REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEDR. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage multiple en entre-sol + RDC + 7 étages implanté à ALGER (Zone III)

Présenté par

HAMIDIA Mohamed Amine

AHMED SEGHIR Youcef

Proposé et Dirigé par

Mr. KHELLADI Mohamed

Mr. KORTEBY Abdelkarim

Promotion 2019

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier le Dieu qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à Mr. Korteby Abdelkarim ,Mr. Khelladi Mohamed et Mr. Ouldterki Benaissa, Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.

HAMIDIA MED AMINE

AHMED SEGHIR

Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE qui ma à quitté, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A mes sœurs, mes belles fleurs que j'aime si fort.

A Mes chers frères, Mustapha, Mohamed.

A toute la famille Ahmed Seghir.

A mon binôme Mohamed Amine, Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2^{éme} année master génie civil promotion 2018/2019.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

«YOUCEF»



Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A mes sœurs, mes belles fleurs que j'aime si fort.

A Mon chère frère Nadhir , garoimsa , okba.

A toute la famille Hamidia et Mekkide

A mon binôme Youcef, Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2^{éme} année master génie civil promotion 2018/2019.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

«MOHAMED AMINE»



ملخص

- هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت أرضي + طابق أرضي + سبعة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل **(RPA99 version 2003).**

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الجدران الحاملة المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **(CBA93, RPA99 version 2003).**

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **.(SAP2000 version 20.2.0)**

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

Résumé

- Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment (Entresol + RDC + 7 étages), implanté dans la wilaya d'**ALGER,** cette région est classée comme zone sismique **III** selon le **(RPA99 version 2003).**

- La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

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

- L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel **« SAP2000 version 20.2.0 »**.

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

Abstract

- This project is a study of a building (basement + ground floor + 7 floors), will be implanted in **ALGIERS,** this region is classified as seismic zone **III** according to **(RPA99 version 2003).**

- The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of bracing constituted of bearing walls in reinforced concrete.

- The design and the calculation of reinforcement of all the resistant elements have been established in accordance with the Algerian regulations **(CBA93, RPA99 version 2003).**

- The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite elements method using the software **"SAP2000 version 20.2.0"**.

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

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment 2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment 2
I.3. Classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 2
I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES 2
I.4.1. Système de contreventement 2
I.4.2. Planchers 2
I.4.3. Maçonnerie 3
I.4.4. Les escaliers 3
I.4.5. Infrastructure 3
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX 4
I.5.1. Le béton 4
I.5.2. Les aciers 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. INTRODUCTION 6
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 6
II.2.1. Planchers à corps creux 6
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 7
II.4. EVALUATION DES CHARGES [DTR B.C 2.2] 8
II.4.1. Charges permanentes 8
II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) 8
II.4.1.1.1. Plancher à corps creux 8
II.4.1.1.2. Planche dalle pleine 8
II.4.1.2. Plancher étage courant 9
II.4.1.2.1. A. Plancher à corps creux 9
II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine 9
II.4.1.3. Maçonnerie 10
II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) 10
II.4.2. Charges d'exploitation 10
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement 11
II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité 11
II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau 12
II.5.1.3. Calcul de la capacité portante du poteau 12
II.5.1.4. Calcul de la capacité portante 13
II.5.1.5. Charges permanentes 13
II.5.1.6. Charges d'exploitation 14
II.5.1.7. II.5.1.7. L'effort normal ultime 15
II.5.1.8. Vérification selon le RPA99 version2003 15
II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] 15
II.5.1.8.2. Vérification aux zones nodales RPA99 version 2003 [Art 7.5.1] 16
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE 18
III.1.1. Principe de calcul 18
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges 18
III.1.3. Détermination des efforts 18
III.1.4. Calcul de ferraillage 18
III.1.4.1. Armatures choisit 19
III.1.4.2. Espacement 19
III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition 19
III.1.4.4. Espacement 19
III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) 19
III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 20
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX 20
III.2.1. La dalle de compression 20
III.2.2. Les poutrelles 21
III.2.2.1. Avant coulage 21
III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage 22
III.2.2.1.2. Calcul de μ 22
III.2.2.1.3. Calcul des étaiements 22
III.2.2.2. Après coulage 22
III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations 23
III.2.2.2.2. Usage courant 23
III.2.2.2.3. Usage service 26
III.2.2.2.4. Usage commerce 27
III.3. LES ESCALIERS 29
III.3.1. Dimensionnement 29
III.3.1.1. Escalier 1 29
III.3.1.1.1. Calcul d'épaisseur de la paillasse 30
III.3.1.1.2. Evaluation des charges et surcharges 30
III.3.1.1.3. Détermination des sollicitations 30
III.3.1.1.4. Détermination des sollicitations 31
III.3.1.1.5. Ferraillage 32
III.3.1.1.6. Vérification à l'ELS 32
III.3.1.1.7. Vérification de l'effort tranchant 32
III.3.1.1.8. Vérification de la flèche 33
III.3.1.2. Escalier 02 33
III.3.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges 33
III.3.1.2.2. Détermination des sollicitations 34
III.3.1.2.3. Détermination des des sollicitations 34
III.3.1.2.4. Ferraillage 35
III.3.1.2.5. Vérification à l'ELS 35
III.3.1.2.6. Vérification de l'effort tranchant 36
III.3.1.2.7. Vérification de la flèche 36
III.4. LA POUTRE PALIERE 37
III.4.1. Pré dimensionnement 37
III.4.2. Charges revenant à la poutre 37
III.4.3. Calcul des efforts 38
III.4.4. Calcul de ferraillage 38
III.4.5. Vérification de la flèche 39
III.5. LA DALLE PLEINE 40
III.5.1. Définition 40
III.5.2. Calcul des dalles triangulaires 40
III.5.3. Ferraillage 42

III.5.3.1. Armatures longitudinales 42
III.5.3.2. Armatures de répartition 42
III.5.4. Vérification à l'ELS 42
III.5.5. Vérification de l'effort tranchant 42
III.5.6. Vérification de la flèche 43
III.6. Dalle machine pour la cage d'ascensseur 43
III.6.1. Introduction 43
III.6.2. Détermination de l'épaisseur 43
III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation 43
III.6.4. Ferraillage 44

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION 45
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 45
IV.2.1. Centre de masse 45
IV.2.2. Centre de torsion 46
IV.2.3. Excentricité 47
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 47
IV.3.1. Introduction 47
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 48
IV.3.2.1. Principe de la méthode 48
IV.3.2.2. Modélisation 48
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 48
IV.3.3. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »). 48
IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η 48
IV.3.5. Coefficient de comportement R 49
IV.3.6. Facteur de qualité Q 49
IV.3.7. Résultats de l'analyse dynamique 50
IV.4. Analyse modale 51
IV.4.1. Comportement modal 51
IV.4.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 51
IV.5. Analyse statique et dynamique 52
IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques 52
IV.5.2. Vérification de la stabilité au renversement 54
IV.5.3. Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »). 55
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 56
IV.5.5. Vérification de l'effet P-Δ 57

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction 68
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES 68
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 68
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 68
V.2.3. Vérification de la flèche 69
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 70
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 70
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 71
V.3.1. Armatures longitudinales 72
V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal 72
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 72
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.3.2. Armatures transversales 74
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES 76

V.4.1. Ferraillage des trumeaux 76
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 76
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 80
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 82
V.4.1.4. Armatures horizontales 83
V.4.1.5. Epingles 85
V.4.2. Ferraillage des linteaux 85
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 86
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 86
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 86
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 86
V.4.2.2.1. Aciers diagonales 86
V.4.2.2.2. Armatures longitudinales 87
V.4.2.2.3. Armatures transversales 87
V.4.2.2.4. Armatures de peau 87

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Chapitre VI Calcul de l'infrastructure. 88
VI.1. INTRODUCTION 89
VI.2. Types de fondations 89
VI.3. Caractéristiques du sol 89
VI.4. Choix du type de fondations 90
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 90
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles 90
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 91
VI.4.1.3. Ferraillage des semelles isolées 92
VI.4.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS 93
VI.4.2. Semelle filante (continue) 93
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 93
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 94
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 94
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 94
VI.4.2.5. Calcul de Ferraillage 95
VI.4.2.5.1. Sous un voile 95
VI.4.2.5.2. Sous plusieurs poteaux 96
VI.4.2.6. Dimensionnement de poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 96
VI.4.3. Calcul de voile de soutènement 99
VI.4.3.1. Calcul de la poussée des terres 100
VI.4.4.2. Calcul de ferraillage 101
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS 102
VI.4.4.4. Vérification au cisaillement à l'ELU 102
VI.4.4. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 102
VI.4.5.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 103
VI.4.4.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 103
VI.4.4.2. Calcul des armatures transversales 103
VI.4.5. Ferraillage de radier partiel 104
VI.4.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS 104
VI.4.5.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Hypothèses de calcul béton. 4
Tableau I.2. Les types d'aciers utilises et leurs nuances. 4
Tableau I.3. Hypothèses de calcul acier. 5
Tableau II.1.Pré dimensionnement des poutres. 7
Tableau II.2. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. 8
Tableau II.3.Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine. 8
Tableau II.4.Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. 9
Tableau II.5. Charge due aux planchers à corps creux de niveau service et commerce. 9
Tableau II.6.Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant. 9
Tableau II.7.Charge permanente du mur intérieur. 10
Tableau II.8.Charge permanente du mur extérieur. 10
Tableau II.9.Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau. 13
Tableau II.10.Charges permanentes cumulées des surfaces reprises. 13
Tableau II.11.Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises. 14
Tableau II.12.Vérification de l'effort normal des poteaux. 15
Tableau II.13.Vérification des sections selon le RPA99 version2003. 15
Tableau II.14.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 16
Tableau III.1.Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. 18
Tableau III.2.Les efforts exercés sur l'acrotère. 18
Tableau III.3.vérification de la flèche des poutrelles avant coulage. 22
Tableau III.4.Calcul des sollicitations. 23
Tableau III.5.Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (type 1). 24
Tableau III.6.Ferraillage à l'ELU. 25
Tableau III.7.Vérification des contraintes à l'ELS. 25
Tableau III.8.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 25
Tableau III.9.Vérification de la flèche. 25
Tableau III.10.Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle. 26
Tableau III.11.ferraillage à l'ELU. 26
Tableau III.12.Vérification des contraintes à l'ELS. 27
Tableau III.13.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 27
Tableau III.14.Vérification de la flèche. 27
Tableau III.15. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle. 28
Tableau III.16.ferraillage à l'ELU. 28
Tableau III.17.Vérification des contraintes à l'ELS. 28
Tableau III.18.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.. 29
Tableau III.19.Vérification de la flèche. 29
Tableau III.20.Charge permanente de la paillasse. 30
Tableau III.21.Charge permanente du palier de repos. 30
Tableau III.22.Combinaisons des charges dans l'escalier. 31
Tableau III.23.Les sollicitations dans l'escalier. 31
Tableau III.24.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier. 32
Tableau III.25.Vérification de la section d'armatures. 32
Tableau III.26.Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 32
Tableau III.27.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. 32
Tableau III.28.Vérification des contraintes de cisaillement. 32
Tableau III.29.Charge permanente de la paillasse. 33
Tableau III.30.Charge permanente du palier de repos. 34
Tableau III.31.Combinaisons des charges dans l'escalier. 34

Tableau III.32.Les sollicitations dans l'escalier. 34
Tableau III.33.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier..... 35
Tableau III.34.Vérification de la section d'armatures. 35
Tableau III.35.Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 35
Tableau III.36.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. 36
Tableau III.37.Vérification des contraintes de cisaillement. 36
Tableau III.38.Vérification de la flèche. 36
Tableau III.39.Vérification de la flèche. 36
Tableau III.40.Pré dimensionnement de la poutre palière. 37
Tableau III.41.Sollicitations de la poutre palière. 38
Tableau III.42.La section d'armature transversale de la poutre palière. 38
Tableau III.43.Vérification de la poutre palière à l'E.L.S 39
Tableau III.44.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 39
Tableau III.45.Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003. 39
Tableau III.46.Vérification de la section d'armatures. 42
Tableau III.47.Section d'armatures de répartition. 42
Tableau III.48.Vérification de ferraillage a l'ELS 42
Tableau III.49.Vérification des contraintes de cisaillement. 43
Tableau III.50.Les charges de la dalle machine. 43
Tableau III.51.Travail externe de la dalle. 44
Tableau III.52.Travail interne de la dalle. 44
Tableau III.53.Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine. 45
Tableau III.54.Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine. 45
Tableau III.55.Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS. 45
Tableau III.56.de l'effort tranchant de la dalle machine. 45
Tableau IV.1.Centre de masse et centre de torsion. 46
Tableau IV.2.Excentricité suivant les deux directions. 47
Tableau IV.3.Justification du coefficient de comportement R suivant (X) 49
Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant (Y) 49
Tableau IV.5.Facteur de qualité. 50
Tableau IV.6.Comportement des trois premiers modes. 51
Tableau IV.7.tableaux des modes retenir. 52
Tableau IV.8.Les valeurs de la force sismique. 53
Tableau IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 53
Tableau IV.10.Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 54
Tableau IV.11.Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 55
Tableau IV.12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 56
Tableau IV.13.Vérification de l'effort normal réduit. 56
Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ. 57
Tableau V.1. La section calculée d'armatures des poutres. 68
Tableau V.2.La section choisie d'armatures des poutres. 68
Tableau V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 69
Tableau V.4.Vérification de section d'armatures. 69
Tableau V.5.Vérification de la flèche des poutres secondaires. 69
Tableau V.6.La section d'armatures transversales. 70
Tableau V.7.Vérification des contraintes de cisaillement. 70
Tableau V.8.La section d'armatures des poteaux 73
Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS. 73
Tableau V.10.La section d'armatures transversales des poteaux. 74
Tableau V.11.La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X). 77

Tableau V.12.La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X). 78
Tableau V.13.La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y). 79
Tableau V.14.La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y). 79
Tableau V.15.Vérification des contraintes des voiles (Suivant X). 80
Tableau V.16.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y). 81
Tableau V.17.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X). 82
Tableau V.18.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y). 83
Tableau V.19.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X). 84
Tableau V.20.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y). 85
Tableau V.21.Choix de la méthode de calcul. 87
Tableau V.22.La section d'armatures des linteaux (Suivant X) 87
Tableau V.23.La section calculée d'armatures des linteaux (Suivant Y). 88
Tableau V.24.La section choisie d'armatures des linteaux (Suivant Y). 88
Tableau VI.1Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 91
Tableau VI.2. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 92
Tableau VI.3.Ferraillages des armatures de la semelle. 92
Tableau VI.4.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 93
Tableau VI.5.Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 93
Tableau VI.6.Vérification des contraintes sous la semelle filante. 94
Tableau VI.7.Vérification de la stabilité au renversement. 94
Tableau VI.8.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 94
Tableau VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 95
Tableau VI.10.Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 96
Tableau VI.11.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 96
Tableau VI.12.Ferraillages des armatures principales de la semelle. 96
Tableau VI.13.Dimensionnement de la poutre de libage. 97
Tableau VI.14.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.. 97
Tableau VI.15.Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 98
Tableau VI.16.Détermination des sollicitations de la poutre de libage 98
Tableau VI.17.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 98
Tableau VI.18.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 98
Tableau VI.19.Travail externe de la dalle. 101
Tableau VI.20.Travail interne de la dalle. 101
Tableau VI.21.Calcul des moments de flexion des lignes de rupture. 101
Tableau VI.22.La section d'armatures du voile périphérique. 102
Tableau VI.23.Vérification des contraintes à l'ELS. 102
Tableau VI.24.Ferraillage longitudinal des longrines. 103
Tableau VI.25.Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 103
Tableau VI.26.alcul des armatures transversales des longrines. 103
Tableau VI.27.La section d'armatures de radier. 104
Tableau VI.28.Vérification des contraintes à l'ELS. 104

LISTE DES FIGURES

Figure I.2.Mur simple cloison. 3
Figure I.1.Mur double cloison. 3
Figure II.1.Plancher corps creux (16+5). 6
Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux 7
Figure II.3.Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 11
Figure II.4.La section réduite du poteau. 12
Figure II.5.Dimensions à respecter par les poutres. 16
Figure II.6.Vue en plan et vue en 3D du voile. 17
Figure III.1.Schéma statique de l'acrotere 18
Figure III.2.Section de béton armé dans l'acrotère. 19
Figure III.3.Ferraillage de l'acrotère. 20
Figure III.4.Disposition des armatures de la dalle de compression. 21
Figure III.5.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle. 23
Figure III.6.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle. 24
Figure III.7.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle. 24
Figure III.8.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle. 26
Figure III.9.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle. 26
Figure III.10.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle. 26
Figure III.11.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle. 27
Figure III.12.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle. 28
Figure III.13.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle. 28
Figure III.14.Schéma statique d'une volée d'escalier. 29
Figure III.15..Chargement dans l'escalier. 31
Figure III.16.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 31
Figure III.17.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU. 31
Figure III.18.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 31
Figure III.19.Schéma statique d'une volée d'escalier. 33
Figure III.20.Chargement dans l'escalier. 34
Figure III.21.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 34
Figure III.22.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU. 35
Figure III.23.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 35
Figure III.24.Schémas statique de la poutre palière. 37
Figure III.25.Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U 38
Figure III.26.Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U 38
Figure III.27.Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S. 38
Figure III.28.Ferraillage de la poutre palière 39
Figure III.29.La rupture de la dalle. 40
Figure III.30.Le déplacement des zones des ruptures de la dalle. 41
Figure III.31. Travail externe de la dalle. 44
Figure III.32. Travail interne de la dalle 44
Figure IV.1.Disposition des voiles. 45
Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres. 71
Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales. 71
Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires. 71
Figure V.4. Disposition des armatures pour le poteau. 75
Figure V.5.Armatures de linteaux. 87
Figure VI.1.Les bulbes de pression sous la semelle 91
Figure VI.2.chevauchement des bulbes de pression sous la semelle. 92
Figure VI.3.semelle isolé 92
Figure VI.4.Les dimensions finales des semelles filantes. 95
Figure VI.5.Schéma statique du voile périphérique. 100
Figure VI.6.Les lignes de rupture. 100
Figure VI.7.Ferraillage de la longrine. 103

NOTATIONS

✓ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.
B : Section du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue du voile
L_t : Largeur de la section tendue du voile.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
ACC : Etat limite accidentelle.
E : Module d'élasticité du béton.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée.
M_a : Moment fléchissant en appui.
M_u : Moment fléchissant à l'ELU.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.
N : Effort normal.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.

✓Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

✓Majuscules grecques :

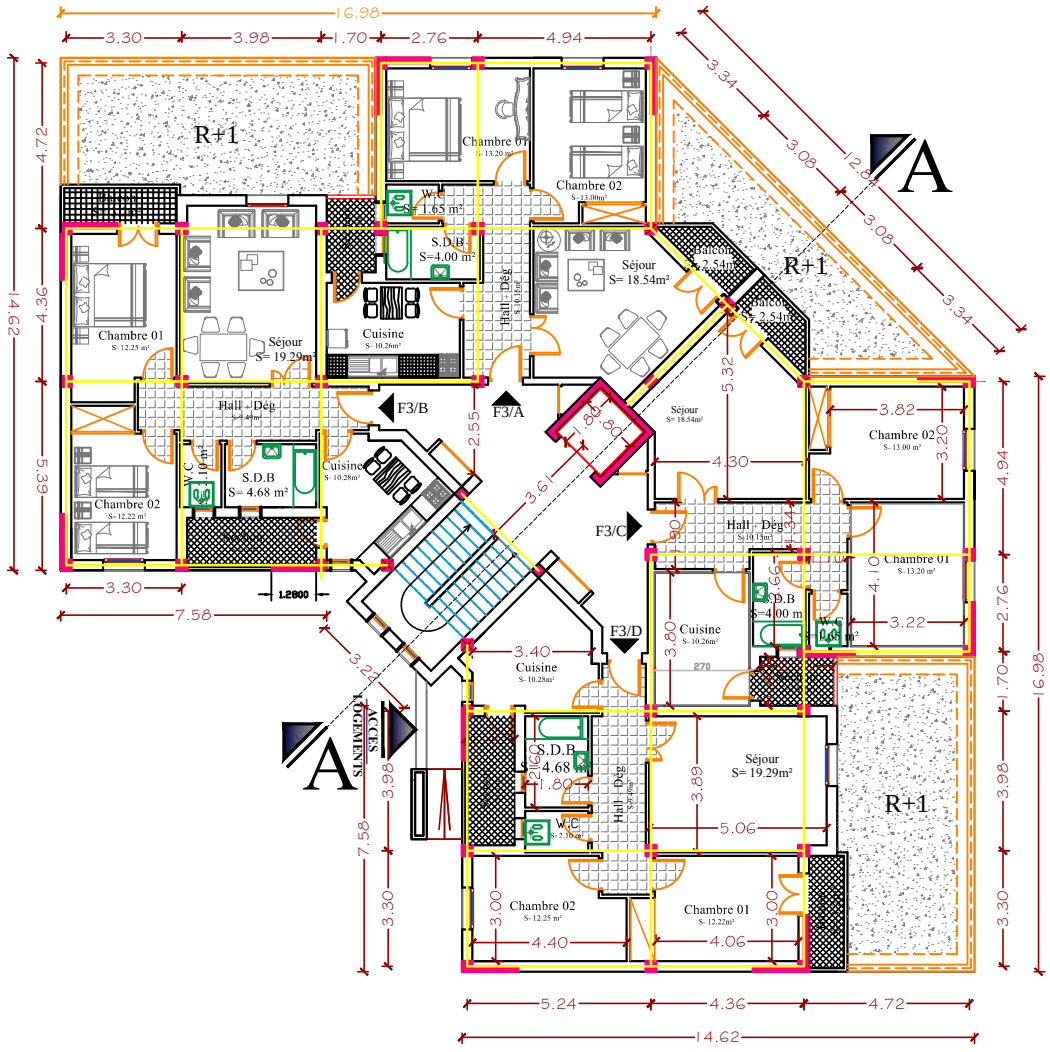
Δ : Variation.
Σ : Sommation.
Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids

