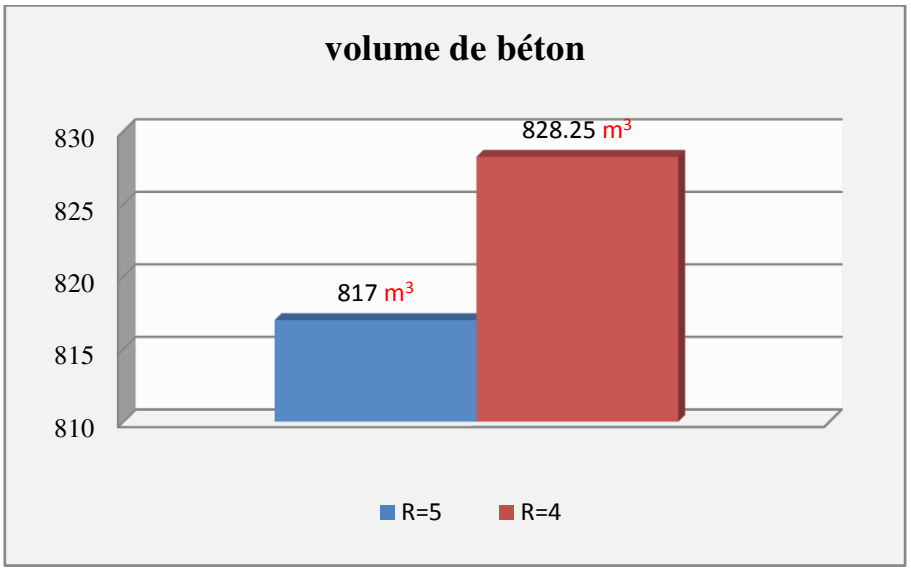


Figure. VI.10 : le volume de béton.

➢ **Commentaire :**

Le volume de béton de la 2eme variante R = 4 est supérieur par 11.25 m^3 à celle de la 1ere variante R = 5

➢ **Discussion :**

La différence de volume entre les deux variantes n'est pas grande parce que les deux structures sont satisfaisantes avec mêmes dimensions sauf les voiles.

VII.3. 2. Quantités d'acier :

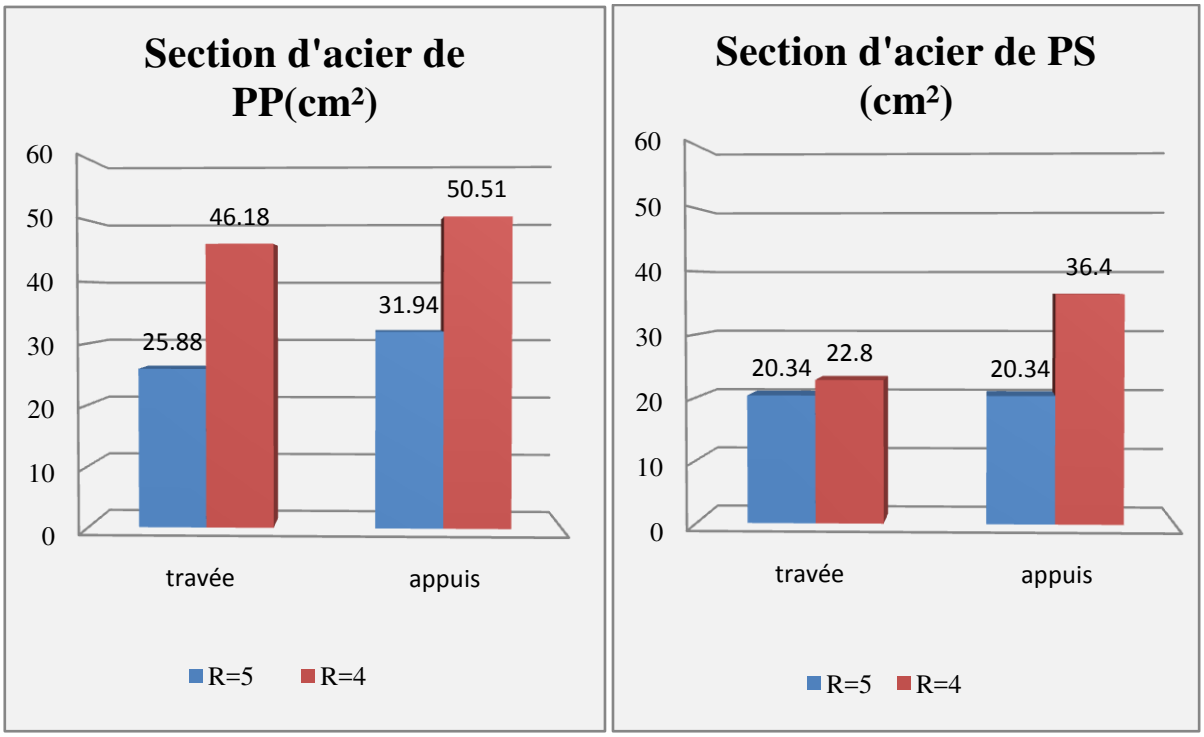


Figure VI.11 : Quantité d'acier des poutres.

