REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Etude d'un hôtel à usage multiple

(RDC +5 étage +2 Sous-Sols)

Présenté par :

RAHMANI Mohamed

ESSELIMANI Chems eddine

Proposé et Dirigé par

Mr. SAIDI Mohamed Mouloud

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 miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à Mr.: Saidi Med Mouloud, Mr.: Ouldterki Benaissa et Mr.: Euldji Akram 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.

Esselimani chems eddine
Rahmani Mohamed

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 freres, Baligh et abd elrahim et mon petit taha el amine

A toute la Esselimani et Ennouar

A mon binôme mohamed , 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.



« chemsou »

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 freres othman et yacine ,

A toute la famille Rahmani et Akkak

A mon binôme chems eddine , 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 »



ملخص

هذا المشروع هو دراسة فندق مكون من طابقين تحت ارضي + طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر (زرالدة) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ***III*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.
- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)
- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***(SAP2000 version20 .2.0)***
- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un hôtel (2sous-sol+RDC+5 étages), implanté dans la wilaya de ***Alger (zéralda),*** cette région est classé comme zone ***III*** selon le ***(RPA99 version 2003).***

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

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version20.2.0 »***.

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

Abstract

This project is a study of a Hotel (2basement +ground floor+5floors), will be implanted in ***Alger (zéralda),*** this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

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

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

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version*****20.2.0***"*.

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

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction : 1
I.2. . Caractéristiques géométriques du bâtiment : 1
I.2.1. Dimensions en élévation : 1
I.2.2. . Dimensions en plan : 1
I.3. . CLASSIFICATION de l'ouvrage : 1
I.3.1. Classification des zones sismiques : 1
I.3.1. Classification des sols : 1
I.3.2. Classification des sols : 2
I.3.3. Classification des systèmes de contreventement : 2
I.4. Conception structurelle : 2
I.4.1. Planchers : 2
I.4.2. Les escaliers : 2
I.4.3. Maçonnerie : 2
I.4.4. Murs extérieurs : 2
I.4.5. Murs intérieurs: 2
I.4.1. Revêtement : 2
I.4.2. L'acrotère : 3
I.4.3. L'infrastructure : 3
I.5. Caractéristique des matériaux : 3
I.5.1. Béton : 3
I.5.2. Acier : 4

CHAPITRE II : Predimensioment

II.1. Introduction : 5
II.2. Les planchers : 5
II.2.1. Plancher à corps creux. : 5
II.2.2. Plancher à dalle pleine : 5
II.2.3. Evaluation des charges : 6
II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible : 6
II.2.3.2. Plancher étage courant et RDC : 6
II.2.3.3. Plancher en dalle pleine (palier d'escalier) : 7
II.2.3.4. Plancher en dalle pleine (parking): 7
II.2.4. Charges d'exploitation : 7
II.3. Maçonnerie : 8
II.3.1. Murs extérieur (Double cloison) : 8
II.3.2. Murs intérieurs (simples cloisons) : 8
II.3.3. Murs rideaux (double vitrage) : 8
II.4. Pré dimensionnement des poutres : 8
II.5. Prédimensionnement des poteaux : 9
II.5.1. Décente des charges : 9
II.5.2. Détermination des charges permanente : 11
II.5.3. Surcharge d'exploitation : 11
II.5.4. Détermination de l'effort normal ultime : 12
II.6. Pré dimensionnement des longrines : 12
II.7. Pré dimensionnement des voiles : 12