✓Minuscules grecques :

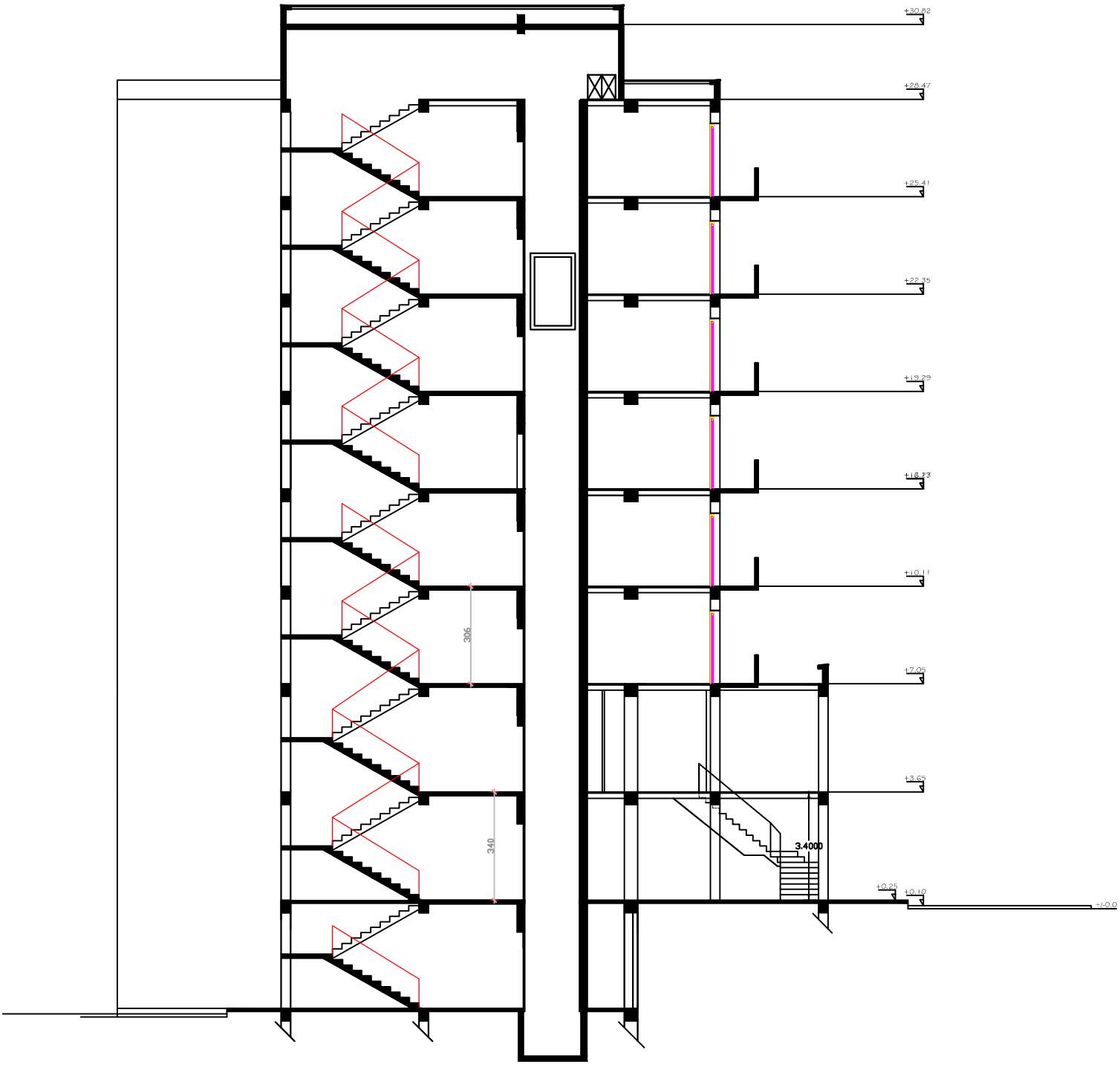
α : Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε : Déformation relative.
η : Coefficient de fissuration.
λ : Élancement mécanique.
ν : Coefficient de POISSON.
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ : Déplacement d'un niveau.



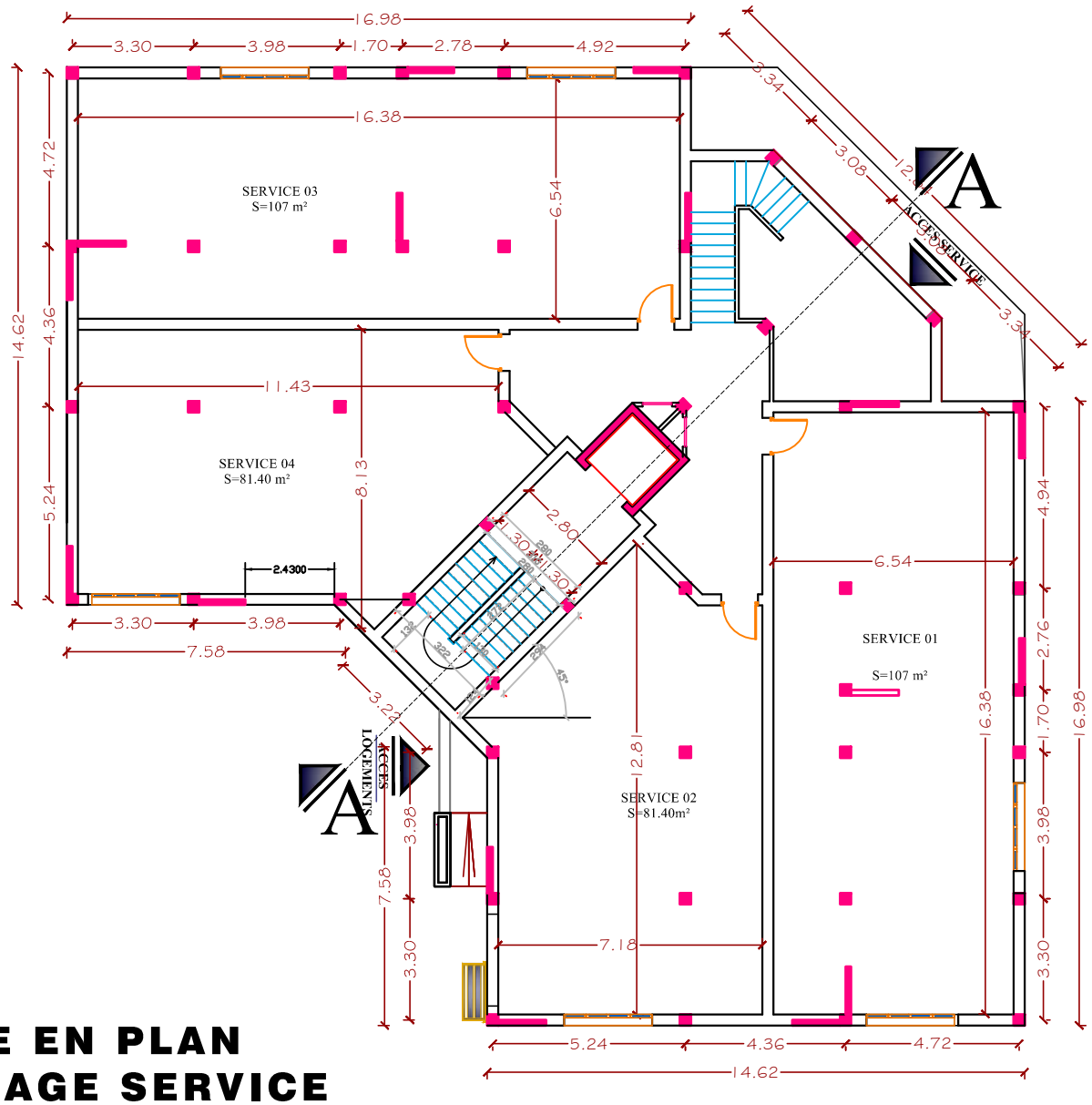




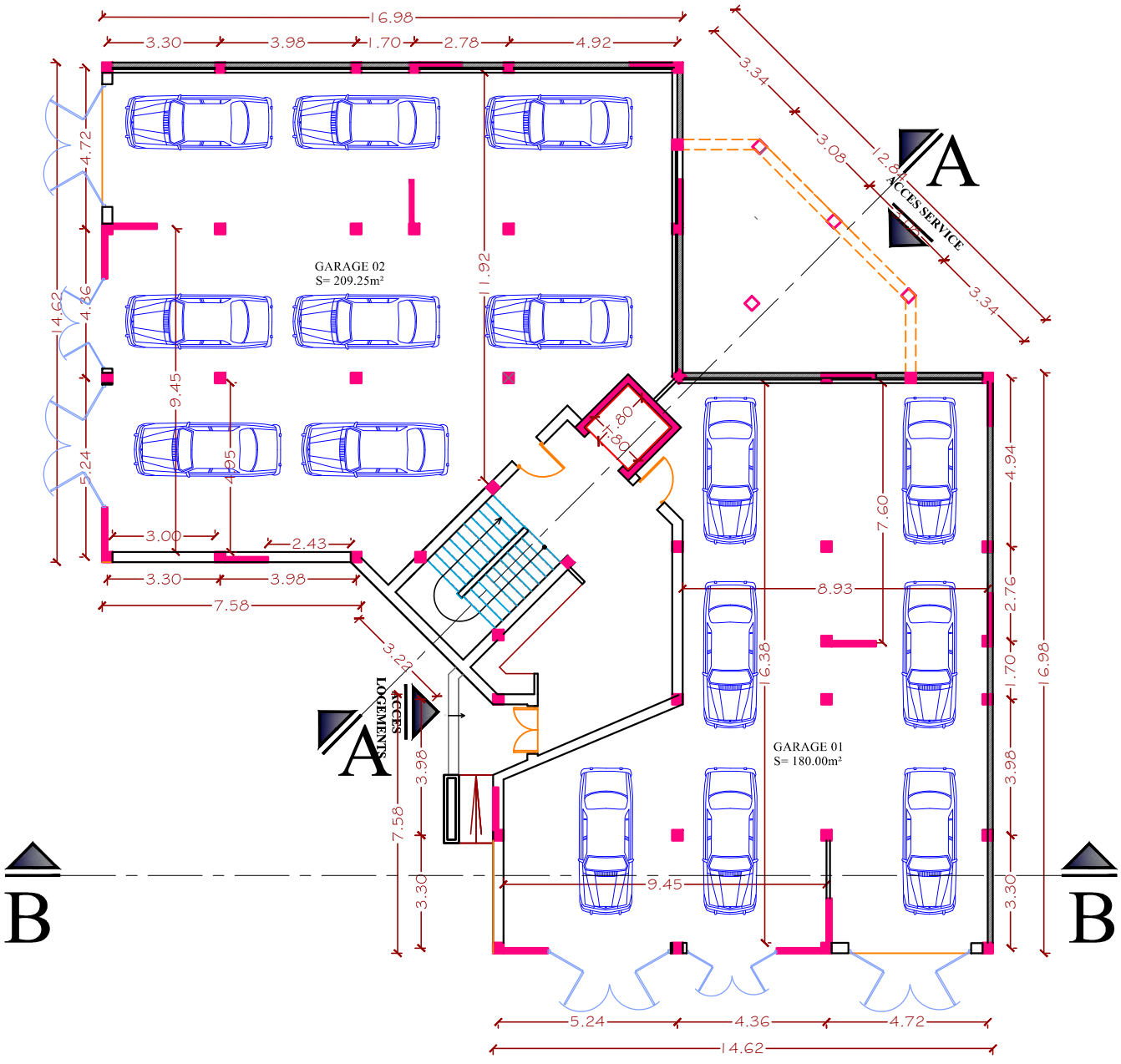
VUE EN PLAN
ETAGE COURANT LOGTS



COUPE A-A
BLOC D'ANGLE



VUE EN PLAN
1er ETAGE SERVICE



VUE EN PLAN SOUS SOL
GARAGE DE STATIONNEMENT

INTRODUCTION GENERALE

L’étude des structures est un passage obligé dans l’acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d’étude, nous avons procédé à l’étude d’un bâtiment situé à willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage multiple (parking, commerce, service et habitation) constitué par un entresol, rez-de-chaussée (RDC) et 7 étages.

L’étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l’ouvrage et ces dimensions.
- Le deuxième chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les longrines, les poteaux et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre est axé sur l’analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale en utilisant le logiciel de calcul structurelle « SAP2000 version 20.2.0 ». En présente d’abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l’objectif du cinquième chapitre.
- Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément règlementation en vigueur.

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment (bloc angle) en béton armé comporte en RDC + 7 + entre sol avec terrasse inaccessible à usage multiple (Parking, commerces, bureaux, habitation) qui sera implanté à Alger, c'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du Règlement Parasismique algérien RPA99version 2003[1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[2] , ainsi qu'au RPA99[1].

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 25.76 m
- Largeur totale du bâtiment : 25.76 m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur de l'entresol : 3.40 m
- Hauteur du RDC : 3.40 m
- Hauteur de 1erétage : 3.40 m
- Hauteur d'étage courant: 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 28.56 m

I.3. CLASSIFICATION DU BATIMENT SELON RPA99 VERSION 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage 2.

Le sol est considéré comme un site ferme (S2).

I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte neufs niveaux qui font une hauteur de 28.56m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone III en 8m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles donc on a besoin des voile. ►►Art 3.4 RPA99 v2003◄◄

I.4.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cmd'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

• Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

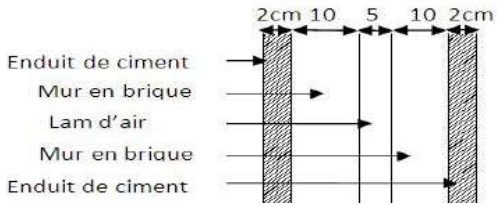


Figure I.2.Mur double cloison.

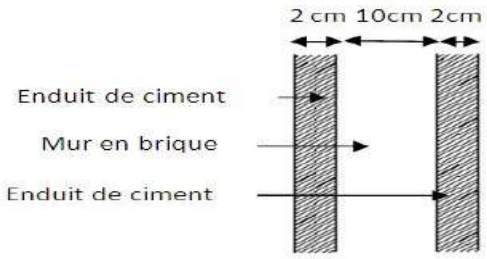


Figure I.1.Mur simple cloison.

I.4.4. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.4.5. Infrastructure :

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

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

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

I.5.1. Le béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.1. *Hypothèses de calcul béton.*

La masse volumique de béton		ρ = 2.5 t/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours		fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction		ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)		$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	
Coefficient de dilatation		***θ=1x10-5***	[ARTA.3.1.3.3.CBA93]
Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0	[ART A.2.1.2 CBA93]
	ELS	0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPA	
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPA	
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPA	
	Situation accidentelle	18.50 MPA	

I.5.2. Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts **:** une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant.

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e(MPA)**
Rond lisse	Armatures transversales	**F_eE220**	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	**F_eE220**	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	**F_eE220**	Ø6	520

Tableau I.3. *Hypothèses de calcul acier.*

<table>
<tr><td colspan="3">La masse volumique de l'acier</td><td>ρ = 7.85 t/m3</td></tr>
<tr><td colspan="3">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000mA</td></tr>
<tr><td rowspan="7">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durableσ_s</td><td>348 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelleσ_s</td><td>400 MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="5">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse$\overline{\sigma_s}$</td><td>159.40MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse$\overline{\sigma_s}$</td><td>130.42 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions préliminaires des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux,l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93 .

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t: L'épaisseur du plancher ;
L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).
Pour notre projet : L=494cm

$$\frac{494}{25} \leq h_t \leq \frac{494}{20} \Rightarrow 19.76 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.7 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{494}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 21.95 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 21 cm
$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+5$ cm.
Avec : d : l'épaisseur du corps creux .
e : l'épaisseur de la dalle de compression .

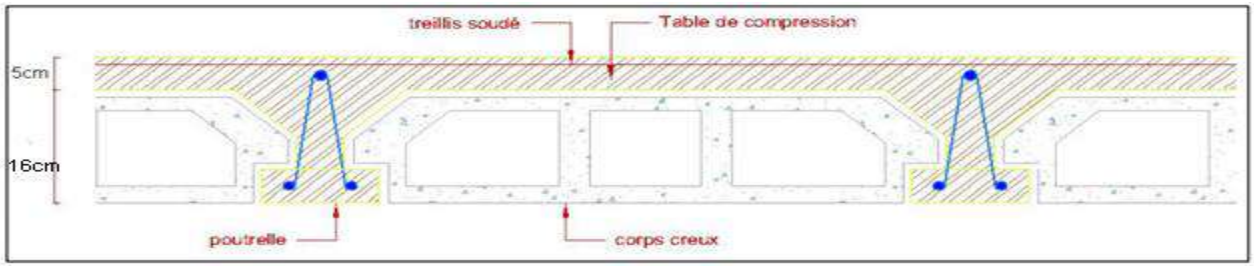


Figure II.1.Plancher corps creux (16+5).

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

Figure II.2. *Coupe du plancher à corps creux*

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1.Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de Résistance	L= 494 cm ⇒ 32.93cm ≤ h ≤ 49.4cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 28cm ≤ b ≤ 40cm On adopte : **b=30cm**	L= 464 cm ⇒ 30.93cm ≤ h ≤ 46.4cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 24.5cm ≤ b ≤ 35cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2] [2]

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.2. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Référence
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	Papier Kraft	/	/	0.05	/
4	Forme de pente	0.11	22	2.42	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	Film polyane	/	/	0.01	/
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	Pare vapeur	0.01	6	0 .06	/
8	Plancher corps creux (16+5)	0.21	/	3.05	DTR BC.2.2 Art C.3
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**6.87**	

II.4.1.1.2. Planche dalle pleine :

Tableau II.3.Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Référence
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	Papier Kraft	/	/	0.05	/
4	Forme de pente	0.11	22	2.42	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	Film polyane	/	/	0.01	/
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	Pare vapeur	0.01	6	0 .06	/
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75	
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**7.57**	

II.4.1.2. Plancher étage courant :

II.4.1.2.1. A. Plancher à corps creux :

Tableau II.4.Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Plancher corps creux (16+5)	0.21	/	3.05	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =6.21	

Tableau II.5. Charge due aux planchers à corps creux de niveau service et commerce.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
w1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Plancher corps creux (20+5)	0.25	/	3.8	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =6.96	

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.6.Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =6.91	

II.4.1.3. Maçonnerie :

II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.7.Charge permanente du mur intérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	Art C.1
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				G =1.62	

II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.8.Charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
3	Lame d'air	0.05	/	/	/
4	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				G =2.52	

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1kN/m².[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2] [2]
- habitation : Q=1.5 kN/m².[Art7.1 DTR.B.C.2.2] [2]
- Commerce : Q=5kN/m²
- Bureaux et circulation : Q=2.5 kN/m². [Art7.2.2 DTR.B.C.2.2] [2]
- Loggia : Q=3.5 kN/m²
- Parking : Q=2.5 kN/m²

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effetde l'effort normal ultime de compression.

Cette charge doit être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux derive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne : (N_u^*=1.1Nu). Selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

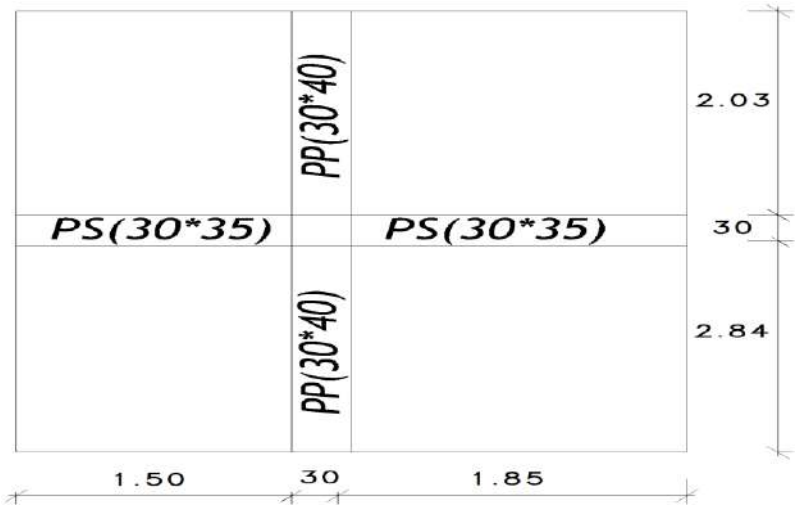


Figure II.3.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = (1.50 + 0.30 + 1.85) * (2.48 + 0.30 + 2.03) \Rightarrow S_{totale} = 17.55\, m^2$

$S_{plancher} = (1.50 + 1.85) * (2.48 + 2.03) \Rightarrow S_{plancher} = 15.10\, m^2$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

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

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ ►►CBA93 ArtB.8.4.1◄◄

$\bar{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r :la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

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

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & Si\ \lambda \leq 50 \\ 0.30 \left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & Si\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

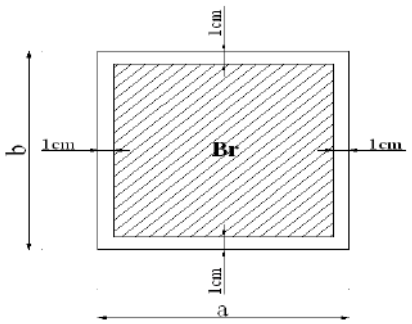


Figure II.4.La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.40m pour tous les étages. Sauf Sous-sol 2, l_0=2.60m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{b^4}{12}\right)/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.9.Capacité portante N¯pour chaque section de poteau.