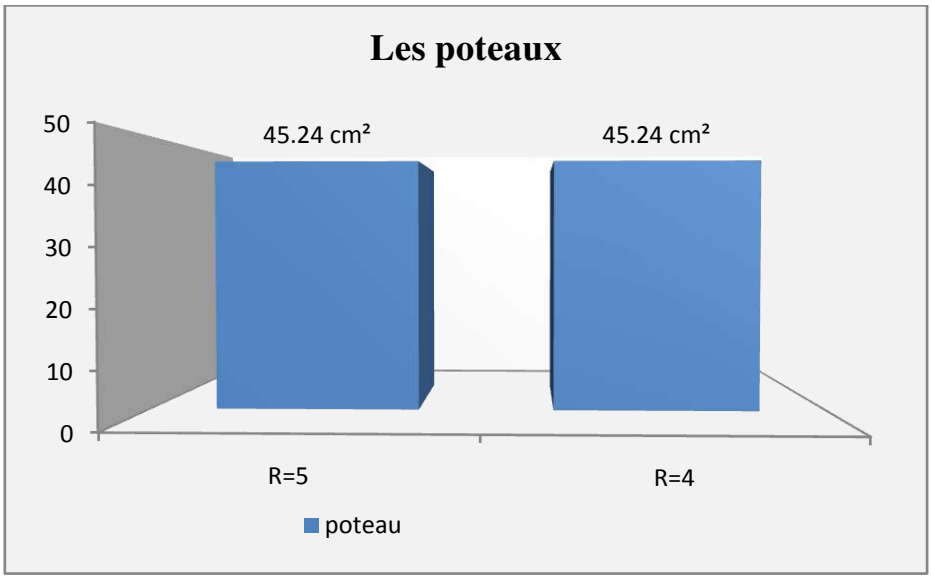


Figure VI.12 : Quantité d'acier d'un poteau de chaque variante.

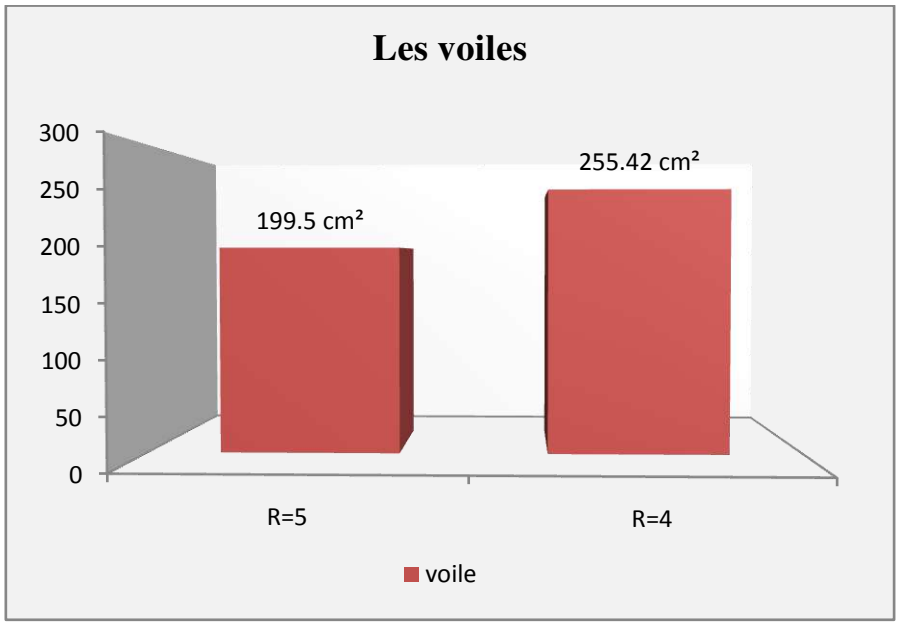


Figure VI.13 : Quantité d'acier des voiles à la base.

- **Commentaire :**

On remarque que la quantité d'acier dans la 1ere variante R = 5 est moins de celle dans la 2eme variante R = 4.

- **Discussion :**

La différence de l'effort sismique et les sollicitations résultantes dans chaque élément des structures montre ce résultat.

VII.4. CONCLUSION :

- **Aspect technique :**

Les conditions de calcul de chaque variante justifient la différence des résultats dans le coté technique (Périodes, déplacement, répartitions des charges verticales et horizontales).

- **Aspect économique :**

Sur le plan économique, le coefficient de comportement R = 5 est plus économique.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception de structure , il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.
Cette étude a montré que plusieurs facteurs influent sur le choix des coefficients de comportement entre autre : les catégories du site, la zone sismique et la hauteur de l'ouvrage.

Enfin d'après tout ce qui a précédé et sur la base de cette étude détaillée, le coefficient de comportement le plus favorable dans notre cas est le coefficient R=5 qui permet de mettre en œuvre notre ouvrage en toute sécurité et stabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ DOCUMENTS REGLEMENTAIRES :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 [DTR-B.C.2-41]
- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 [DTR-B.C.2.48]
- ✓ Charge permanentes et charges d'exploitation [DTR-B.C.2.2]

❖ MANUELS TECHNIQUES :

- ✓ Formulaire du béton armé. V.DAVIDOVICI.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé. M.BELAZOUGUI.

❖ LOGICIELS :

- ✓ SAP 2000 v19.1
- ✓ ROBOT EXPERT 2010
- ✓ EXCEL
- ✓ AUTOCAD