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. Introduction : 13
III.2. L'Acrotère : 13
III.2.1. Dimensions : 13
III.2.2. Paramètre de calcul : 13
III.2.3. Evaluation des charges : 14
III.2.4. Calcul des sollicitations à l'ELU : 14
III.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU : 14
III.2.6. La vérification des contraintes à l'ELS : 14
III.3. L'escaliers : 15
III.3.1. Dimensions : 15
III.3.2. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier : 16
III.3.3. Détermination des efforts de l'escalier : 16
III.3.4. Efforts tranchants et moments fléchissant : 16
III.3.5. Calcul de ferraillage : 18
III.3.5.1. Ferraillage longitudinal : 18
III.3.5.2. Armatures de répartition : 18
III.3.6. Vérification des contraintes : 18
III.3.7. Vérification de cisaillements : 19
III.3.8. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui : 19
III.3.9. Condition de la flèche : 19
III.4. . Calcul des Planchers : 20
III.4.1. Introduction : 20
III.4.2. Plancher à corps creux : 20
III.4.3. . Les Poutrelles : 21
III.4.3.1. Avant coulage : 21
III.4.3.2. Après coulage : 23
III.4.3.2.1. Calcul des charges et surcharges : 23
III.4.3.2.2. Sollicitations de calcul : 24
III.4.3.2.3. Ferraillage des poutrelles : 26
a) Calcul ferraillage a l'ELU : 26
b) Vérification des contraintes à l'état limite de service : 27
c) Vérification de l'effort tranchant : 27
d) Vérification de la flèche : 28
e) Detail de ferraillage : 29
III.5. .Dalle pleine: 30
III.5.1. Méthode de calcul: 30
III.5.2. Dalle plein du sous-sol (parking) : 30
III.5.2.1. Vérifications au poiçonnement : 30
III.5.2.2. Calcul de la charge totale : 30
III.5.2.3. Détermination de M : 30
III.5.2.4. Calcul du ferraillage : 31
III.5.2.5. Vérification des contraintes : 32
III.5.2.6. Vérification de l'effort tranchant: 32
III.5.2.7. Condition de la flèche 33
III.5.2.8. Vérifications au poiçonnement : 34

III.5.3. Dalle pleine pour étage courant (palier d'escalier) : 34
III.5.3.1. Calcul de la charge totale : 34
III.5.3.2. Détermination de M : 34
III.5.3.3. Calcul du ferraillage : 35
III.5.3.4. Vérification des contraintes : 35
III.5.3.5. Vérification de l'effort tranchant: 36
III.5.3.6. Condition de la flèche : 36
III.6. Dalle machine : 37
III.6.1. Introduction : 37
III.6.2. Pré dimensionnement 37
III.6.3. Calcul du ferraillage à l'ELU : 38
III.6.4. Vérification à l'E.L.S : 38
III.6.5. Vérification de l'effort tranchant : 38
III.6.6. Condition de la flèche : 39

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE
IV.1. Introduction 40
IV.2. Calcul d'excentricité 41
IV.2.1. Dimensions du bâtiment : 41
IV.2.2. Excentricité admissible : 41
IV.2.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse : 41
IV.2.4. Excentricité totale : 42
IV.3. Calcul dynamique du bâtiment 42
IV.3.1. La Méthode dynamique modale spectrale : 42
IV.3.1.1. Principe : 42
IV.3.1.2. Modélisation : 43
IV.3.1.3. Le spectre de réponse de calcul : 43
IV.3.2. Résultats des vérifications de la structure: 46
IV.3.2.1. Vérification de comportement modal : 47
IV.3.2.2. Vérification de participation massique : 47
IV.3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 48
IV.3.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : 49
IV.3.2.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment : 50
IV.3.2.6. Vérification des déplacements inter-étages : 50
IV.3.2.7. Vérification de cisaillement des éléments : 51
IV.3.2.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 54
IV.3.2.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : 54

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.
V.1. INTRODUCTION 56
V.2. Ferraillage des poutres : 56
V.2.1. Ferraillage des poutres porteuses 1 : 57
V.2.2. Ferraillage des poutres porteuses 2: 57
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 57
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions : 58
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 59

V.2.6. Les armatures de peau :.....59
V.2.7. Vérification de la flèche :.....60
V.3. Ferraillage des poutres porteuses (effet thermique) :.....60
V.3.1. Calcul de ferraillage :.....61
V.3.1.1. Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T.....61
V.3.1.2. Pour Les sollicitations : ACC et ELU :.....61
V.3.1.3. Comparaison :.....62
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....62
V.3.3. Vérification des poutres selon les conditions *[RPA et CBA] :*.....62
V.3.4. Calcul des armatures transversales :.....62
V.3.5. Les armatures de peau :.....63
V.3.6. Vérification de la flèche :.....63
V.3.7. Coupe de ferraillage des poutres :.....63
V.4. Ferraillage des poteaux :.....65
V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :.....66
V.4.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU :.....66
V.4.1.2. Vérification des contraintes *à l'ELS :*.....67
V.4.2. Armatures transversales :.....68
V.4.3. Coupe de ferraillage des poteaux :.....69
V.5. Ferraillage des voiles :.....70
V.5.1. Ferraillage des voiles pleine et des trumeaux :.....71
V.5.1.1. Calcul d'armatures verticales :.....72
V.5.1.2. Vérification des armatures à ELS *:*.....76
V.5.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....77
V.5.1.4. Calcul des armatures horizontaux et transversales :.....78
V.5.2. Les linteaux.....80
V.5.2.1. Méthode de calcul : Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :.....80