Niveau	*B(mm²)*	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$
7éme	350x350	108900	2.16	0.101	21.42	0.791	122.5	1628.45
6éme	350x350	108900	2.16	0.101	21.42	0.791	122.5	1628.45
5éme	350x350	108900	2.16	0.101	21.42	0.791	122.5	1628.45
4éme	400x400	144400	2.16	0.115	18.74	0.804	160	2194.46
3éme	400x400	144400	2.16	0.115	18.74	0.804	160	2194.46
2éme	400x400	144400	2.16	0.115	18.74	0.804	160	2194.46
1er	450x450	184900	2.4	0.130	18.51	0.805	202.5	2813.02
RDC	450x450	184900	2.4	0.130	18.51	0.805	202.5	2813.02
entre-sol	450x450	184900	2.4	0.130	18.51	0.805	202.5	2813.02

On prendre pour les poteaux les pré dimension, pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 9 niveaux).

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.5. Charges permanentes :

$$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* *$S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.10.Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
7éme	103.78	13.38	8.66	8.15	133.97	133.97
6éme	93.81	13.38	8.66	8.15	124.00	257.96
5éme	93.81	13.38	8.66	8.15	124.00	381.96
4éme	93.76	13.23	8.53	10.64	126.16	508.12
3éme	93.76	13.23	8.53	10.64	126.16	634.29
2éme	93.76	13.23	8.53	10.64	126.16	760.45
1ier	93.68	13.08	8.40	15.19	130.35	890.80
RDC	105.00	13.08	8.40	15.19	141.67	1032.47
Entre-sole	105.00	13.08	8.40	15.19	141.67	1174.13

II.5.1.6. Charges d'exploitation :

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

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

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_7 = 2.5 kN/m² (étage à usage bureaux).

Q_8 = 5 kN/m² (étage à usage commerce).

7émé étage : Q_0

6émé étage : $Q_0 + Q_1$

5émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

4émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1ier étage : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

RDC : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Entre sol : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.11.Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
7éme	17.55	/	17.56
6éme	26.325	1	43.89
5éme	26.325	0.95	67.59
4éme	26.325	0.90	84.71
3éme	26.325	0.85	101.83
2éme	26.325	0.80	122.90
1ier	26.325	0.75	136.06
RDC	43.875	0.714	161.77
Entre sole	87.75	0.688	216.71

II.5.1.7. II.5.1.7. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.12.Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	*N_u (kN)*	*Nu* (kN)*	*$\bar{N}$ (kN)*	*Nu* ≤ $\bar{N}$*
7éme	350x350	133.97	17.56	207.19	227.91	1628.45	vérifiée
6éme	350x350	257.96	43.89	414.09	455.50	1628.45	vérifiée
5éme	350x350	381.96	67.59	617.04	678.74	1628.45	vérifiée
4éme	400x400	508.12	84.71	813.03	894.34	2194.46	vérifiée
3éme	400x400	634.29	101.83	1009.03	1109.93	2194.46	vérifiée
2éme	400x400	760.45	122.90	1210.95	1332.05	2194.46	vérifiée
1^{ier}	450x450	890.80	136.06	1406.68	1547.34	2813.02	vérifiée
RDC	450x450	1032.47	161.77	1636.49	1800.14	2813.02	vérifiée
Entre sole	450x450	1174.13	216.71	1910.15	2101.16	2813.02	vérifiée

II.5.1.8. Vérification selon le RPA99 version2003 :

II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Tableau II.13.Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Niveau	*Condition à vérifier*	*Application de condition*	*Vérification*
7éme, 6éme, 5éme	*Zone III* *Min (b, h) ≥ 30 cm* *Min (b, h) ≥ h_e /20* *0.25 ≤ (b/h) ≤ 4*	Min (35, 35) ≥ *30 cm* h_e /20 = (306-40) /20 = 13.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
4éme, 3éme, 2éme	*Zone III* *Min (b, h) ≥ 30 cm* *Min (b, h) ≥ h_e /20* *0.25 ≤ (b/h) ≤ 4*	Min (40, 40) ≥ *30 cm* h_e /20 = (306-40) /20 = 13.3 cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
1^{ier},RDC, l'entre–sole	*Zone III* *Min (b, h) ≥ 30 cm* *Min (b, h) ≥ h_e /20* *0.25 ≤ (b/h) ≤ 4*	Min (45, 45) ≥ *30 cm* h_e /20 = (340-0.40) /20 = 15 cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée

II.5.1.8.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II.14.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
7émé, 6éme, 5éme.	30	35	35	Condition vérifiée	2.5	17.5	Condition vérifiée
4éme, 3éme, 2éme	30	40	40	Condition vérifiée	5	20	Condition vérifiée
1ier.RDC, l'entresole.	30	45	45	Condition vérifiée	7.5	22.5	Condition vérifiée

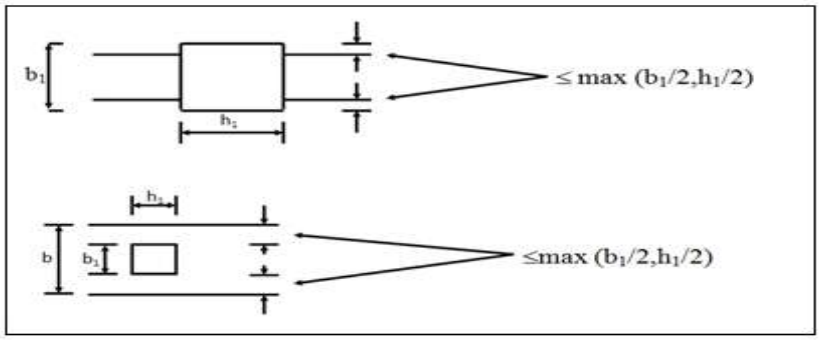


Figure II.5.Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

Selon le RPA 99 ver 2003, ►►Art 7.7.1◄◄

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

L≥4 a

Avec :

l : portée min des voiles.

e : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions derigidité

aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

he= 3.40 - 0.35 = 3.05 m.

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq Max[15cm, 13.86cm\ ,12.2cm\ ]$$

On prendre pour les voiles l'épaisseur a = 20 cm

pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 9 niveaux).

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement :

$L_{min} = 107\text{cm} \geq 4\,a$ ……Condition vérifiée

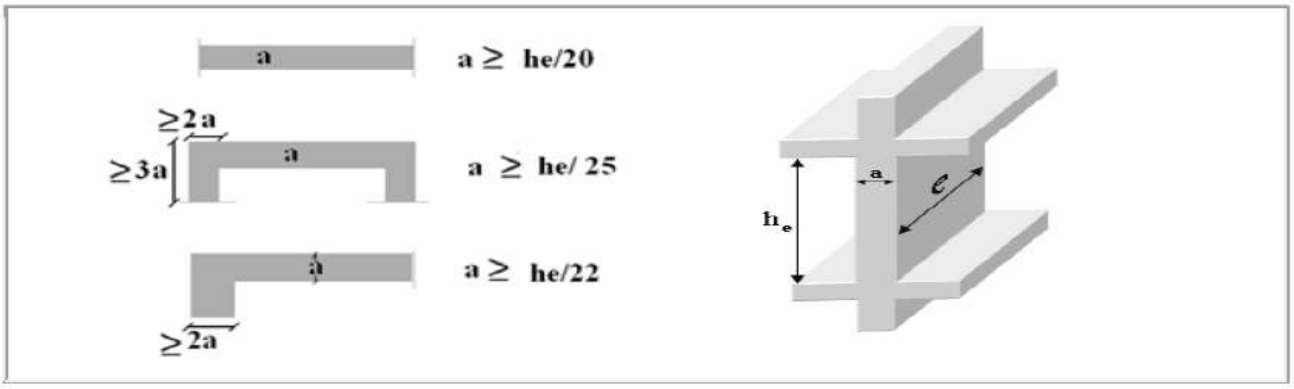


Figure II.6.Vue en plan et vue en 3D du voile.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul :

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

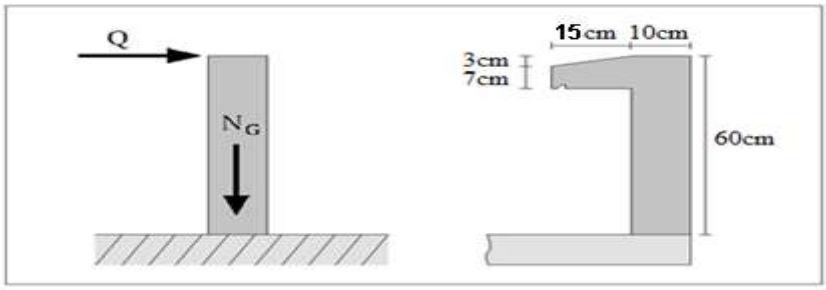


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotere

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1.Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Charges permanentes	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2.Les efforts exercés sur l'acrotère.

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53\ kN$	$N_u = G = 1.875\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.60\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

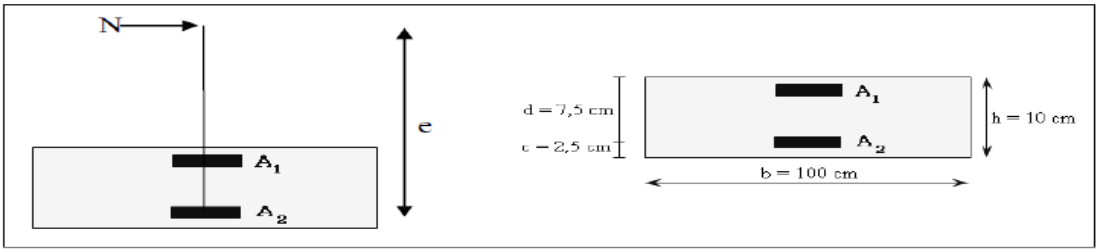


Figure III.2.Section de béton armé dans l'acrotère.

$$A_{s1} = 4.4\ cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.4\ cm^2$$

III.1.4.1. Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

III.1.4.2. Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7*1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

III.1.4.4. Espacement :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4*0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = \text{Min}[\ 4h\ ;\ 45cm\ ] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm.$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{b\ adm} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.6\ MPa\ \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s' = 2.2\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition :$\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn\ [\ 2.5MPa\ ;\ 4MPa\ ] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000 * (0.9 * 100)} = 0.016MPa$$

$$\tau = 0.016\ MPa\ \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

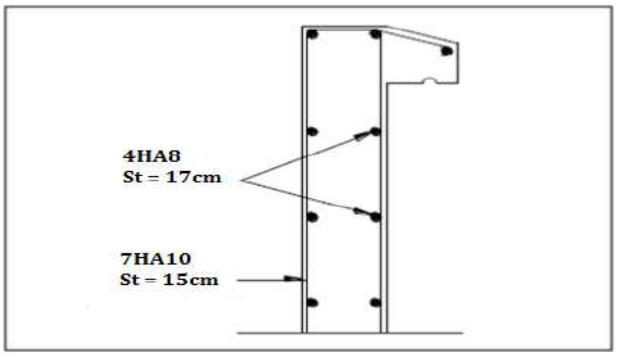


Figure III.3.Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si\ :\ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$$On\ choisira : \ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

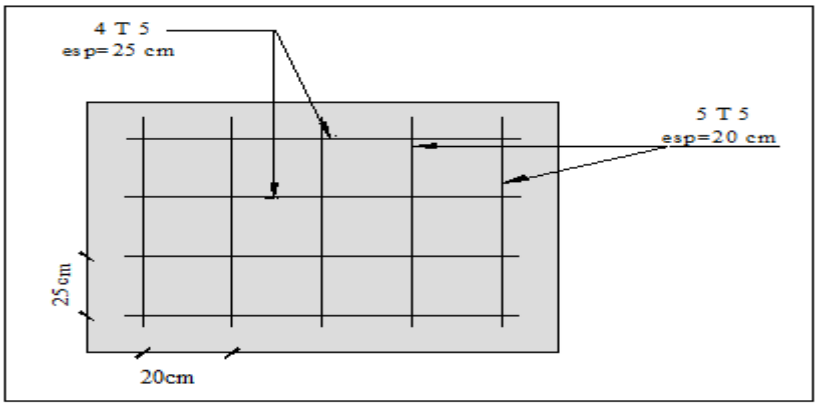


Figure III.4.Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. 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 grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$$G = (0.12 \times 0.04 \times 25) + (0.60 \times 1) = 0.72 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max}[1\text{kN} ; 0.5L = 2.47] = 2.47\text{kN/ml}$$

III.2.2.1.2. Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 2.19\ kN.m \quad , \quad M_Q = 3.05kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 7.54kN.m$$

$$\mu = 4.92 \gg \mu_l = 0.372$$

III.2.2.1.3. Calcul des étaiements :

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.1)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Tableau III.3.vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (m^4)$	$f\ (cm)$	$\bar{f}\ (cm)$	$f \leq \bar{f}$
0	4,94	0,72	2,47	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	572.581	9,88	Non
1	2,47	0,72	1,23	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	35.786	4.94	Non
2	1,64	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	7.867	3,29	Non
3	1,23	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	2,965	2,47	Non
4	0,98	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	1.410	1,97	oui

Résultats:4 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.2.2.2. Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations :

Tableau III.4.Calcul des sollicitations.

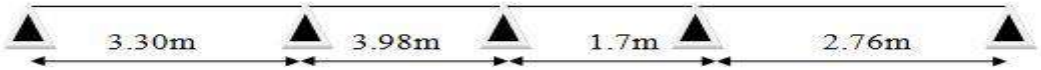
plancher	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$P_u\ (kN/m)$	$P_{ser}\ (kN/m)$
terrasse	4.12	0,60	6.46	4.72
courant	3.72	0,9	6.37	4.62
service	4.17	1.5	7.87	5.67
commerce	4.17	3	10.12	7.17

On a trois types des poutrelles à calculer :

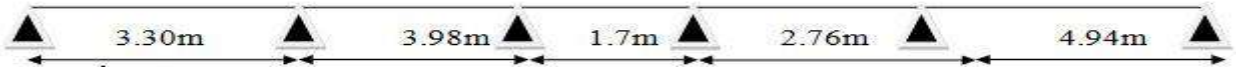
➢ **Poutrelles à deux travées :**



➢ **Poutrelles à quatre travées :**



➢ **Poutrelles à cinq travées :**



III.2.2.2.2. Usage courant :

Les poutrelles (2 travée) donnent des sollicitations maximales :

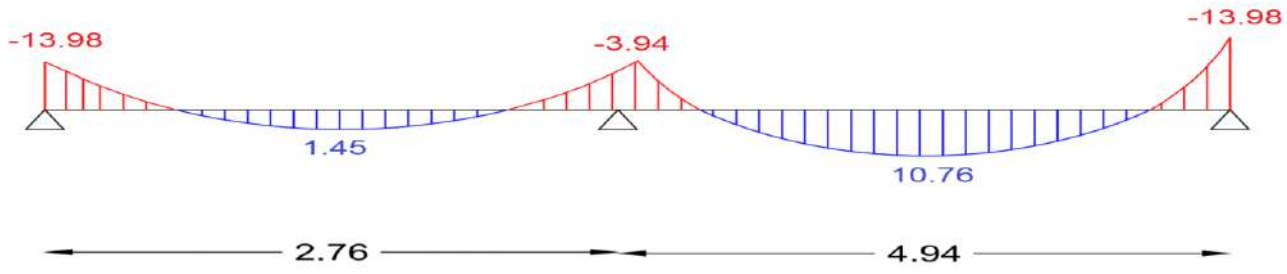


Figure III.5.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle.

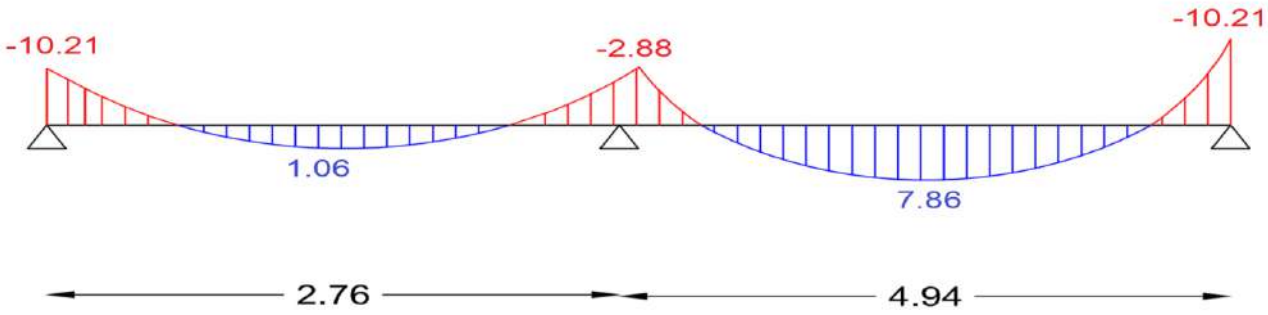


Figure III.6.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

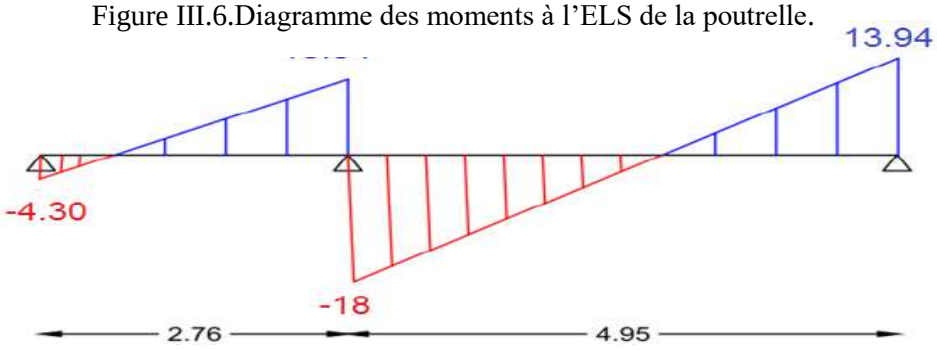


Figure III.7.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle.

Tableau III.5.Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (type 1).

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	-1.45		10.76	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	13.98	1.23	3.94	13.98
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	13.54	-4.30Q	13.94	-18.00

- **Ferraillage des poutrelles a usage courante :**

Le ferraillage se fait pour le 1^er^ typedes poutrelles,

c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}*=10.76 kN.m*

M_{amax}*=13.98 kN.m*

T_{max}*=18 kN*

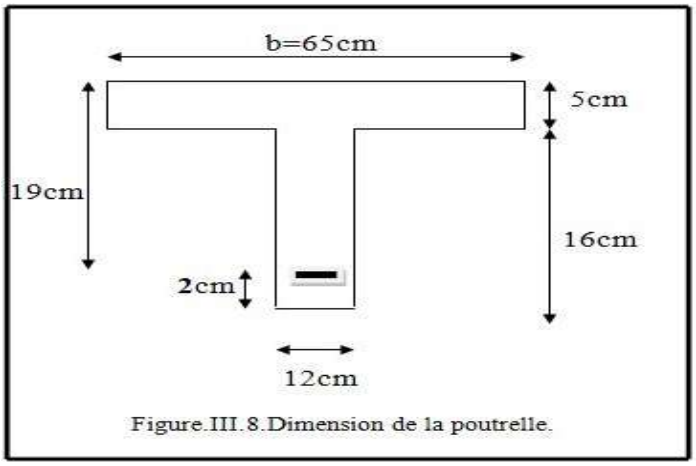


Figure.III.8.Dimension de la poutrelle.

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec:b=65 cm ; h_0=5 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=19 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 5 \cdot 14.2 \cdot \left(19 - \frac{5}{2}\right) \Rightarrow \quad M_0 = 76.14 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h) = (65×21) cm² en flexion simple.

Tableau III.6.Ferraillage à l'ELU.

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{ch1}\,(cm^2)$	$A_{ch2}\,(cm^2)$
Type 1	10.76	- 13.98	1.36	2.28	3HA10=2.36	1HA10+1chHA14=2.32

	Section calculée(cm^2)				*Section choisie*(cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}'	A_{s2}'	A_{s1ch}	A_{s2ch}	A_{s1ch}'	A_{s2ch}'
Type 1	1.36	0	0	2.28	3HA10	1HA10	3HA10	1HA10+1chHA14

- **Vérification des contraintes à l'ELS (fissuration est peu nuisible)**

Tableau III.7.Vérification des contraintes à l'ELS.

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification*** $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	7.86	-10.21	9.3	10.2	15	oui

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

Tableau III.8.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Poutrelles	***b (cm)***	***h (cm)***	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***
Type 1	8	21	18.00	1.18	3.33	oui

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{21}{494} = 0.0425 \geq 0.0625 & CNV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{0.21}{4.94} = 0.04 \geq \dfrac{7.86}{15 * 24} = 0.02 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{2.36}{12 * 19} = 0.010 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CNV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.9.Vérification de la flèche.

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	***y (cm)***	$I_0(cm^4)$	λ_i
2.36	7.86	1.035	239.14	0.693	7.44	22708.1	3.901
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.17	6738.6	11993.3	8.849	14.917	6.06	9.88	CV

III.2.2.2.3. Usage service :

➢ Les poutrelles (5 travée) donnent des sollicitations maximales :

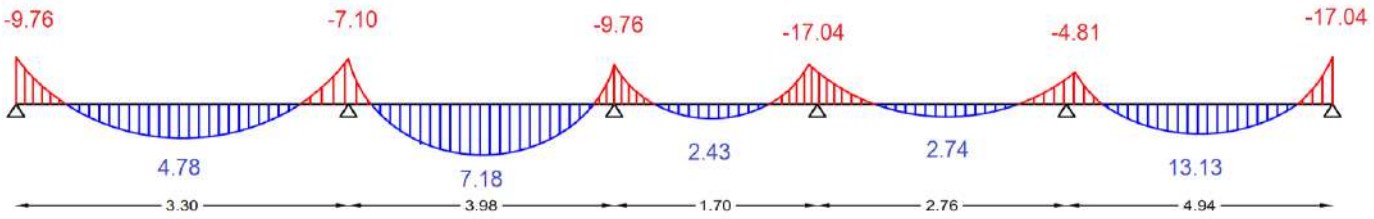


Figure III.8.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle.

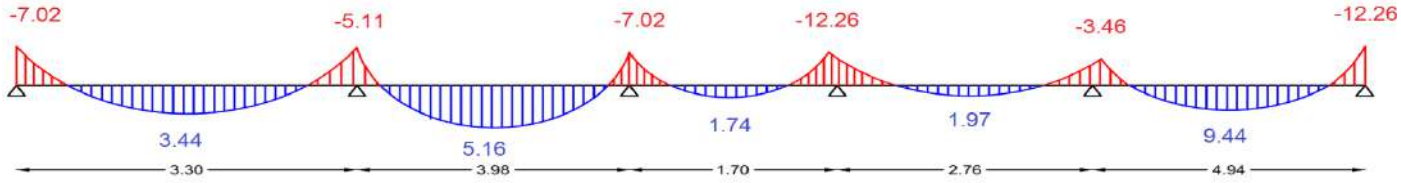


Figure III.9.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

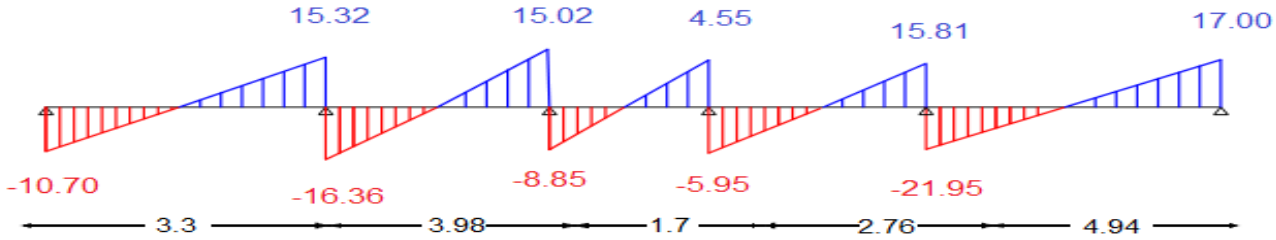


Figure III.10.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle.

Tableau III.10.Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle.

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***	
$M_t\ (kN.m)$	4.78		7.18		-2.43		-2.74		13.13	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F
$M_a\ (kN.m)$	−9.76	−2.14	−7.10	−9.76	−3.45	−7.10	−17.04	−3.45	−4.81	−17.04
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	15.32	10.70	15.02	16.36	4.55	-8.85	15.81	5.59	17.00	21.95

- **Ferraillage des poutrelles a usage service :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple

Tableau III.11.ferraillage à l'ELU.

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$		$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$		$A_{ch1}\ (cm^2)$	$A_{ch2}\ (cm^2)$
Type 2	13.13		- 17.04	2.17	2.12		3HA10=2.36	1HA10+1chHA14=2.32
	Section calculée(cm^2)				*Section choisie*(cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}'	A_{s2}'	A_{s1ch}	A_{s2ch}	A_{s1ch}'	A_{s2ch}'
Type 2	2.17	0	0	2.12	3HA10	1HA10	3HA10	1HA10+2chHA12

- **Vérification des contraintes à l'ELS (fissuration est peu nuisible) :**

Tableau III.12.Vérification des contraintes à l'ELS.

Poutrelles	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification* $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	9.44	-12.26	8.1	8.9	15	oui

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

Tableau III.13.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Poutrelles	*b (cm)*	*h (cm)*	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
Type 2	8	25	21.95	1.19	3.33	oui

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{25}{494} = 0.05 \geq 0.0625 & CNV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{0.25}{4.94} = 0.05 \geq \dfrac{9.44}{15 * 28.85} = 0.021 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{2.36}{12 * 23} = 0.008 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.14.Vérification de la flèche.

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y\ (cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
2.36	9.44	0.85	200.13	0.589	8.974	36878	4.722
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.17	10724.4	19198	6.6784	11.192	4.513	9.88	CV

III.2.2.2.4. Usage commerce:

➢ Les poutrelles de terrasse (5 travée) donnent des sollicitations maximales :

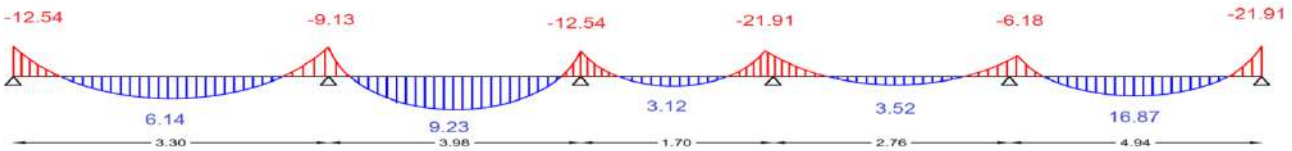


Figure III.11.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle.

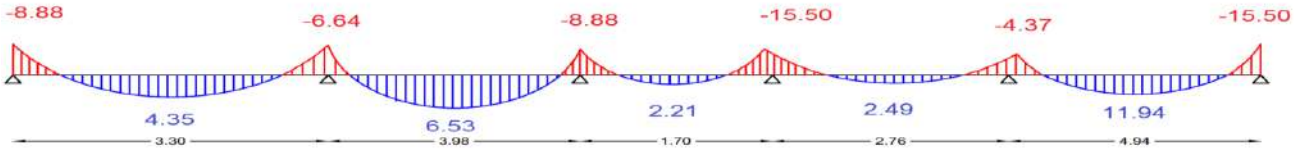


Figure III.13.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

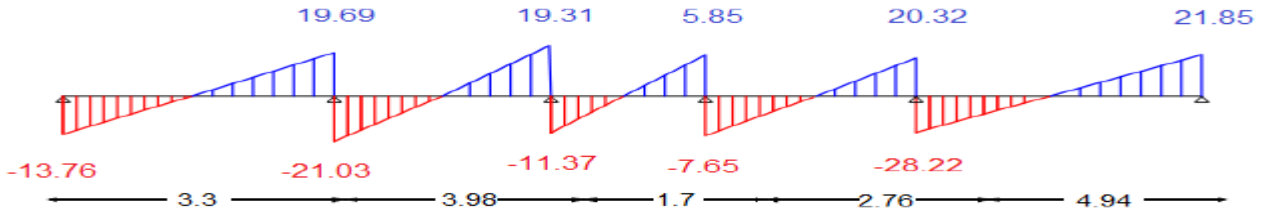


Figure III.12.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

Tableau III.15. *Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle.*

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***	
$M_t\ (kN.m)$	6.14		9.23		-3.12		-3.52		13.87	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F
$M_a\ (kN.m)$	−12.45	−2.75	−9.13	−12.54	−4.43	−9.13	−21.91	−4.43	−6.18	−21.91
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	19.69	-13.76	19.31	-21.3	5.85	-11.37	20.32	--7.56	21.85	-28.22

- **Ferraillage des poutrelles a usage commerce :plancher 20+5**

Le ferraillage est calculé en flexion simple.

Tableau III.16.ferraillage à l'ELU.

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{ch1}\ (cm^2)$	$A_{ch2}\ (cm^2)$
Type 2	16.87	- 21.91	2.15	4.17	3HA10=2.36	1HA12+2chHA14 =4.21

	Section calculée(cm^2)				*Section choisie*(cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}'	A_{s2}'	A_{s1ch}	A_{s2ch}	A_{s1ch}'	A_{s2ch}'
Type 2	2.15	0	0	4.17	3HA10	1HA12	3HA10	1HA12+2chHA14

- **Vérification des contraintes à l'ELS (fissuration est peu nuisible) :**

Tableau III.17.Vérification des contraintes à l'ELS.

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification*** $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	11.94	-15.50	9.8	9.4	15	oui

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

Tableau III.18.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU..

Poutrelles	***b (cm)***	***h (cm)***	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***
Type 1	8	25	28.22	1.53	3.33	oui

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{494} = 0.05 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{4.94} = 0.05 \geq \frac{11.94}{15 * 36.48} = 0.021 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{2.36}{12 * 23} = 0.012 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CNV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.19.Vérification de la flèche.

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	***y (cm)***	$I_0(cm^4)$	λ_i
2.36	11.94	0.85	253.13	0.658	8.974	36878	4.722
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.17	9871.17	18079	9.177	15.032	5.855	9.88	CV

III.3. LES ESCALIERS :

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

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a deux types d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

III.3.1.1. Escalier 1 :

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

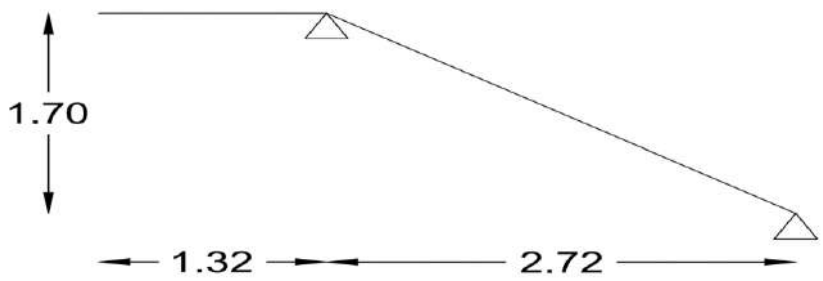


Figure III.14.Schéma statique d'une volée d'escalier.

III.3.1.1.1. Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.32m = 3.12 + 1.32 \Rightarrow \quad L = 4.44m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 12.68cm \leq e \leq 14.8cm$$

On prendra : e=15cm

III.3.1.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Tableau III.20.Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.31	Art. B
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.14	

Tableau III.21.Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75	Art. B
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.45	

b) Charges d'exploitation :

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

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.1.1.3. Détermination des sollicitations :

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

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

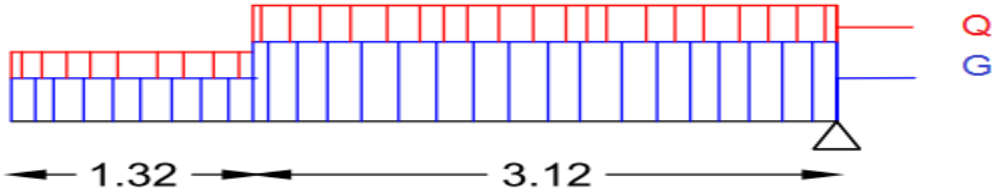


Figure III.15..Chargement dans l'escalier.

Tableau III.22.Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	***Q(kN/ml)***	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.14	2.5	14.74	10.64
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.3.1.1.4. Détermination des sollicitations :

Tableau III.23.Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	11.40	6.71	26.09
ELS	8.25	4.85	/

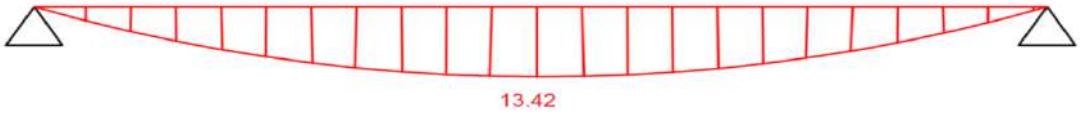


Figure III.16.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

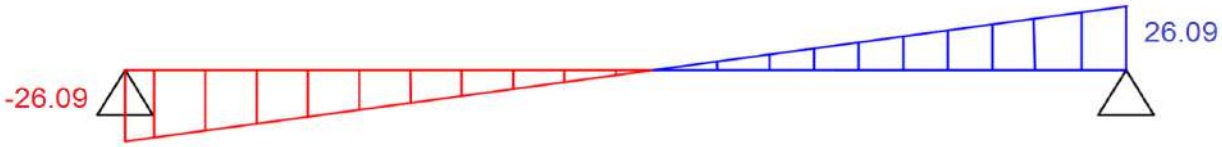


Figure III.17.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.

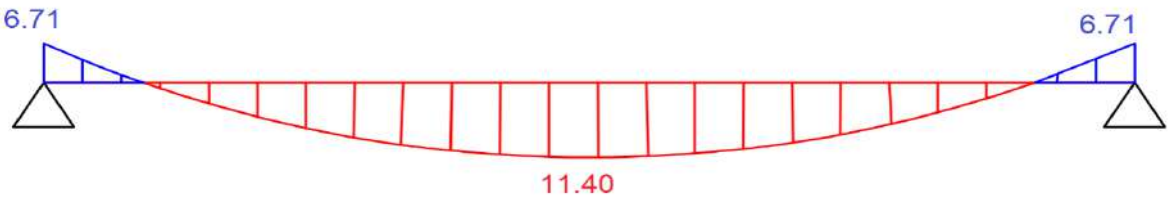


Figure III.18.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.3.1.1.5. Ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.24.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	11.40	2.7	0	5HA12	5HA12	20	33	CV
Appuis	-6.71	0	1.75	5HA12	5HA12	20	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : $B = 1.5m$.

Tableau III.25.Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	5.65	1.5	OUI
Appuis	5.65	1.5	OUI

b) Armatures de répartition :

Tableau III.26.Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	1.41	5HA8=2.51	30	45	CV
En appuis	1.41	5HA8=2.51	30	45	CV

III.3.1.1.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.27.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.65	8.25	3.6	15	OUI
En appuis	5.65	-4.85	1.1	15	OUI

III.3.1.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.28.Vérification des contraintes de cisaillement.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	26.09	0.20	3.33	OUI

III.3.1.1.8. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.44} = 0.033 \geq \frac{11.40}{15 * 27.62} = 0.027 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{5.65}{100 * 13} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & CV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité est vérifiée, donc ne pas vérifier la flèche du CBA93 :

III.3.1.2. Escalier 02 :

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

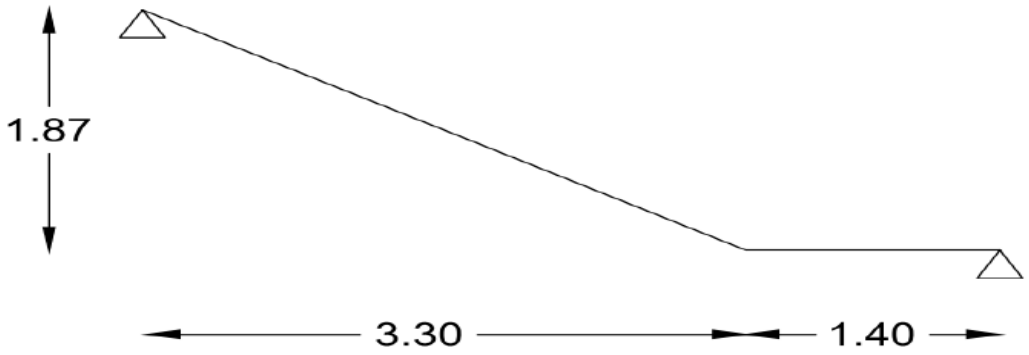


Figure III.19.Schéma statique d'une volée d'escalier.

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.40m = 3.79 + 1.40 \Rightarrow \quad L = 5.19m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 14.82cm \leq e \leq 17.3cm$$

On prendra : e=17 cm

III.3.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Tableau III.29.Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	4.88	Art. B
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.71	

Tableau III.30.Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25	Art. B
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.95	

b) Charges d'exploitation :

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

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.1.2.2. Détermination des sollicitations :

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

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

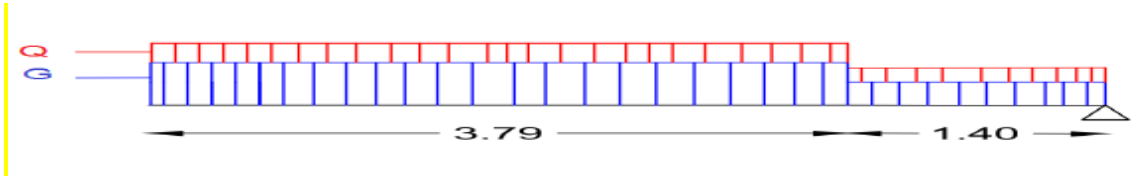


Figure III.20.Chargement dans l'escalier.

Tableau III.31.Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.71	2.5	15.50	11.21
Palier	5.95	2.5	11.78	8.45

III.3.1.2.3. Détermination des des sollicitations :

Tableau III.32.Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	40.47	-23.81	26.09
ELS	29.19	-17.17	/

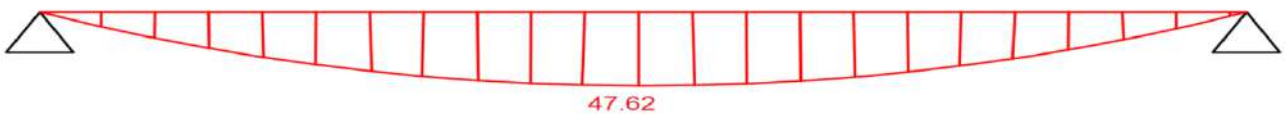


Figure III.21.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

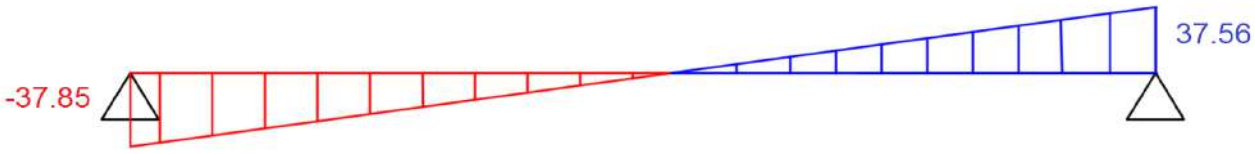


Figure III.22.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.

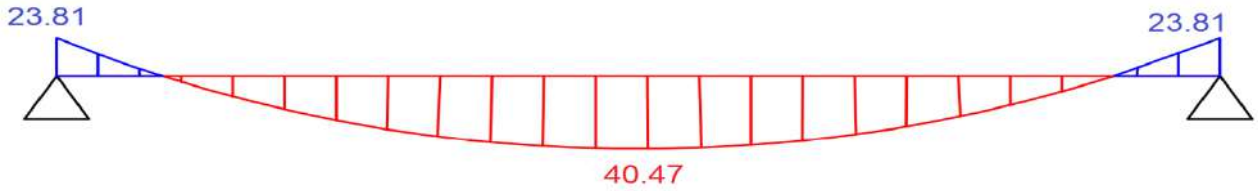


Figure III.23.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.3.1.2.4. Ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.33.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	40.47	8.66	0	7HA14	7HA14	30	33	CV
Appuis	-23.81	0	4.93	5HA12	5HA12	30	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : $B = 1.7m$.

Tableau III.34.Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	10.78	1.5	OUI
Appuis	10.78	1.5	OUI

b) Armatures de répartition :

Tableau III.35.Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2.69	6HA8=3.02	30	45	CV
En appuis	2.69	6HA8=3.02	30	45	CV

III.3.1.2.5. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.36.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.78	29.19	8.5	15	OUI
En appuis	10.78	-17.17	5	15	OUI

III.3.1.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.37.Vérification des contraintes de cisaillement.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X17	37.56	0.30	3.33	OUI

III.3.1.2.7. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \dfrac{0.15}{4.44} = 0.033 \geq \dfrac{40.47}{15 * 37.74} = 0.070 & CNV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{10.78}{100 * 16.5} = 0.006 \leq \dfrac{2}{f_e} = \dfrac{2}{400} = 0.005 & CNV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.38.Vérification de la flèche.

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y\ (cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
10.78	40.47	0.7	271.10	0.63	9.79	52182.22	2.82
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.12	20476.93	33347.72	16.55	30.48	13.93	10.38	CNV

la condition n'est pas vérifiée donc on a augmenté la section de la paillasse

Donc on adopte la section e=19cm

Tableau III.39.Vérification de la flèche.

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y\ (cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
10.78	40.47	0.65	238.24	0.55	10.81	71285.84	3.21
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.28	28049.54	45636.81	12.08	22.27	10.19	10.38	CV

III.4. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.40.Pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.20m $16cm \leq h \leq 20cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $9.45cm \leq b \leq 12.6cm$ *On adopte* $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h)=(30×35)cm²

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

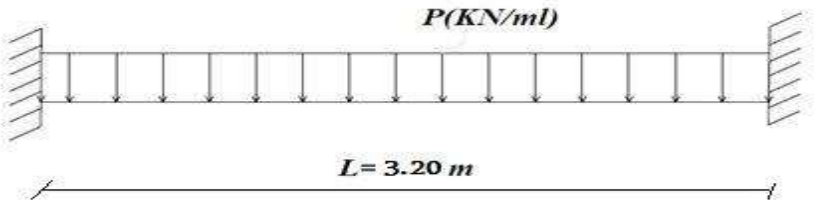


Figure III.24.Schémas statique de la poutre palière.

- $R_U = 25.47kN$; $R_{ser} = 18.31\ kN$
- $P_u = 25.47 + 1.5(2.63) = 29.02\ \ kN/ml$; $R_A = 40.76\ kN$; $R_B = 40.76\ kN$
- $P_{ser} = 18.32 + 2.63 = 20.94\ kN/ml$; $R_A = 29.31\ kN$; $R_B = 29.31\ kN$

III.4.3. Calcul des efforts :

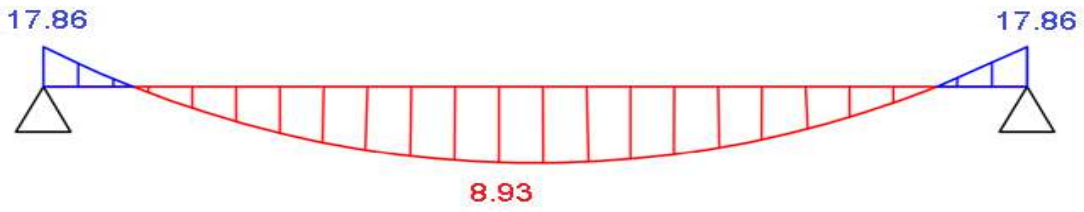


Figure III.25.Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U

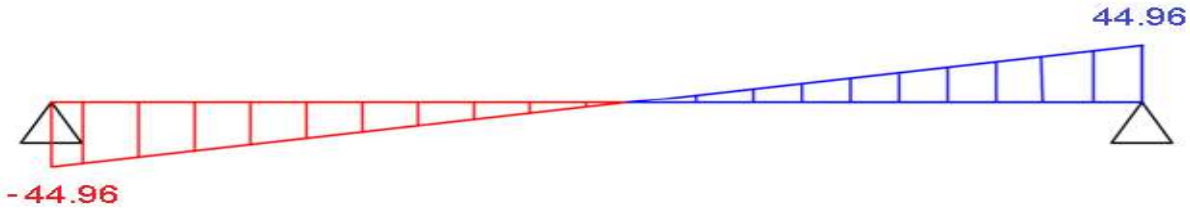


Figure III.26.Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U

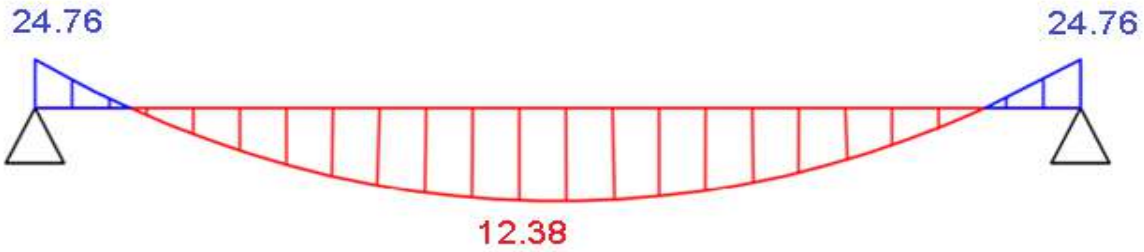


Figure III.27.Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S.