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure
VI.1. Introduction :.....83
VI.1.1. Reconnaissances du sol :.....83
VI.1.Reconnaissances du sol :.....83
VI.2. Choix de la fondation :.....83
VI.2.1. Semelle isolé.....83
VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles :.....84
VI.2.2. Semelle Filante :.....85
VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS).....85
VI.2.2.2. Vérification du chevauchement.....85
VI.2.2.3. Ferraillage.....86
VI.2.2.4. Ferraillage de la Poutre de libage.....86
VI.2.2.4.1. Armatures longitudinales :.....86
VI.2.2.4.2. Les armatures choisies :.....87
VI.2.2.4.3. Armatures de peau :.....87
VI.2.2.4.4. Vérification de cisaillement :.....87
VI.2.2.4.5. Vérification des contraintes à L'ELS.....87
VI.2.2.5. Semelle filante :.....87

VI.2.2.5.1. Vérification de l'excentricité 87
VI.2.2.5.2. Ferraillage Armatures principales : 88
VI.2.2.5.3. Armature de repartions : 88
VI.2.3. Radier partiel : 88
VI.2.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS : 89
VI.2.3.2. Verification des contraintes à l'ELS :.....89
VI.2.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU : [2].....89
VI.2.3.4. Calcul des nervures :.....90
VI.2.3.4.1. Pré dimensionnement : 90
VI.2.3.4.2. Vérification de poinçonnement à l'ELU : [2].....90
VI.2.3.5. Ferraillage des nervures :.....90
VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales :.....90
VI.2.3.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....91
VI.2.3.5.3. Armatures transversales :.....91
VI.2.3.6. Ferraillage de radier :.....91
VI.2.3.6.1. Vérification de cisaillement à l'ELU :.....91
VI.2.3.6.2. Ferraillage du radier à l'ELU :.....91
VI.2.3.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS :.....92
VI.2.3.6.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....92
VI.3. Calcul du mur de soutènement périphérique : 92
VI.3.1. Calcul de la poussée des terres : 92
VI.3.2. Ferraillage de mur soutènement périphérique : 93
VI.3.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS.....93
VI.3.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....93

CHAPITRE VII :Devis quantitatif et estimatif

VI..1Avant metre .: 94

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I:1caractéristiques mécanique de béton 3
Tableau I:2: caractéristiques mécanique d'acier. 4

CHAPITRE II : Predimensioment Tableau II-1 Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux 6

Tableau II-2 Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux).....6
Tableau II-3 Charge due aux planchers en dalle pleine (palier d'escalier).....7
Tableau II-4 Charge due aux planchers dalle pleine (parking).....7
Tableau II-5 Charges d'exploitation 7
Tableau II-6 Charges du mur double cloison.....8
Tableau II-7 Charges du mur simple cloison 8
Tableau II-8 charges permanentes de mur de rideau 8
Tableau II-9 Prédimensionnement des poutres.....9
Tableau II-10 calcul de l'effort N 10
Tableau II-11 Surface reprise par le poteau. 10
Tableau II-12 L'effort normal ultime de chaque niveau. 11
Tableau II-13 détermination des charges d'exploitation 11
Tableau II-14 Vérification de 1.1Nu≤ Nadm.....12

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

Tableau III-1 Calcul des sollicitations à l'ELU 14
Tableau III-2 Calcul de ferraillage à l'ELU..... 14
Tableau III-3 vérification des contraintes à l'ELS..... 14
Tableau III-4 Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier 16
Tableau III-5 Détermination des efforts de l'escalier..... 16
Tableau III-6 Efforts tranchants et moments fléchissant 16
Tableau III-7 sollicitation a ELS..... 17
Tableau III-8 Calcul de ferraillage..... 18
Tableau III-9 Résultats du ferraillage longitudinal..... 18
Tableau III-10 : Condition d'espacement..... 18
Tableau III-11 Vérification des contraintes 18
Tableau III-12 Vérification de l'effort tranchant..... 19