III.4.4. Calcul de ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.41.Sollicitations de la poutre palière.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	12.38	1.11	0	3HA12	3HA12
Appuis	24.76	0	2.25	3HA12	3HA12

- **Armatures transversales : RPA99 (version2003) Art.7.5.2.2**

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad Dans\ la\ zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad Dans\ la\ zone\ courante$$

Tableau III.42.La section d'armature transversale de la poutre palière.

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(cm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	0.8	4HA8 = 2.01

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tableau III.43.Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	8.93	3.9	15	CV
En appuis	3.39	17.86	1.2	15	CV

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

Tableau III.44.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	46.43	0.4	3.33	CV

- **Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄**

$$A_{min} = 0.5\%b.h$$

$$A_{max} = 4\%b.h\ (\ Zone\ courante\ )$$

Tableau III.45.Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003.

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	6.78	5.25	48	CV
En appuis	6.78	5.25	48	CV

III.4.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8.93}{10 * 43.32} = 0.0810 \qquad (\ CV\ )$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{30 * 32.5} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (\ CV\ )$$

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

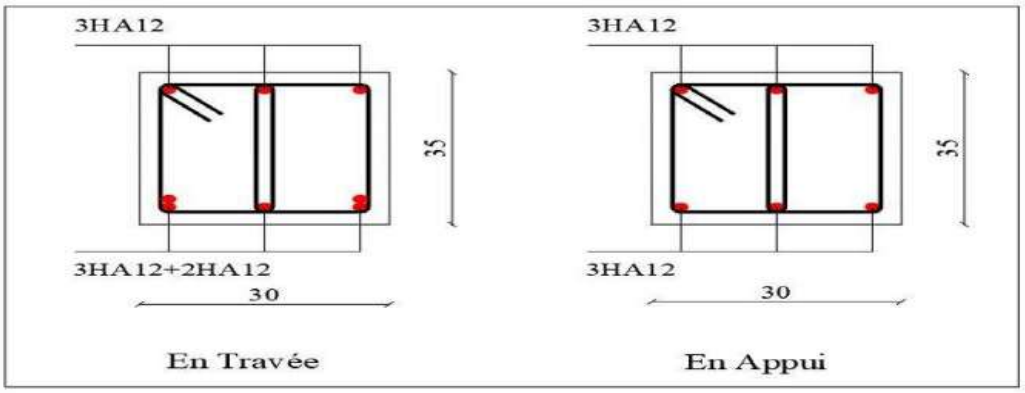


Figure III.28.Ferraillage de la poutre palière.

III.5. LA DALLE PLEINE:

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.5.2. Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Application :

Calcul de la charge totale :

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Plancher commerce :

G = 6.91 KN/m² Pu = 16.82 KN/m².

Q = 5 KN/m² P_{ser}= 11.91 KN/m².

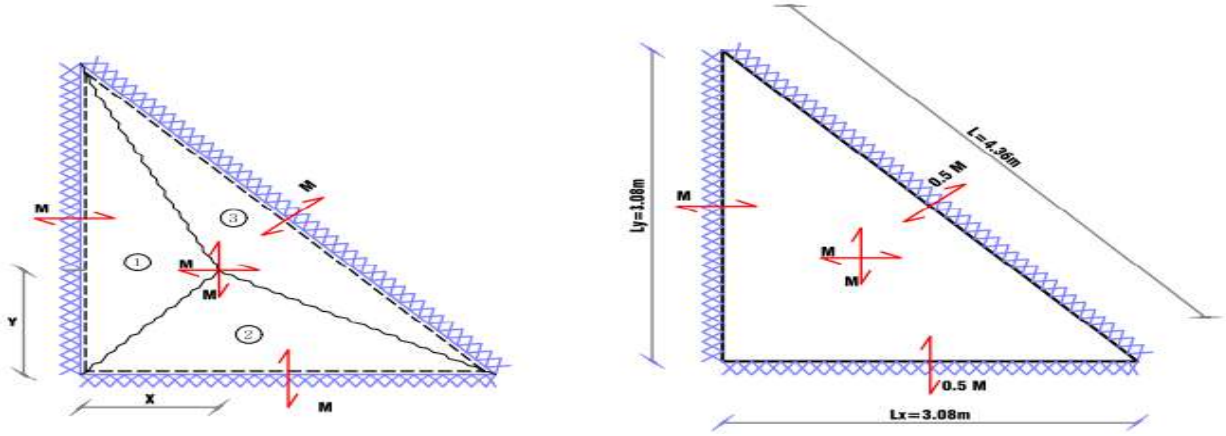


Figure III.29.La rupture de la dalle.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

•Travail externe :

$\Sigma \boldsymbol{T_{ext}}$ = 1.02 q f

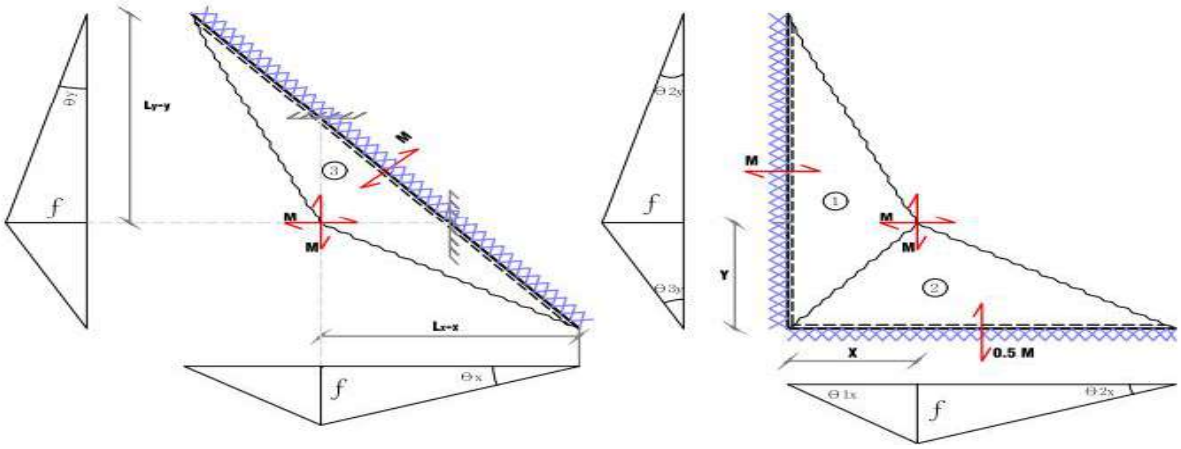


Figure III.30.Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.

- **Travail interne :**

$T_{int} = \Sigma$ Mi Li θi

$$\Sigma T_{int} = T_{int_1} + T_{int_2} + T_{int_3}$$

$$\Sigma T_{int} = M\, f \left(1.5\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{x} + 2\frac{L_y}{(L_x - 2x)} + 2\frac{L_x}{(L_y - 2y)} \right)$$

$$1.02q\, f = M\, f \left(1.5\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{x} + 2\frac{L_y}{(L_x - 2x)} + 2\frac{L_x}{(L_y - 2y)} \right)$$

$$q = \left[1.5\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{x} + 2\frac{L_y}{(L_x - 2x)} + 2\frac{L_x}{(L_y - 2y)} \right] \frac{M}{1.02}$$

$$q = f(x,y)dx \begin{cases} \frac{dq}{dx} = 0 \\ \frac{dq}{dy} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} -\frac{6.40}{x^2} + \frac{12.81}{(3.08 - x)^2} = 0 \\ -\frac{4.80}{y^2} + \frac{12.81}{(3.08 - 2y)^2} = 0 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $\begin{cases} x = 0.9 \\ y = 0.85 \end{cases}$

$$q = 21.55\ M$$

$$\begin{cases} p_u = 16.82\ KN \\ p_{ser} = 11.91\ KN \end{cases} \quad \begin{cases} p_u = 21.55\ M_u \\ p_{ser} = 21.55\ M_{ser} \end{cases}$$

$\begin{cases} M_u = \frac{p_u}{21.55} \\ M_{ser} = \frac{p_{ser}}{21.55} \end{cases}$ Alors : $\begin{cases} M_u = 0.78\ KN.m \\ M_{ser} = 0.55\ KN.m \end{cases}$

III.5.3. Ferraillage :

III.5.3.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.45. Section d'armatures longitudinales .

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	0.58	1.75	0	5HA10=3.93	0	20	33	CV
Appuis	-0.39	0	1.75	0	5HA10=3.93	25	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : $B = 1.4m$.

Tableau III.46.Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	3.93	1.00	CV
Appuis	3.93	1.00	CV

III.5.3.2. Armatures de répartition :

Tableau III.47.Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0.98	4HA8=2.01	30	45	CV
En appuis	0.98	4HA8=2.01	30	45	CV

III.5.4. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.48.Vérification de ferraillage a l'ELS

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.93	0.41	0.1	15	CV
En appuis	3.93	-0.27	0.1	15	CV

III.5.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III.49.Vérification des contraintes de cisaillement.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	17.26	0.138	1.15	CV

III.5.6. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.08} = 0.048 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.08} = 0.048 \geq \frac{0.58}{10 * 14.2} = 0.04 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.93}{100 * 12.5} = 0.003 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Tant qu'e inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.50. Vérification de la flèche.

b (cm)	h (cm)	$M_{travé}$ (kN)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
100	15	0.58	3.93	3.93	0.01	9.8	oui

III.6. DALLE MACHINE POUR LA CAGE D'ASCENSSEUR :

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.

III.6.2. Détermination de l'épaisseur

- **dalle encastrée sur quatre cotés**

$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 7.55 \leq e \leq 8.50$

$$on\ prend\ e = 25cm.$$

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

Tableau III.50.Les charges de la dalle machine.

	G(kN/m)	Q(kN/m)	P(kN/m)
ELU	23.5	5	39.23
ELS			28.50

III.6.4. Ferraillage

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 4 côtés de (1.8x1.8) m²

- **Travail externe**

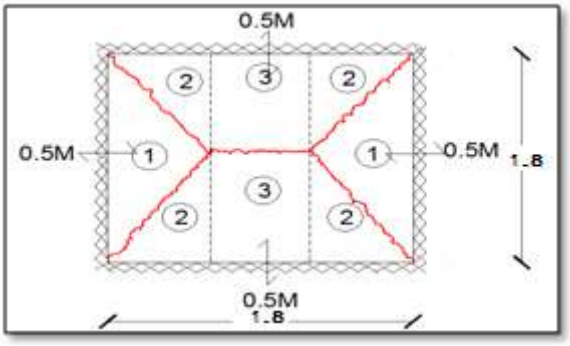


Figure III.31. Travail externe de la dalle.

Tableau III.51.Travail externe de la dalle.

Éléments	Travail externe
1	q.f.y.(0.491)
2	q.f.y(0.245)
3	q.f(2.50-1.475y)
∑	q.f(5-0.988y)

- **Travail interne**

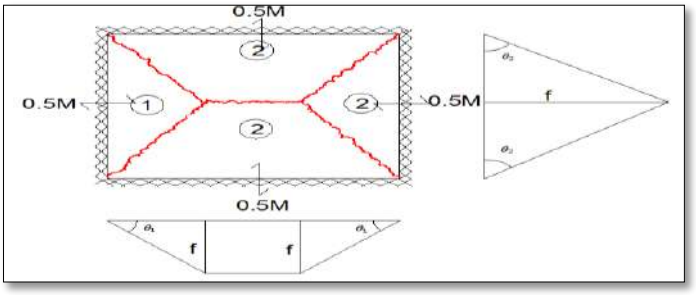


Figure III.32. Travail interne de la dalle.

Tableau III.52.Travail interne de la dalle.

Eléments	Travail interne
1	$4.425(\frac{M.f}{2})$
2	3.45M.f
∑	$M.f(\frac{8.85}{y}+6.90)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$$q=\frac{M(\frac{8.85}{y}+6.90)}{(5-0.988y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow y=1.57m$$

$$M_{tx}=M_{ty}=10.78kN.m$$
$$M_{ax}=M_{ay}=5.39kN.m$$

Tableau III.53.Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

	$M_x = M_y$ $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	10.78	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV
Appuis	5.39	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV

- **Condition de non fragilité**

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

Tableau III.54.Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	2.50	CV
Appuis	3.93	2.50	CV

➢ **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.55.Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	7.83	0.67	15	CV
En appuis	5.50	3.92	0.33	15	CV

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_{y+}L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3}\tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.56.de l'effort tranchant de la dalle machine.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\overline{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
100X25	17.74	0.078	1.16	CV

➢ **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{340} = 0.073 \geq 0.0625 & CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{25}{340} = 0.073 \geq \frac{7.83}{15 * 9.21} = 0.056 & CV \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.50}{100 * 22.5} = 0.0024 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

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

Chapitre IV : Etude dynamique.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

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

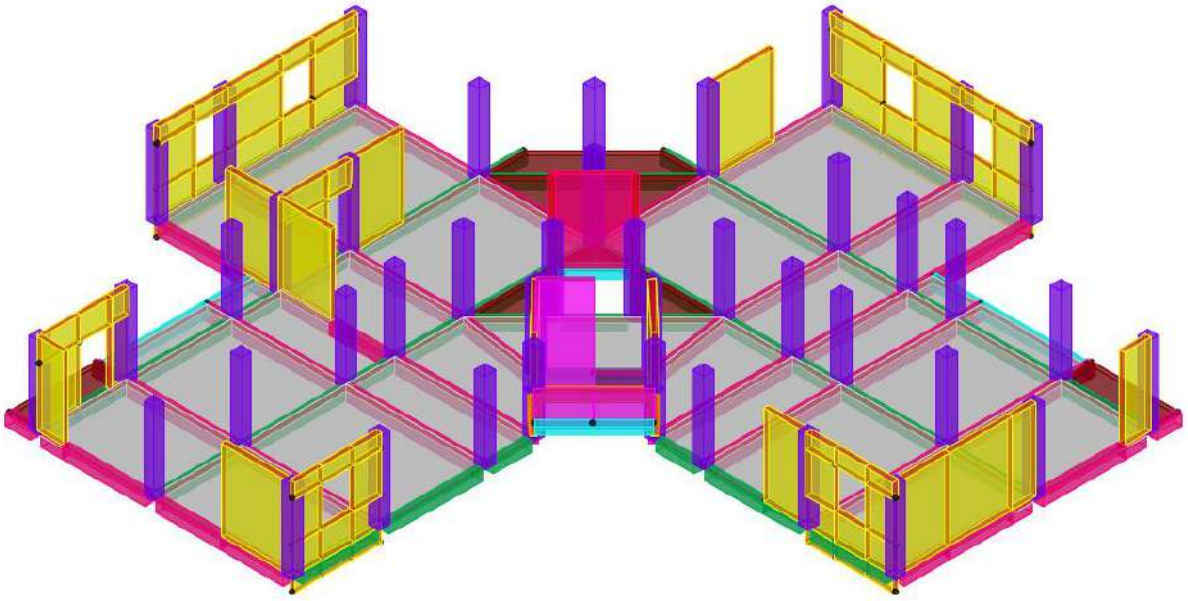


Figure IV.1.Disposition des voiles.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}. Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1.Centre de masse et centre de torsion.

Niveau (m)	*Masse et centre de Masse*			*Inertie et centre d'inertie*			
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$	∑ Ix $(m4)$	∑ Iy $(m4)$
3.40	8347.496	13.405	13.564	17.412	15.406	1.937E+004	1.456E+004
6.8	6187.516	13.557	13.745	13.400	12.170	1.937E+004	1.456E+004
10.2	6474.158	13.672	13.788	12.827	11.709	1.937E+004	1.456E+004
13.26	5414.471	13.333	13.362	12.405	11.373	1.937E+004	1.456E+004
16.32	5414.471	13.333	13.362	12.114	11.169	1.937E+004	1.456E+004
19.38	5365.212	13.327	13.364	11.902	11.040	1.937E+004	1.456E+004
22.44	5318.711	13.319	13.369	11.739	10.954	1.937E+004	1.456E+004
25.5	5303.283	13.318	13.372	11.609	10.897	1.937E+004	1.456E+004
28.56	4525.945	13.289	13.293	11.506	10.858	1.937E+004	1.456E+004

IV.2.3. Excentricité:

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau IV.2.Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3.40	4.007	3.86	NON	1.842	3.86	Oui
6.8	0.157	3.86	Oui	1.575	3.86	Oui
10.2	0.845	3.86	Oui	2.079	3.86	Oui
13.26	0.928	3.86	Oui	1.989	3.86	Oui
16.32	1.219	3.86	Oui	2.193	3.86	Oui
19.38	1.425	3.86	Oui	2.324	3.86	Oui
22.44	1.580	3.86	Oui	2.415	3.86	Oui
25.5	1.709	3.86	Oui	2.475	3.86	Oui
28.56	1.783	3.86	Oui	2.435	3.86	Oui

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v17" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

IV.3.3. Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0.25

IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

IV.3.5. Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=3.5

Tableau IV.3.Justification du coefficient de comportement R suivant (X)

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
28.56	53.063	46.937	0.00	100
25.5	52.729	47.271	0.00	100
22.44	53.978	46.022	0.00	100
19.38	56.954	43.046	0.00	100
16.32	57.518	42.482	0.00	100
13.26	58.636	41.364	0.00	100
10.2	62.962	37.038	0.00	100
6.8	61.232	38.768	0.00	100
3.4	56.235	43.765	0.00	100

Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant (Y).

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
28.56	60.866	39.134	0.00	100
25.5	61.691	38.309	0.00	100
22.44	62.751	37.249	0.00	100
19.38	65.436	34.564	0.00	100
16.32	66.029	33.971	0.00	100
13.26	66.754	33.246	0.00	100
10.2	65.143	34.857	0.00	100
6.8	69.062	30.938	0.00	100
3.4	60.314	39.686	0.00	100

IV.3.6. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.5.Facteur de qualité.

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.7. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale.**

1-1 Comportement modal.

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2- **Analyse statique et dynamique.**

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.

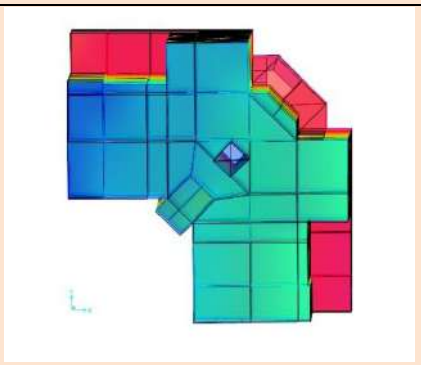
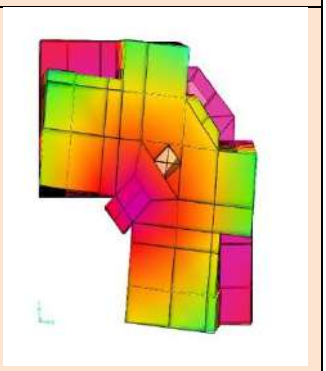
2-1-4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

2-1-5Vérification de l'effet P-Δ.

IV.4. ANALYSE MODALE :

IV.4.1. Comportement modal :

Tableau IV.6.Comportement des trois premiers modes.

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	0.602	0.530	0.374
Participation massique suivant X	4.68	54.55	3.57
Participation massique suivant Y	57.97	4.10	1.16
Participation massique suivant Z	0.53	5.57	54.59
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z

IV.4.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

Tableau IV.7.tableaux des modes retenir.

Mode N°	*Période (s)*	*Cumule des périodes (s)*	*Cumules des masses modales effectives (%)*		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.602	0.602	4.68	57.97	0.53
2	0.530	1.132	59.22	62.07	6.11
3	0.374	1.506	62.80	63.23	60.69
4	0.142	1.648	62.83	82.08	61.09
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
82	0.032	5.513	93.96	92.94	89.92
83	0.031	5.544	93.96	93.33	90.21

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 83 mode avec un temps égale à « T=5.54 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.5. ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE :

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »).