Tableau III-13 Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui 19
Tableau III-14 Condition de la flèche 19
Tableau III-15 Charge et surcharge 21
Tableau III-16 les moments 22
Tableau III-17 Vérification de la flèche 22
Tableau III-18 charges et surcharges 23
Tableau III-19 Les types des poutrelles 23
Tableau III-20 les poutrelles les plus défavorables 23
Tableau III-21 Résultat final des poutrelles 26
Tableau III-22 calcul ferraillage a l'ELU de RDC 26
Tableau III-23 calcule de ferraillage a l'ELU de étage courant 26
Tableau III-24 calcule de ferraillage a l'ELU de terrasse 26
Tableau III-25 Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC 27
Tableau III-26 Vérification des contraintes à l'état limite de service de étage courant ... 27
Tableau III-27 Vérification des contraintes à l'état limite de service de terrasse 27
Tableau III-28 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de RDC 27
Tableau III-29 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant 28
Tableau III-30 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de terrasse 28
Tableau III-31 Vérification de la flèche pour RDC 28
Tableau III-32 Vérification de la flèche pour étage courant 28
Tableau III-33 Vérification de la flèche pour la terrasse 29
Tableau III-34 Les résultats du Travaille externe et interne. 31
Tableau III-35 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine 32
Tableau III-36 Vérification des contraintes à l'ELS 32
Tableau III-37 Vérification de l'effort tranchant 33
Tableau III-38 Vérifications de la flèche 33
Tableau III-39 vérification au poinçonnement 34
Tableau III-40 Les résultats du Travaille externe et interne 34
Tableau III-41 Les résultats du ferraillage 35
Tableau III-42 Vérification des contraintes 36
Tableau III-43 vérification de l'effort tranchant 36

Tableau III-44 Charge et surcharge 37
Tableau III-45 Ferraillage à l'ELU..... 38
Tableau III-46 Vérification à l'E.L.S..... 38
Tableau III-47 Vérification de l'effort tranchant..... 38

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1 centre de masse et centre d'inertie.....41
Tableau IV. 2 Calcul de l'excentricité totale. 41
Tableau IV. 3 Coefficient de comportement R.....43
Tableau IV. 4 Justification du coefficient de comportement R suivant X.....44
TableauIV.5 Justificationdu coefficient de comportement R suivant X en pourcentag……44
Tableau IV. 1 Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN)……..45
Tableau IV. 7 Suivant Y : (Valeurs en pourcentage).....45
Tableau IV. 8 Facteur de qualité Q.....46
Tableau IV. 9 vérification comportement.....47
Tableau IV. 10 Participation massique 47
Tableau IV. 11 Calcul de la force sismique totale. 48
Tableau IV. 12 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....49
Tableau IV. 13 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base 49
Tableau IV. 14 Vérification de stabilité au renversement 49
Tableau IV. 15 Déplacement sous la force Ed.....50
Tableau IV. 16 Déplacement et déformation intre-etage sous Edx 50
Tableau IV. 17 déplacement et déformation intre-etage sous Edy 51
Tableau IV. 18 Vérification de cisaillement des poutres. 52
Tableau IV. 19 Vérification de cisaillement des poteaux.....52
Tableau IV. 20 vérification de cisaillement des voiles. sens X 53
Tableau IV. 21 vérification de cisaillement des voiles sens Y 53
Tableau IV. 22 vérification de cisaillement des voiles incliné.....53
Tableau. IV.21. Vérification l'effet P-Δ suivant X,Y.....54
Tableau IV. 23 Vérification l'effort normal réduit à la base 55
Tableau IV. 24 Vérification de l'effort normal réduit à la base.....55