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 2) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.40\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 28.56}{\sqrt{25.75}} = 0.506 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 28.56}{\sqrt{25.75}} = 0.506$$

$$\Rightarrow D_x = 1.884 \quad , \quad D_y = 1.884$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 54134.231\ kN$$

Tableau IV.8.Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	1.884	1.884	1.1	1.1	3.5	57880.16	8567.917	8567.917

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$$V_{tx} = 5856.864\ kN \quad , \quad V_{ty} = 5636.974\ kN$$

Tableau IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	8567.917	5856.864	0.684	CNV
Sens Y	8567.917	5636.974	0.658	CNV

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale à :

$$\frac{0.8 * V_x}{V_{tx}} = 1.170 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 6905.242\ (kN) \quad , \quad \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6905.242}{8567.917} = 0.806 \ge 0.8 \quad CV$$

$$\frac{0.8 * V_y}{V_{ty}} = 1.216 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 6865.834\ (kN) \quad , \quad \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6865.834}{8567.917} = 0.801 \ge 0.8 \quad CV$$

IV.5.2. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.10.Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
28.56	4525.95	129261.13	1137.06	1130.57	32474.40	32289.07	60670.36	61389.99
25.5	5303.28	135233.64	1189.60	1182.81	30334.71	30161.59	71896.57	72893.58
22.44	5318.71	119351.85	1049.89	1043.90	23559.55	23425.09	72717.40	73334.37
19.38	5365.21	103977.77	914.65	909.43	17725.94	17624.78	71534.34	71689.94
16.32	5414.47	88364.15	777.30	772.87	12685.61	12613.21	72191.13	72348.15
13.26	5414.47	71795.87	631.56	627.96	8374.48	8326.69	72158.64	72358.98
10.2	6474.16	66036.43	580.90	577.58	5925.14	5891.33	86229.34	86553.05
6.8	6187.52	42075.14	370.12	368.01	2516.80	2502.44	82405.39	82739.52
3.4	8498.15	28893.71	254.17	252.72	864.17	859.23	112931.92	112965.91
Somme		784989.69			134460.79	133693.43	702735.09	706273.47

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{702735.09}{134460.79} = 5.23 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{706273.47}{133693.43} = 5.28 \geq 1.5 \quad CV$$

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

IV.5.3. Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV.11.Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
28.56	3.06	2.72	9.52	1.26	3.06	CV
25.5	3.06	2.52	8.26	1.29	3.06	CV
22.44	3.06	1.99	6.97	1.33	3.06	CV
19.38	3.06	1.61	5.64	1.26	3.06	CV
16.32	3.06	1.25	4.38	1.23	3.06	CV
13.26	3.06	0.9	3.15	1.08	3.06	CV
10.2	3.40	0.59	2.07	1.09	3.4	CV
6.8	3.4	0.28	0.98	0.70	3.4	CV
3.40	3.4	0.08	0.28	0.28	3.4	CV

Tableau IV.12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
28.56	3.06	2.89	10.12	1.3	3.06	CV
25.5	3.06	2.52	8.82	1.36	3.06	CV
22.44	3.06	2.13	7.46	1.37	3.06	CV
19.38	3.06	1.74	6.09	1.36	3.06	CV
16.32	3.06	1.35	4.73	1.33	3.06	CV
13.26	3.06	0.97	3.4	1.19	3.06	CV
10.2	3.4	0.63	2.21	1.12	3.4	CV
6.8	3.4	0.31	1.09	0.81	3.4	CV
3.4	3.4	0.08	0.28	0.28	3.4	CV

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.13.Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
7éme	50	50	1688.938	230400	***ELA***	0.293	CV
6éme	50	50	1550.047	230400	***ELA***	0.271	CV
5éme	50	50	1429.462	230400	***ELA***	0.233	CV
4éme	45	45	1881.606	144400	***ELA***	0.181	CV
3éme	40	40	962.09	144400	***ELA***	0.230	CV
2éme	45	45	749.27	184900	***ELA***	0.220	CV
1^{ier}	45	45	542.301	184900	***ELA***	0.261	CV
RDC	50	50	347.902	230400	***ELA***	0.245	CV
Entre sol	50	50	163.463	230400	***ELA***	0.278	CV

IV.5.5. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.
V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".
Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".
h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
28.56	**4525.95**	1.26	1.3	1137.06	1130.57	306.00	0.0164	0.0170	CV
25.5	**5303.28**	1.29	1.36	1189.60	1182.81	306.00	0.0188	0.0199	CV
22.44	**5318.71**	1.33	1. 37	1049.89	1043.90	306.00	0.022	0.0228	CV
19.38	**5365.21**	1.26	1.36	914.65	909.43	306.00	0.0242	0.0262	CV
16.32	**5414.47**	1.23	1.33	777.3	772.87	306.00	0.0280	0.0304	CV
13.26	**5414.47**	1.08	1.19	631.56	627.96	306.00	0.0303	0.0335	CV
10.20	**6474.16**	1.09	1.12	580.90	577.58	340.00	0.0357	0.0369	CV
6.80	**6187.52**	0.7	0.81	370.12	368.01	340.00	0.0344	0.0401	CV
3.40	**8498.15**	0.28	0.28	254.17	252.72	340.00	0.0275	0.0277	CV

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1. La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	83.80	1.35G+1.5Q	5.9	-217.321	$G+Q+E_x$	17.2
Poutres secondaires	30x35	/	/	/	107.10	$G+Q+E_y$	9.2

Tableau V.2.La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	5.9	17.2	3HA16	$3HA16 + 6_{CH}HA16 = 18.1$
Poutres secondaires	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	
	9.2		$3HA14 + 4_{CH}HA14 = 9.24$	

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	59.96	-80.75	4	97.8	49.9	5.4	131.7	67.2	15	201.63	CV
Poutres secondaires	/	-29.22	/	/	/	3	87.7	34.5	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.4.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	6.03	18.1	6	1.2	CV
Poutres secondaires	9.24	18.48	5.25	1.05	CV

V.2.3. Vérification de la flèche :

• Vérification de la flèche des poutres principales.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.4}{5.25} = 0.076 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.076 \geq \dfrac{83.80}{10 * 278.20} = 0.030 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{6.03}{12 * 19} = 0.0053 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

• Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $0.18 \geq 0.0625$ .. CV , $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $0.018 \geq 0.72$ .. CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93

Tableau V.5.Vérification de la flèche des poutres secondaires.

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
9.2	23.65	0.94	88.08	0.43	19.24	134630.7	2.22
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0.89	75640.05	107069.9	0.55	0.59	0.033	9.6	CV

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} \qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.6.La section d'armatures transversales.

Elément	$V_{max}(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ ***(cm²)***
			$S(ZN)$ ***(cm)***	$S'(ZC)$ ***(cm)***	
Poutres principales	169.05	1.5	10	20	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires	124.63	1.27	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \le \bar{\tau}$$

Tableau V.7.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	***Section***	$V_{max}(kN)$	***Combinaison***	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \le \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	169.05	$G + Q + E_x$	1.5	3.33	CV
Poutres secondaires	30x35	124.63	$G + Q + E_y$	1.27	3.26	CV

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

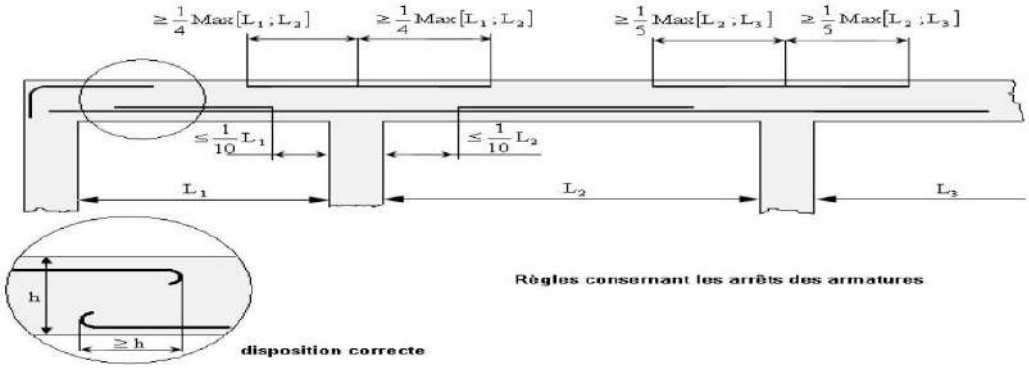


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

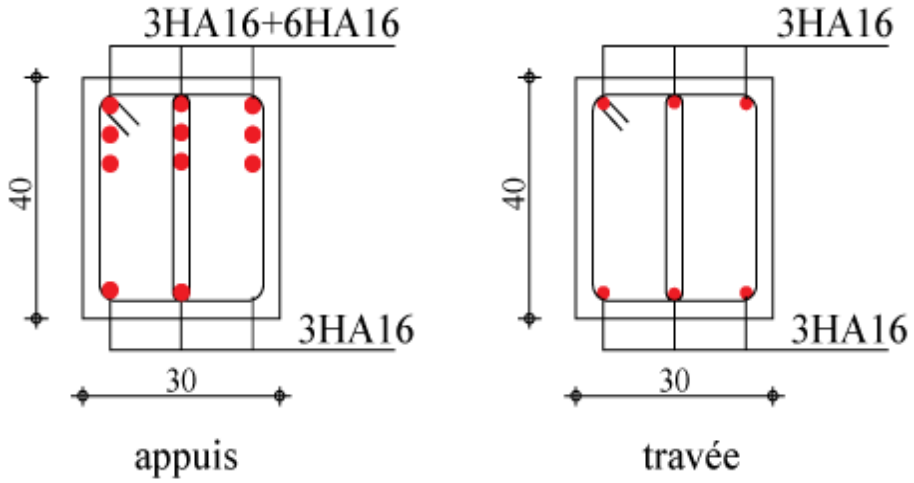


Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales.

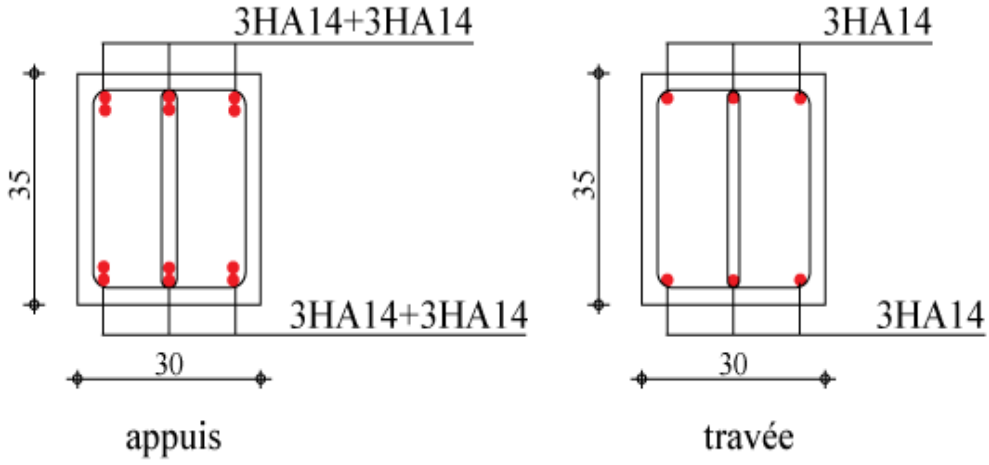


Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage sera fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque :

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

Tableau V.8.La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{min}(RPA)$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
								A_{s1}	A_{s2}		
entresol RDC, 1eretage	50x50	N_{max}	2053.60	$M_{x\,corr}$	-6.39	$M_{y\,corr}$	-0.62	2.5	1.5	22.5	12HA16 = 24.13
		N_{min}	663.38	$M_{x\,corr}$	13.79	$M_{y\,corr}$	14.51	2.5	1.5		
		$M_{x\,max}$	134.7	$M_{y\,corr}$	51.14	N_{corr}	-33.29	5.9	1.3		
		$M_{y\,max}$	-58.98	$M_{x\,corr}$	-0.58	N_{corr}	876.97	2.5	1.5		
2éme étage, 3éme étage, 4éme étage	45x45	N_{max}	1203.84	$M_{x\,corr}$	14.61	$M_{y\,corr}$	-3.17	2.3	1.3	18.23	12HA16 = 24.13
		N_{min}	255.27	$M_{x\,corr}$	26.87	$M_{y\,corr}$	25.73	2.3	1.3		
		$M_{x\,max}$	130.75	$M_{y\,corr}$	20.25	N_{corr}	152.73	5.7	0.5		
		$M_{y\,max}$	42.40	$M_{x\,corr}$	-23.52	N_{corr}	599.81	2.5	1.5		
5éme étage, 6éme étage, 7éme étage	40x40	N_{max}	584.262	$M_{x\,corr}$	-15.81	$M_{y\,corr}$	-4.66	2	1.2	14.40	12HA16 = 24.13
		N_{min}	16.6	$M_{x\,corr}$	26.20	$M_{y\,corr}$	23.45	2.1	1.1		
		$M_{x\,max}$	118.85	$M_{y\,corr}$	25.11	N_{corr}	25.67	7.3	0.9		
		$M_{y\,max}$	46.57	$M_{x\,corr}$	-4.08	N_{corr}	67.08	2.3	1.3		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
entresol RDC, 1eretage	50x50	N_{max}	1491.06	$M_{x\,corr}$	-4.56	$M_{y\,corr}$	-0.47	Peu nuisible	4.65	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	55.04	$M_{x\,corr}$	-4.43	$M_{y\,corr}$	-34.80	Peu nuisible	2.95	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	35.91	$M_{y\,corr}$	5.30	N_{corr}	699.45	Peu nuisible	3.62	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	18.91	$M_{x\,corr}$	9.31	N_{corr}	1142.02	Peu nuisible	4.6	/	15	/	Vérifiée
2éme étage, 3éme étage, 4éme étage	45x45	N_{max}	878.45	$M_{x\,corr}$	-10.61	$M_{y\,corr}$	-2.30	Peu nuisible	3.9	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-162.92	$M_{x\,corr}$	-11.57	$M_{y\,corr}$	-11.14	Préjudiciable	1.74	23.28	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	-29.14	$M_{y\,corr}$	-23.53	N_{corr}	-367.36	Peu nuisible	4.01	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	15.23	$M_{x\,corr}$	3.37	N_{corr}	550.01	Préjudiciable	2.40	34.0	15	201.63	Vérifiée
5éme étage, 6éme étage, 7éme étage	40x40	N_{max}	426.78	$M_{x\,corr}$	-11.49	$M_{y\,corr}$	-3.40	Peu nuisible	2.99	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-31.00	$M_{x\,corr}$	-13.13	$M_{y\,corr}$	-13.81	Préjudiciable	3.09	76.89	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	-31.37	$M_{y\,corr}$	-10.41	N_{corr}	-56.73	Préjudiciable	3.80	53.12	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	11.00	$M_{x\,corr}$	0.39	N_{corr}	476.35	Préjudiciable	2.50	35.0	15	201.63	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$St = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

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

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol 1+Sous-sol 2	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
RDC+1ier	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
2éme+3éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
4éme+5éme+6éme	35x35	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

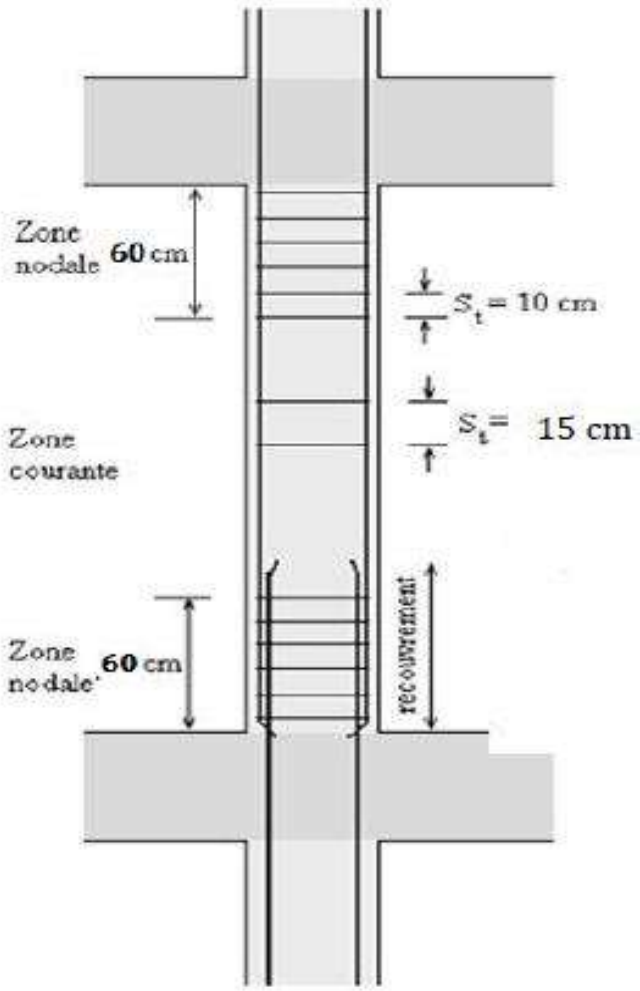
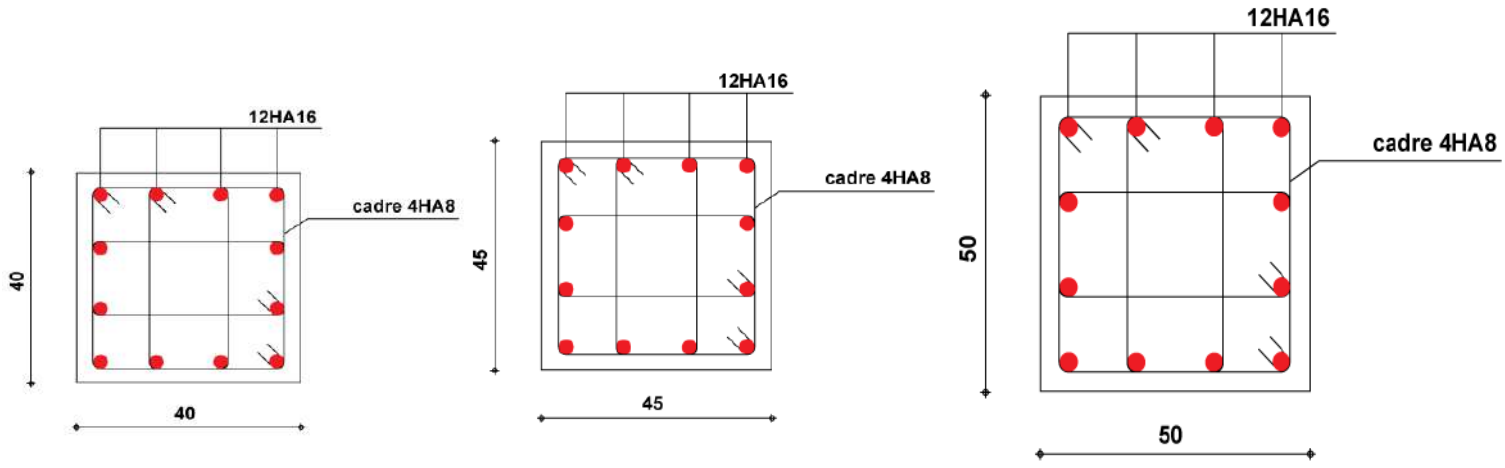


Figure V.4. Disposition des armatures pour le poteau.



V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$, B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\% B_t$$

On va récapituler tous les résultats de calcul du ferraillage des voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.11.La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Niveau	*Voile*	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm²)
L'entre sol + RDC + 1ier	*Voile 1*	3.30	-179.41	-2379.49	$0.8G - E_y$	6.28	-6.83	1.72	1173.15	29.33
	Voile 1	1.05	-242.9	-141.24	$0.8G - E_y$	2.69	-5	0.68	341.50	8.54
	Voile 2	1	-211.59	180.14	$0.8G - E_y$	-6.46	4.35	0.60	386.36	9.66
	Voile 3	1.65	-1298.32	-736.88	$0.8G - E_y$	4.19	-12.05	1.22	1476.32	36.91
	Voile 4	2.6	-939.12	-1602.07	$0.8G - E_y$	5.30	-8.92	1.62	1453.47	36.34
	Voile 5	2.4	243.52	-16.26.59	$0.8G - E_y$	8.98	-7.96	1.13	898.50	22.46
	Voile 6	2	-911.11	-634.38	$0.8G - E_y$	2.48	-7.04	1.48	1040.39	26.01
	Voile 7	2.6	611.99	-1338.64	$0.8G - E_y$	7.12	-4.76	1.04	496.61	12.42
	Voile 8	3.30	827.48	-1590.32	$0.8G - E_y$	5.63	-3.13	1.18	368.33	9.21
2émé + 3émé + 4éme	*Voile 1*	1.05	-183.26	-98.29	$G + Q - E_y$	1.8	-3.55	0.7	246.99	6.17
	Voile 2	1	66.41	174.28	$0.8G - E_y$	-4.90	5.56	0.47	229.27	5.73
	Voile 3	1.65	-668.33	-320.45	$0.8G - E_y$	1.51	-5.56	1.30	721.31	18.03
	Voile 4	1.40	-455.98	-198.41	$0.8G - E_y$	1.41	-4.67	1.08	501.70	12.54
	Voile 5	2.40	436.98	-550.73	$0.8G - E_y$	3.78	-1.96	0.82	160.39	4.01
	Voile 6	2	-304.64	-365.9	$G + Q - E_y$	1.98	-3.51	1.28	447.88	11.20
	Voile 7	1.75	385.43	-574.93	$G + Q - E_y$	6.73	-4.53	0.70	318.92	7.97
	Voile 8	0.65	32.49	-119.47	$G + Q - E_y$	8.73	-8.23	0.32	259.69	6.49
5émé + 6émé + 7éme	*Voile 1*	1.05	-2.66	-40.67	$0.8G - E_y$	1.09	-1.12	0.53	59.44	1.49
	Voile 2	1	-26.12	140.73	$0.8G - E_y$	-4.35	4.09	0.52	224.36	5.61
	Voile 3	1.65	-135.54	-117.46	$0.8G - E_y$	0.88	-1.71	1.09	185.30	4.63
	Voile 4	1.40	-103.94	-64.69	$0.8G - E_y$	0.62	-1.36	0.96	131.02	3.28
	Voile 5	2.40	72.56	-209.18	$0.8G - E_y$	1.24	-0.94	1.03	96.97	2.42
	Voile 6	2	35.3	-240.87	$0.8G - E_y$	1.89	-1.72	0.95	163.43	4.09
	Voile 7	1.75	129.85	-316.74	$0.8G - E_y$	3.47	-2.73	0.77	210.45	5.26
	Voile 8	0.65	55.65	-69.02	$0.8G - E_y$	5.33	-4.47	0.30	132.67	3.32

Tableau V.12.La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Niveau	*Voile*	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}RPA$ *(cm²)*	A_{poteau} *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
L'entre sol + RDC + 1ier	*Voile1*	1.72	29.33	6.87	24.13	15	12HA16+18HA12=44.49	/	24HA16+32HA12=84.45
	Voile1	0.68	8.54	2.73		15	12HA16+4HA10=27.27	/	12HA16+8HA10=30.41
	Voile2	0.60	9.66	2.39		10	12HA16+4HA12=28.65	/	12HA16+10HA12=35.44
	Voile3	1.22	36.91	4.90		10	12HA16+12HA12=37.70	/	12HA16+24HA12=51.27
	Voile4	1.62	36.34	6.52		15	12HA16+16HA12=42.23	/	12HA16+22HA12=73.14
	Voile5	1.13	22.46	4.51		15	12HA16+8HA12=33.18	4HA12=4.52	24HA16+20HA12=70.88
	Voile6	1.48	26.01	5.91		10	30HA12=33.93	/	40HA12=45.24
	Voile7	1.04	12.42	4.17		15	12HA16+6HA10=28.84	10HA10=7.85	24HA16+22HA10=65.54
	Voile8	1.18	9.21	4.71		15	12HA16+4HA12=28.65	24HA12=27.14	24HA16+32HA12=84.45
2émé + 3émé + 4éme	*Voile1*	0.7	6.17	2.79	24.13	15	12HA16+4HA10=27.27	/	12HA16+10HA10=31.98
	Voile2	0.47	5.73	1.87		10	12HA16+4HA12=28.65	2HA12 = 2.26	12HA16+10HA12=35.44
	Voile3	1.30	18.03	5.19		10	12HA16+12HA10=33.55	/	12HA16+26HA10=44.55
	Voile4	1.08	12.54	4.30		15	12HA16+8HA10=30.41	/	12HA16+14HA10=35.13
	Voile5	0.82	4.01	3.28		15	12HA16+6HA10=28.84	8HA10 = 6.28	24HA16+20HA10=63.97
	Voile6	1.28	11.20	5.11		10	26HA8=13.07	/	40HA8 = 20.11
	Voile7	0.70	7.97	2.82		15	12HA16+4HA10=27.27	10HA10 =7.85	12HA16+18HA10=38.27
	Voile8	0.32	6.49	1.26		15	12HA16+4HA10=27.27	2HA10 = 1.57	12HA16+10HA10=31.98
5émé + 6émé + 7éme	*Voile1*	0.53	1.49	2.12	24.13	15	12HA16+4HA10=27.27	/	12HA16+10HA10=31.98
	Voile2	0.52	5.61	2.06		10	12HA16+4HA12=28.65	/	12HA16+10HA12=35.44
	Voile3	1.09	4.63	4.35		10	12HA16+8HA10=30.41	/	12HA16+26HA10=44.55
	Voile4	0.96	3.28	3.85		15	12HA16+4HA10=27.27	/	12HA16+14HA10=35.13
	Voile5	1.03	2.42	4.13		15	12HA16+8HA10=30.41	6HA10 = 4.71	24HA16+22HA10=65.54
	Voile6	0.95	4.09	3.80		10	18HA8 = 9.05	4HA8 = 2.01	40HA8 = 20.11
	Voile7	0.77	5.26	3.08		15	12HA16+4HA10=27.27	10HA10 = 7.85	12HA16+18HA10=38.27
	Voile8	0.30	3.32	1.19		15	12HA16+4HA10=27.27	2HA10 = 1.57	12HA16+10HA10=31.98

Tableau V.13.La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M ($kN.m$)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_v (cm^2)
L'entre sol + RDC+1ier	Voile 1	2.60	2312.5	-1769.48	$G+Q-E_x$	12.30	-3.41	0.56	192	4.80
	Voile 2	2	-1104.07	569.69	$0.8G-E_x$	-7.03	1.51	1.65	1157.61	28.94
	Voile 3	3.30	-351.78	2112.23	$0.8G-E_x$	-6.35	5.29	1.80	1144.05	28.60
	Voile 4	1.60	-2194.16	288.05	$G+Q-E_x$	-10.23	-3.48	1.60	2194.16	54.85
	Voile 5	2.4	243.52	-16.26.59	$0.8G-E_y$	8.98	-7.96	1.13	898.50	22.46
2émé + 3émé + 4éme	Voile 1	2.60	919.21	-888.55	$G+Q-E_x$	5.71	-2.18	0.72	156.04	3.90
	Voile 2	2	-213.34	618.34	$0.8G-E_x$	-5.17	4.10	1.12	576.56	14.41
	Voile 3	1.05	-48.16	170.13	$0.8G-E_x$	-4.86	4.40	0.55	267.72	6.69
	Voile 4	1.60	-1170.34	161.24	$G+Q-E_x$	-5.55	-1.77	1.60	1170.34	29.26
	Voile 5	2.40	72.56	-209.18	$0.8G-E_y$	1.24	-0.94	1.03	96.97	2.42
5émé + 6émé + 7éme	Voile 1	2.6	602.46	-377.29	$0.8G-E_x$	2.83	-0.52	0.40	20.66	0.52
	Voile 2	2	21.55	359.32	$0.8G-E_x$	-2.64	2.75	0.98	258.82	6.47
	Voile 3	1.05	28.25	63.99	$0.8G-E_x$	-1.61	1.88	0.48	77.83	1.95
	Voile 4	1.6	-283.31	137.80	$G+Q-E_x$	-2.50	0.73	1.24	309.67	7.74
	Voile 5	2.40	436.98	-550.73	$0.8G-E_y$	3.78	-1.96	0.82	160.39	4.01
	Voile 5	2.40	72.56	-209.18	$0.8G-E_y$	1.24	-0.94	1.03	96.97	2.42

Tableau V.14.La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm^2)	$A_{t\,min}RPA$ (cm^2)	A_{ptx} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)	$A_{c\,choisie}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)
L'entre sol + RDC+1ier	Voile1	0.56	4.80	2.26	24.13	15	12HA16+4HA10=27.27	22HA10=17.28	12HA16+30HA10=47.69
	Voile2	1.65	28.94	6.58		10	12HA16+10HA10=31.98	/	12HA16+20HA10=39.84
	Voile3	1.69	42.28	6.75		15	12HA16+18HA12=44.49	/	24HA16+32HA12=84.45
	Voile4	1.60	54.85	6.40		10	12HA16+24HA14=61.08	/	12HA16+24HA14=61.08
	Voile5	1.13	22.46	4.51		15	12HA16+8HA12=33.18	4HA12=4.52	24HA16+20HA12=70.88
2émé + 3émé + 4éme	Voile1	0.72	3.90	2.87	24.13	15	12HA16+4HA10=27.27	22HA10=17.28	12HA16+30HA10=47.69
	Voile2	1.12	14.41	4.46		10	12HA16+8HA10=30.41	/	12HA16+22HA10=41.41
	Voile3	0.55	6.69	2.20		15	12HA16+2HA12=26.39	/	12HA16+8HA12=33.18
	Voile4	1.60	29.26	6.40		10	12HA16+22HA10=41.41	/	12HA16+24HA10=42.98
	Voile5	0.82	4.01	3.28		15	12HA16+6HA10=28.84	8HA10 = 6.28	24HA16+20HA10=63.97
5émé + 6émé + 7éme	Voile1	0.40	0.52	1.60	24.13	15	12HA16+4HA10=27.27	22HA10=17.28	12HA16+30HA10=47.69
	Voile2	0.98	6.47	3.92		10	12HA16+8HA8=28.15	/	12HA16+22HA8=35.19
	Voile3	0.48	1.95	1.94		15	12HA16+4HA10=27.27	12HA8 = 6.03	12HA16+10HA10=31.98
	Voile4	1.24	7.74	4.95		10	12HA16+16HA8=32.17	16HA8 = 8.04	12HA16+24HA8=36.19
	Voile5	1.03	2.42	4.13		15	12HA16+8HA10=30.41	6HA10 = 4.71	24HA16+22HA10=65.54

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé) donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.CBA93 « Art.A.4.5.3»

Tableau V.15.Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	*Etage*	N (MPa)	M *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 1	*L'entre sol RDC,1ier*	1284.74	26.94	6.85	15	CV
	2éme,3éme,4éme	273.53	11.15	1.61	15	CV
	5éme,6éme,7éme	141.18	10.96	0.96	15	CV
Voile 2	*L'entre sol RDC,1ier*	489.63	19.33	2.86	15	CV
	2éme,3éme,4éme	400.48	31.47	2.76	15	CV
	5éme,6éme,7éme	216.92	16.72	1.49	15	CV
Voile 3	*L'entre sol RDC,1ier*	743.78	43.10	4.71	15	CV
	2éme,3éme,4éme	413.85	42.68	3.13	15	CV
	5éme,6éme,7éme	211.35	5.77	1.16	15	CV
Voile 4	*L'entre sol RDC,1ier*	789.25	79.59	5.92	15	CV
	2éme,3éme,4éme	217.75	1.91	1.09	15	CV
	5éme,6éme,7éme	107.89	2.43	0.58	15	CV
Voile 5	*L'entre sol RDC,1ier*	1344.87	78.77	8.55	15	CV
	2éme,3éme,4éme	1052.80	32.90	5.91	15	CV
	5éme,6éme,7éme	548.23	54.13	4.08	15	CV
Voile 6	*L'entre sol RDC,1ier*	841.82	65.43	5.79	15	CV
	2éme,3éme,4éme	733.03	18.69	4	15	CV
	5éme,6éme,7éme	400.91	19.76	2.45	15	CV
Voile 7	*L'entre sol RDC,1ier*	1190.64	38.20	6.71	15	CV
	2éme,3éme,4éme	592.31	20.96	3.39	15	CV
	5éme,6éme,7éme	305.71	6.77	1.64	15	CV
Voile 8	*L'entre sol RDC,1ier*	1651.04	37.67	8.89	15	CV
	2éme,3éme,4éme	567.84	20.79	3.27	15	CV
	5éme,6éme,7éme	309.36	28.74	2.26	15	CV

Tableau V.16.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	*Etage*	N (MPa)	M *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 1	*L'entre sol RDC,1ier*	964.59	61.32	6.66	15	CV
	2éme,3éme,4éme	740.97	106.27	6.89	15	CV
	5éme,6éme,7éme	402.83	93.74	4.83	15	CV
Voile 2	*L'entre sol RDC,1ier*	892.28	11.89	4.82	15	CV
	2éme,3éme,4éme	624.77	57.96	4.86	15	CV
	5éme,6éme,7éme	325.39	70.98	3.76	15	CV
Voile 3	*L'entre sol RDC,1ier*	1090.84	52.82	7.04	15	CV
	2éme,3éme,4éme	200.90	6.86	1.21	15	CV
	5éme,6éme,7éme	87.53	6.44	0.63	15	CV
Voile 4	*L'entre sol RDC,1ier*	557.29	25.06	3.54	15	CV
	2éme,3éme,4éme	431.08	24.59	2.89	15	CV
	5éme,6éme,7éme	205.84	8.14	1.27	15	CV
Voile 5	*L'entre sol RDC,1ier*	1344.87	78.77	8.55	15	CV
	2éme,3éme,4éme	1052.80	32.90	5.91	15	CV
	5éme,6éme,7éme	548.23	54.13	4.08	15	CV

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.17.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (MPa)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	L'entre sol RDC,1ier	297	20	722.61	1.7	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			68.85	0.16	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			31.8	0.07	Préjudiciable	5	CV
Voile 2	L'entre sol RDC,1ier	90	20	108.96	0.85	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			100.68	0.78	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			103.36	0.8	Préjudiciable	5	CV
Voile 3	L'entre sol RDC,1ier	148.5	20	498.92	2.35	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			221.01	1.04	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			93.83	0.44	Préjudiciable	5	CV
Voile 4	L'entre sol RDC,1ier	234	20	593.13	1.77	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			160.25	0.48	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			65.84	0.27	Préjudiciable	5	CV
Voile 5	L'entre sol RDC,1ier	216	20	546.97	1.77	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			225.25	0.73	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			203.86	0.66	Préjudiciable	5	CV
Voile 6	L'entre sol RDC,1ier	180	20	241.57	0.94	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			165.74	0.64	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			152.1	0.59	Préjudiciable	5	CV
Voile 7	L'entre sol RDC,1ier	234	20	628.64	1.88	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			346.33	1.04	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			230.07	0.69	Préjudiciable	5	CV
Voile 8	L'entre sol RDC,1ier	297	20	364.41	0.86	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			106.53	0.25	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			62.79	0.15	Préjudiciable	5	CV

Tableau V.18.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Voile	Etage	d (cm)	b_0 (cm)	T (MPa)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	L'entre sol RDC,1ier	234	20	458.03	1.37	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			323.66	0.97	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			255.54	0.67	Préjudiciable	5	CV
Voile 2	L'entre sol RDC,1ier	180	20	337.17	1.31	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			303.37	1.18	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			242.28	0.94	Préjudiciable	5	CV
Voile 3	L'entre sol RDC,1ier	297	20	1324.27	3.12	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			234.26	0.55	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			110.44	0.26	Préjudiciable	5	CV
Voile 4	L'entre sol RDC,1ier	144	20	316.59	1.54	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			138.87	0.68	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			155.03	0.75	Préjudiciable	5	CV
Voile 5	L'entre sol RDC,1ier	216	20	546.97	1.77	Préjudiciable	5	CV
	2éme,3éme,4éme			225.25	0.73	Préjudiciable	5	CV
	5éme,6éme,7éme			203.86	0.66	Préjudiciable	5	CV

V.4.1.4. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant.

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le D.T.R.-B.C.-2.42:

$$A_h = max[\frac{2}{3}.A_{vch}; 0.15\%a.h_e]$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,;30cm]$$

Tableau V.19.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

	Voile	*h(m)*	$\tau(MPa)$	$AV_{ch}(cm^2)$	$\emptyset_h(mm^2)$	$Ah(cm^2)$	$S_{t\,ch}(cm)$	$2xA_{h\,ch}(cm^2)$
L'entre sol + RDC + 1ere	**Voile 1**	3.05	1.7	84.45	12	56.30	10	2x(31HA12)
	Voile 2	3.05	0.85	30.41	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	3.05	2.35	35.44	12	34.18	15	2x(21HA12)
	Voile 4	3.05	1.77	51.27	12	48.76	15	2x(22HA12)
	Voile 5	3.05	1.77	73.14	10	47.25	10	2x(31HA10)
	Voile 6	3.05	0.94	70.88	10	30.16	10	2x(31HA10)
	Voile 7	3.05	1.88	45.24	10	43.69	10	2x(31HA10)
	Voile 8	3.05	0.86	65.54	12	56.30	10	2x(31HA12)
2 eme + 3 eme + 4 eme	**Voile 1**	2.71	0.16	84.45	10	21.32	10	2x(27HA10)
	Voile 2	2.71	0.78	31.98	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	2.71	1.04	35.44	10	29.70	15	2x(19HA10)
	Voile 4	2.71	0.48	44.55	10	23.42	15	2x(18HA10)
	Voile 5	2.71	0.73	35.13	10	42.65	10	2x(28HA10)
	Voile 6	2.71	0.64	65.54	8	13.41	10	2x(27HA8)
	Voile 7	2.71	1.04	20.11	8	25.51	10	2x(27HA8)
	Voile 8	2.71	0.25	38.27	8	21.32	10	2x(27HA8)
5eme + 6 eme + 7eme	**Voile 1**	2.71	0.07	31.98	10	21.32	10	2x(27HA10)
	Voile 2	2.71	0.8	35.44	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	2.71	0.44	44.55	10	29.70	15	2x(19HA10)
	Voile 4	2.71	0.2	35.13	10	23.42	15	2x(18HA10)
	Voile 5	2.71	0.66	65.54	10	42.65	10	2x(28HA10)
	Voile 6	2.71	0.59	20.11	8	13.41	10	2x(27HA8)
	Voile 7	2.71	0.69	38.27	8	25.71	10	2x(27HA8)
	Voile 8	2.71	0.15	31.98	8	21.32	10	2x(27HA8)

Tableau V.20.La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

	Voile	h(m)	$\tau(MPa)$	$AV_{ch}(cm^2)$	$\emptyset_h(mm^2)$	$Ah(cm^2)$	$S_{t\,ch}(cm)$	$2xA_{h\,ch}(cm^2)$
L'entre sol + RDC + 1ere	**Voile 1**	3.05	1.37	84.45	12	56.30	10	2x(31HA12)
	Voile 2	3.05	1.31	30.41	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	3.05	3.12	35.44	12	34.18	15	2x(21HA12)
	Voile 4	3.05	1.54	51.27	12	48.76	15	2x(22HA12)
	Voile 5	3.05	1.77	73.14	10	47.25	10	2x(31HA10)
2 eme + 3 eme + 4 eme	**Voile 1**	2.71	0.97	84.45	10	21.32	10	2x(27HA10)
	Voile 2	2.71	1.18	31.98	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	2.71	0.55	35.44	10	29.70	15	2x(19HA10)
	Voile 4	2.71	0.68	44.55	10	23.42	15	2x(18HA10)
	Voile 5	2.71	0.73	35.13	10	42.65	10	2x(28HA10)
5eme + 6 eme + 7eme	**Voile 1**	2.71	0.67	31.98	10	21.32	10	2x(27HA10)
	Voile 2	2.71	0.94	35.44	12	23.63	20	2x(16HA12)
	Voile 3	2.71	0.26	44.55	10	29.70	15	2x(19HA10)
	Voile 4	2.71	0.75	35.13	10	23.42	15	2x(18HA10)
	Voile 5	2.71	0.66	65.54	10	42.65	10	2x(28HA10)

V.4.1.5. Epingles :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art 7.7.4.3), dont le diamètre des armatures$\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} $et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

V.4.2.2.1. Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin\alpha} \, ; \, \alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

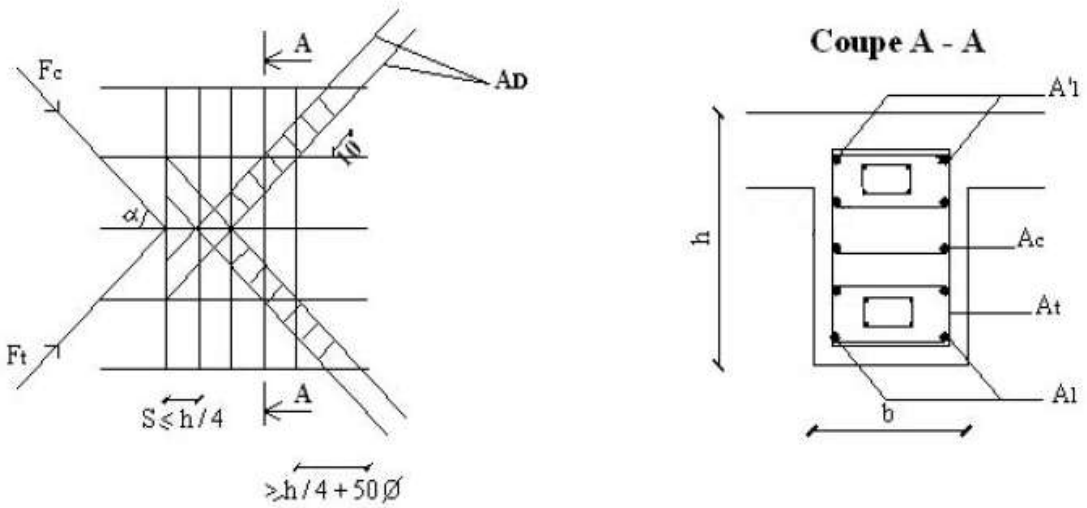


Figure V.5.Armatures de linteaux.

V.4.2.2.2. Armatures longitudinales :

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

V.4.2.2.3. Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

V.4.2.2.4. Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.21.Choix de la méthode de calcul.

Linteau	*Niveau*	*L(m)*	*h(m)*	$V(kN)$	$\tau(MPa)$	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	*Choix de la méthode*
Voile 3	***7éme***	1.20	0.56	60.23	0.84	1.5	OUI	Flexion simple
Voile 1	***5éme***	1.20	1.56	234.32	1.17	1.5	OUI	Flexion simple
Voile 3	***3éme***	1.20	1.56	365.66	1.82	1.5	NON	Traction/Compression
Voile 1	***1éme***	1.20	1.90	571.15	2.34	1.5	NON	Traction/Compression

Tableau V.22.La section d'armatures des linteaux (Suivant X).

Linteau	*Armatures longitudinales*					*Armatures transversales*					
	M $(kN.m)$	Z (m)	A_{lmin} (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)		λ	S *(cm)*	V (kN)	L *(m)*	A_{tmin} (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
Voile 3	35.86	0.51	2.46	4HA10 =3.14		2.14	15	84.32	1.20	0.62	2HA10=1.57
Voile 1	3.81	1.51	0.09	4HA10 =3.14		0.77	10	328	1.2	1.02	2HA10=1.57

Tableau V.23.La section calculée d'armatures des linteaux (Suivant Y).

Linteau	*V (kN)*	α	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
Voile 3	356.66	51.13	5.84	4.68	0.75	6.24
Voile 1	571.15	57.03	8.51	5.70	0.75	7.60

Tableau V.24.La section choisie d'armatures des linteaux (Suivant Y).

Linteau	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
Voile 3	2x(4HA12)=9.05	6HA10=4.71	2HA10=1.75 Esp = 15	10HA10=15.71 Esp = 15
Voile 1	2x(4HA12)=9.05	8HA10=6.28	2HA10=1.75 Esp = 10	19HA10=29.85 Esp = 10

Chapitre VI : Calcul de l’infrastructure.

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façonà assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.5m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 17{,}8\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0{,}5\,bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton(ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles :

- **Méthode de calcul**

  Répartition trapézoidale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5bar = 0.25MPa \quad , \quad a = b = 50cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau VI.1Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1498.01	-1.18	2.14	2.45	2.45	2.6	2.6	55	65
S2	973.12	1.45	-0.25	1.97	1.97	2.1	2.1	60	50
S3	638.94	-0.3	-1.03	1.6	1.6	1,7	1,7	85	35
S4	973.12	1.45	-0.25	1.97	1.97	2.1	2.1	70	50

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

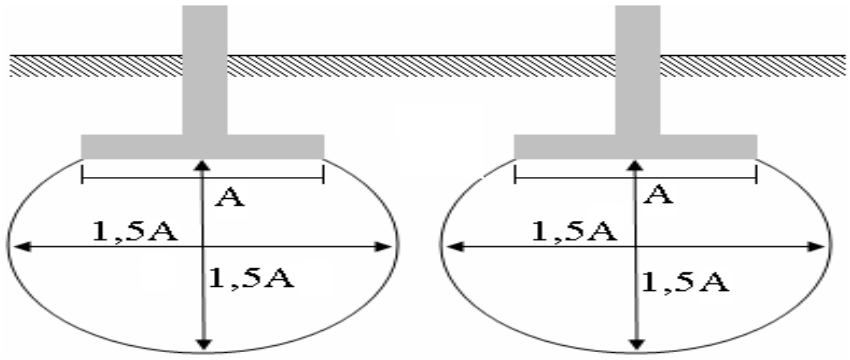


Figure VI.1.Les bulbes de pression sous la semelle .

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Le Figuresuivant présentéles interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

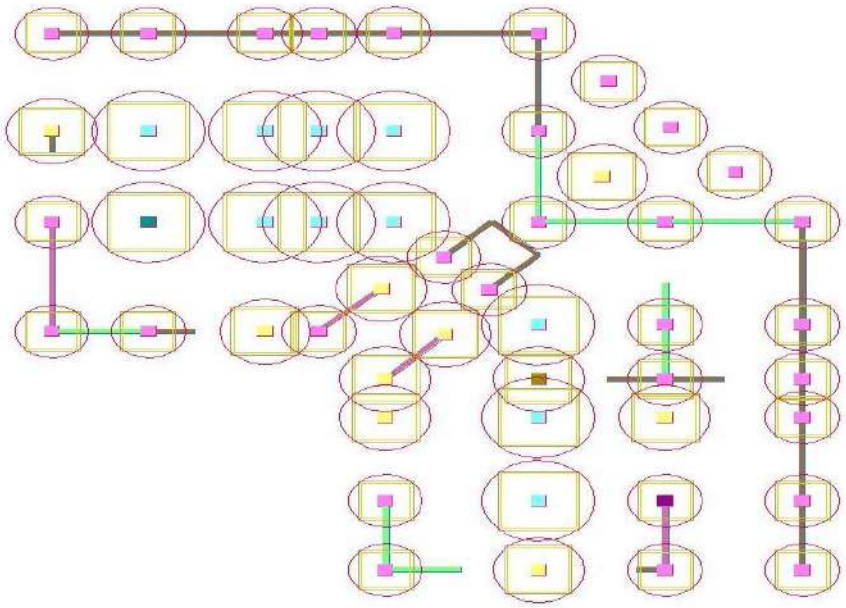


Figure VI.2.chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x),ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.1.3. Ferraillage des semelles isolées :

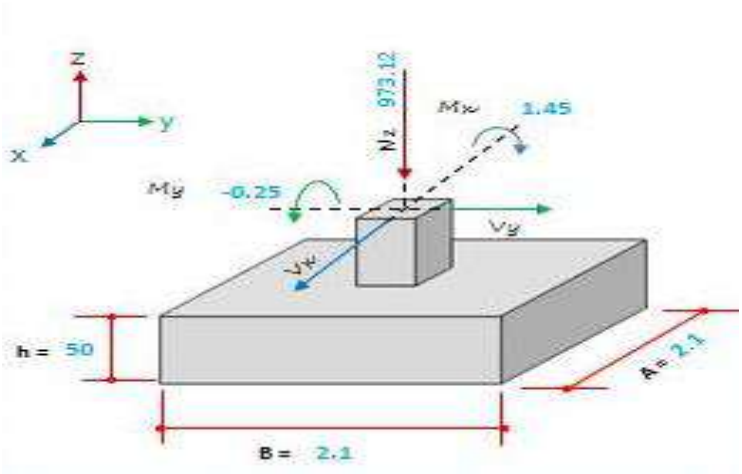


Figure VI.3.semelle isolé.

Tableau VI.2. Vérification l'excentricité des semelles isolées.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.P1	1061.59	3.07	0.13	35.00	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

Tableau VI.3.Ferraillages des armatures de la semelle.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	$A_{a.calculée}$ (cm^2)	$A_{a.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
S2	1061.59	3.07	2.1	2.1	22.65	22HA12=24.88	11HA12=12.44	23.55	22HA12=24.88	10

VI.4.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.4.Vérifications des contraintes à l'ELS.

	σ_a (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S2	3.38	3.37	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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 (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.5.Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	A (cm)	B (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S.F.P1	18.7	1498.00	2.5	3.2	1.80	30.00	40
S.F.V1	10.85	1148.63		1.00	1.80	35.50	
S.F.V1	18.4	1651.04		1.00	1.80	33.00	
S3-V3	11.00	893.27		1.00	1,80	28.00	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.6.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S.F.P1	4298.17	151.80	33.75	/	324.24	33.66	2.37	2.5	Vérifiée
S.F.V1	3556.14	162.00	15.00	36.00	230.69	19.53	2.47		Vérifiée
S.F.V2	6497.33	273.70	31.88	70.98	473.27	33.12	2.35		Vérifiée
S3-V3	3431.29	123.19	16.88	40.73	263.13	19.8	2.36		Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.7.Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S.F.P1	764.08	-1.03	0.14	1.8	45.0	Vérifiée
S.F.V1	285.12	-41.12	14.7	1.8	45.0	
S.F.V2	671.19	-1.03	1.11	1.8	45.0	
S3-V3	316.04	-3.60	2.92	1.8	45.0	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.8.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L > \frac{B+B'}{2}$
S1-F1	**S3-F2**	4.70	1,8	1.8	1,8	Vérifiée
S3-F3	**S1-F1**	4.70	1,8	1.8	1.8	Vérifiée

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

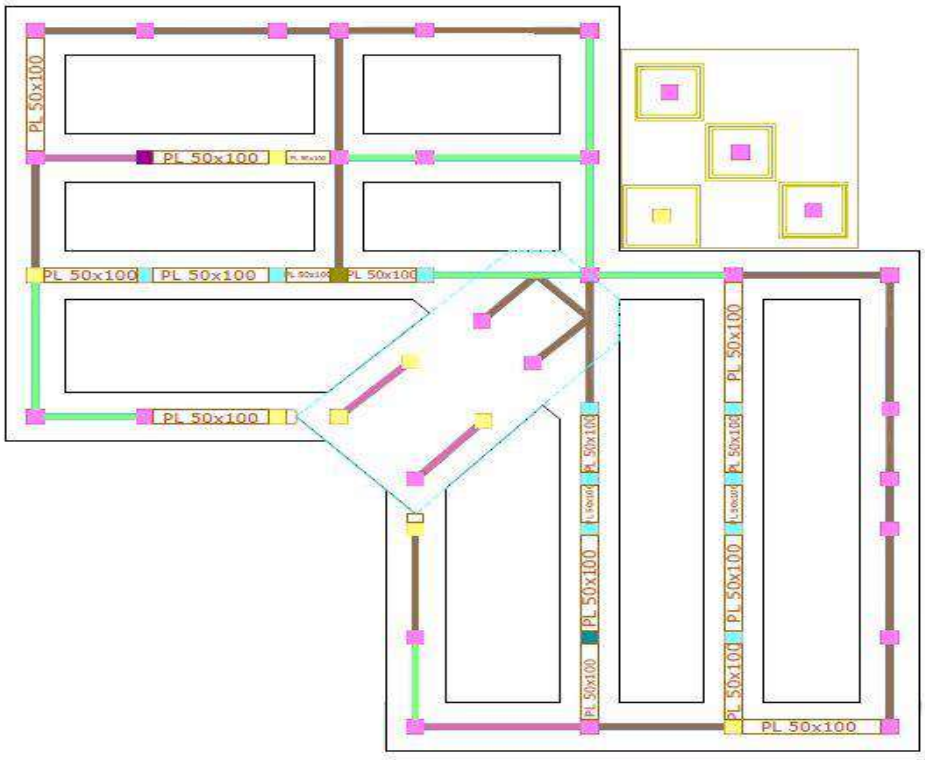


Figure VI.4.Les dimensions finales des semelles filantes.

VI.4.2.5. Calcul de Ferraillage :

VI.4.2.5.1. Sous un voile :

Le calcul de ferraillage de la semelle 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 (A_b) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Toutau long du mur,on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.V1	476.71	-75.00	15.73	30.00	Diagramme trapézoïdal
S.F.V2	746.83	51.06	6.84	30.00	
S3-V3	309.47	60.23	19.46	30.00	

Tableau VI.10.Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.V1	476.71	-75.00	1.8	10.26	10 HA 12=11.31	10	6HA12=6,79	25
S.F.V2	746.83	51.06	1.8	6.87	7 HA 12=7.92	15		
S3-V3	309.47	60.23	1.8	3.27	5 HA 12=5.65	20		

VI.4.2.5.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.11.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.P1	2240.26	3.07	0.14	30.00	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.12.Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.P1	2240.26	3.07	3.20	1.8	22.55	20HA12=22.62	7HA12=7.92	15

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (7.92 \times 1{,}8)/4 = 4.4\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

VI.4.2.6. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.13.Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**b (cm)**	**L_{max} (m)**	**$h_{p\ calculé}$ (cm)**	**$h_{p\ adopté}$ (cm)**	**$\frac{\pi}{2} l_e$**	**$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$**
S1-F1	50.00	12.00	72.00	100	5.17	Vérifiée

C

- ✓ Donc la section de la poutre de libage : 50x100 cm².

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette chargesera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.14.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S.F.P1	18.40	7812.81	204.93	45.56	360.26	186.30	4.29	2.38	471.36	261.40

-Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.15.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-437.52	297.27	812.78	-243.91	165.72

a) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.16.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S.F.P1	Travée	297.27	12.39	0,00	5HA16+2ChHA16=14.07
	Appuis	-437.52	18.66	0,00	5HA16+5ChHA16=20.11

b) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.17.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.F.P1	Travée	165.72	14.07	10,05	5.7	201,63	62.5	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-243.91	10,05	20.11	8,50	201,63	114,82		

c) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{989.49 \times 1000}{500 \times 970} = 2.04\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S.F.P1	989.49	2.03	40	1.5	25	50	2.80	10	15	6HA8=3.02

e) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4{,}52\ cm^2.$$

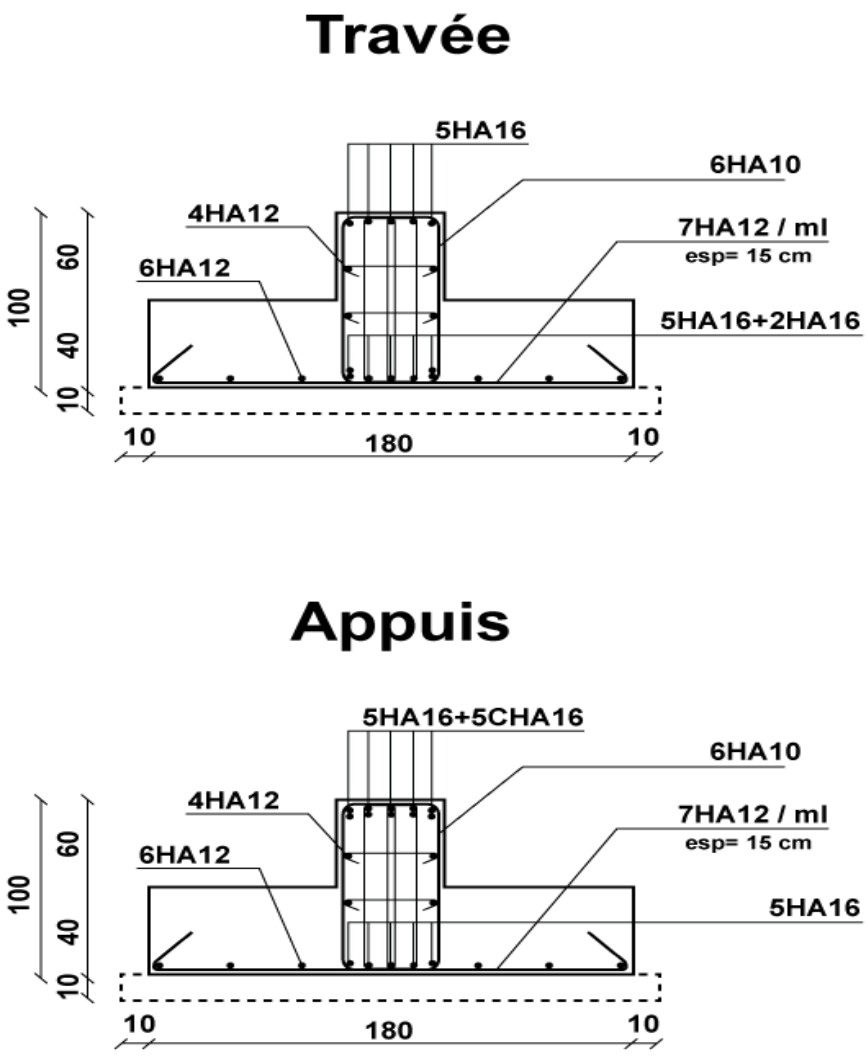


Figure VI.5: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.

VI.4.3. Calcul de voile de soutènement :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est: $e \geq 15$ cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

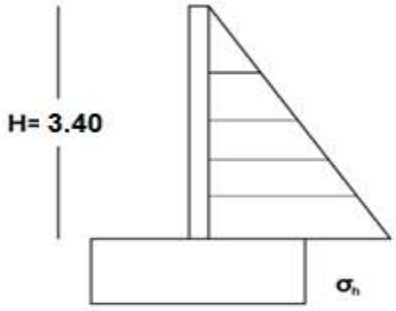


Figure VI.5.Schéma statique du voile périphérique.

VI.4.3.1. Calcul de la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho_h . K_p . H^2$$

Avec :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\rho_h = 17{,}8\ kN/m^3 \quad , \quad H = 3.40m \quad , \quad \varphi = 25° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0{,}40$$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 17{,}8 \times 0{,}40 \times (3.40)^2 = 41.75 kN/m$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

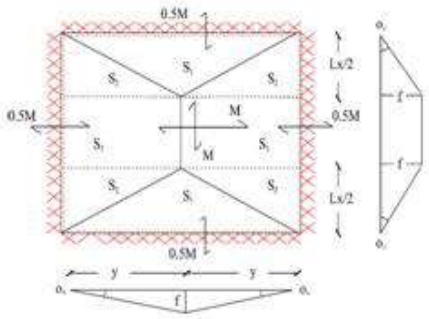


Figure VI.6.Les lignes de rupture.

- **Travail externe :**

Tableau VI.19.Travail externe de la dalle.

Éléments	Travail externe
1	q.f.y.(0.56)
2	q.f.y(0.32)
3	q.f(9.28-1.97y)
∑	q.f(18.56-1.33y)

- **Travail interne**

Tableau VI.20.Travail interne de la dalle.

Eléments	Travail interne
1	$5.92(\frac{M.f}{y})$
2	5.03M.f
∑	$M.f(\frac{11.85}{y}+10.08)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$$q=\frac{M(\frac{11.85}{y}+10.08)}{(18.56-1.33y)} \quad \frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow y=3.35m$$

$$\Rightarrow M = q(1.035)$$

$$Mt = M$$
$$Ma = 0{,}5M$$

Tableau VI.21.Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P_u(kN/m)	P_s(kN/m)	$M=1.035P_u$	$M_s=1.035\ P_s$
56.36	**41.75**	**58.33**	**43.21**

VI.4.4.2. Calcul de ferraillage

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

Avec :

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm, h=20 m ; c=2,5cmσ_b=14,20MPa;σ_s==348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

Tableau VI.22.La section d'armatures du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacemen (cm)
travée	58.33	10.33	2,00	10HA12=11,31	10
appuis	-29.16	4.96	2,00	6HA12=6,79	15

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI.23.Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	43.21	8.1	15	oui	201,63	68.5	201,63	Oui
Appuis	-21.60	4.6	15	oui	201.6	30.4	201,63	Oui

VI.4.4.4. Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{74.62 \times 10^3}{(1000 \times 170)} = 0{,}439\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\text{ MPa} \quad \text{Condition vérifée.}$$

VI.4.4. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

- ✓ Les points d'appuis 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'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\text{ kN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

$$\text{La section choisie : } 30 \times 40\ cm^2 \quad ; \quad \alpha = 12\ (\text{Zone III, S2})$$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.5.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

Tableau VI.24.Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 40	2063.08	171.92	4.94	6HA14= 9.24	1.20	7.20	Vérifiée

VI.4.4.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.25.Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×40	1498.01	124.83	9.24	137.93	201,63	oui

VI.4.4.2. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.26.alcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4,66	8	2HA8=1,01	18	15

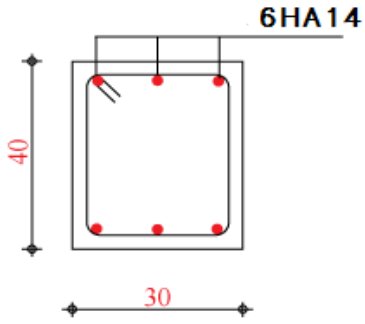


Figure VI.7.Ferraillage de la longrine.

VI.4.5. Ferraillage de radier partiel :

Le calcul du efforts se fait par le logiciel SAP2000 v20.2.0.

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre côtés, chaque panneaux travaille en flexion simple + effort tranchant (méthode forfaitaire), le calcul se fait pour une bande de 1m (b=100cm ; h =h_{radier}).

$$F_u = 215.07\ kN/m^2 \quad , \quad F_{ser} = 157.92\ kN/m^2$$

Tableau VI.27.La section d'armatures de radier.

	Armatures en travées				*Armatures aux appuis*			
	M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	59,08	4.66	7HA14=10.78	15	-165.84	13.49	10HA14=15.39	10
Suivant Y	53,11	4.18	7HA14=10.78	15	-151.9	12.31	10HA14=15.39	10

VI.4.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau VI.28.Vérification des contraintes à l'ELS.

	Contraintes en travées					*Contraintes aux appuis*				
	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
Suivant X	43.2	10.78	2.37	148.70	Vérifiée	121.27	15.39	2.61	136.10	Vérifiée
Suivant Y	38.83	10.78	2.03	145.70	Vérifiée	111.67	15.39	1.90	122.7	Vérifiée

VI.4.5.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u * l_x * l_y}{(2 * l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{235.85 * 10^3}{(1000 * 370)} = 0.637\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

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'ingénieur, 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 parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : **la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✓ Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algériennes« RPA99 version 2003 ».
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».
- [3] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL91 révisées 99 ».
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitations « D.T.R-B.C.22 ».

✓ Logiciels :

- Logiciel d'analyse structurelle « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage « ROBOT Expert 2010 ».
- Logiciel de dessin « AutoCAD 2019 ».
- Microsoft office 2016.

ANNEXE A

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le

Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

- **Hypothèses de calcul :**

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

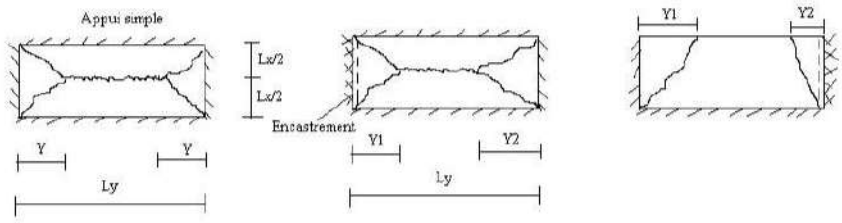
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

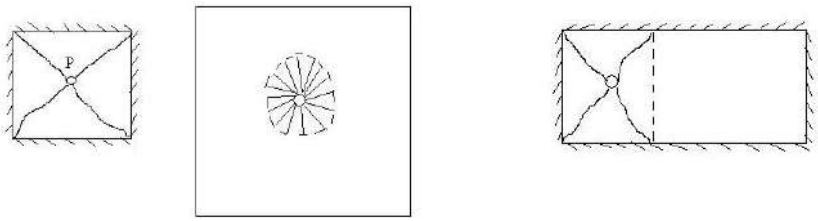
- Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle :

*a)***Cas des charges réparties**



*b)***Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes :

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE B

III.2.3.1.Méthodes de calcul :

III.2.3.1.1.La méthode forfaitaire :

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

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 ***et*** *1.25*

- La fissuration est peu nuisible.$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

Exposé de la méthode :

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

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

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

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

Avec ***:***

- ✓ M_t *: Moment en travée.*
- ✓ M_ω *: Moment max sur l'appui gauche.*
- ✓ M_e *: Moment max sur l'appui droit.*
- ✓ M_a *: Moment à l'appui.*
- ✓ M_0 *: Moment isostatique*$= \dfrac{PL^2}{8}$ *(KN.m)*
- ✓ $T_\omega = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$

- ✓ T_e=-T_0+$\frac{M_w - M_e}{L}$

Avec :

- ✓ T_ω *: effort tranchant à gauche de la travée.*
- ✓ T_e *: effort tranchant à droite de la travée.*
- ▪ *Remarque :*

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

Exposé de la méthode :

III.2.3.1.2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

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

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

A/Portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

B/ Coefficient de rigidité :

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

$$Où \frac{k_w}{k_e} = \gamma \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

Donc : $$\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

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

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \ l'^{3}_w + q_e \ l'^{3}_e}{8.5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x =L/2) comme moment maximum en travée:

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

ANNEXE D

Méthode simplifiée de calcule des flèches

Pour les poutres et les dalles pleines :

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation

$$I_f=1,1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à

$$\lambda=\lambda_i=\frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$

Pour les déformations instantanées

$$\lambda=\lambda_v=\frac{0,02f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}=\frac{2}{5}\lambda_i$$

Pour les déformations de longue durée

$$\mu=1-\frac{1,75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s+f_{t28}}$$

Si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s :la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ : Lepourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 :La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v=\frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i}=\frac{M}{E_i.I_{fi}}\text{ et}\frac{1}{r_v}=\frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

$$\begin{cases} f_i = \dfrac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$