CHAPITRE V : Calcul des éléments résistants

Tableau V-1.Les données du calcul. 56
Tableau V-2.ferraillage des poutres porteuses 1. 57
Tableau V-3.Ferraillage des poutres porteuses 2. 57
Tableau V-4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuses 1. 57
Tableau V-5 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuses 2 58
Tableau V-6 Vérification des poutres porteuses 1 selon les conditions [CBA et RPA] ...58
Tableau V-7 Vérification des poutres porteuses 2 selon les conditions [CBA et RPA] ...58
Tableau V-8 Calcul des armatures transversales 59
Tableau V-9 Vérifications de la flèche. 60
Tableau V-10 étude thermique suivant x 61
Tableau V-11 ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique 61
Tableau V-12 ferraillage des poutres ACC 61
Tableau V-13 Comparaison entre les deux ferraillage 62
Tableau V-14 Vérification des contraintes à l'ELS 62
Tableau V-15 Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA] 62
Tableau V-16 Calcul des armatures transversales 62
Tableau V-17 Vérifications de la flèche. 63
Tableau V-18 calcul les armatures longitudinales 66
Tableau V-19 vérification à l' ELS 67
Tableau V-20 vérification de cisaillement 68
Tableau V-21 Calcul des armatures transversales et leurs espacements 69
Tableau V-22 les données de calcul 71
Tableau V-23 méthode de calcul de ferraillage les voiles pleines et les trumeaux 71
Tableau V-24 les sollicitations des trumeaux (Suivant X). 72
Tableau V-25 les sollicitations des voiles pleines (Suivant X) 73
Tableau V-26 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (Suivant X). 73
Tableau V-27 La section calculéed'armatures verticales des voiles pleines (Suivant X). 74
Tableau V-28 les sollicitations des voiles pleines (Suivant Y) 74
Tableau V-29 Tableau V 27 les sollicitations des voiles incliné et pour l'ascenseur 75

Tableau V-30 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).....75
Tableau V-31 la section d'armature calculé verticale des voiles incliné et pour l'ascenseur 76
Tableau V-32 vérification des armatures à ELS (sens x) 76
Tableau V-33 vérification des armatures à ELS (sens y) 77
Tableau V-34 vérification des armatures à ELS (incliné) 77
Tableau V-35 vérification des contraintes de cisaillement à ELU 77
Tableau V-36La sectiond'armatures horizontal et transversale des trumeaux(Suivant X). 78
Tableau V-37 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleine (Suivant X). ..79
Tableau V-38 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles (Suivant Y) .79
Tableau V-39 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles (incliné) 80
Tableau V-40 les sollicitations de linteau (X1). 81
Tableau V-41 les sections des armatures de linteau (X1).....82
Tableau V-42 les sollicitations des linteaux (X2/X3).....82
Tableau V-43 les sections des armatures des linteaux (X2/X3). 82

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1 Dimensionnement des semelles filantes.....84
Tableau VI-2 Vérification du chevauchement.....84
Tableau VI-3 Dimensionnement des semelles filantes.....85
Tableau VI-4 Vérification du chevauchement.....85
Tableau VI-5 Dimensionnement poutre de la poutre de libage 86
Tableau VI-6 Dimensionnement de la poutre de libage 86
Tableau VI-7 'armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU 86
Tableau VI-8 Les armatures choisies.....87
Tableau VI-9 Vérification de cisaillement.....87
Tableau VI-10: Vérification des contraintes.....87
Tableau VI-11 Vérification de l'excentricité.....87
Tableau VI-12Ferraillage des armatures principales 88
Tableau VI-13; Ferraillage des armatures de reptations.....88
Tableau VI-14 vérification de contrainte à l'ELS.....89
Tableau VI-15; La section d'armatures longitudinales des nervures.....90

Tableau VI-16; Vérification des contraintes à l'ELS. 91
Tableau VI-17 La section d'armatures transversales des nervures.....91
Tableau VI-18La section d'armatures de radie.....91
Tableau VI-19: Vérification des contraintes à l'ELS 92
Tableau VI-20 ; Calcul de la poussée des terres.....92
Tableau VI-21: Sollicitation des voiles périphériques.....92
Tableau VI-22: . La section d'armatures du voile périphérique 93
Tableau VI-23: Vérification des contraintes à l'ELS. X.....93
Tableau VI-24: Vérification des contraintes à l'ELS. Y.....93

CHAPITRE VII : Devis quantitatif et estimatif

Tableau VII-1 Devis quantitatif et estimatif de projet..... 95

CHAPITRE II : Predimensioment

Figure II.1 surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité 10

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

Figure III.1.L'acrotère. 14
Figure III.2 schéma d'escaliers..... 16
Figure III.3 distribution des charges à l'ELU. 17
Figure III.4 Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU 18
Figure III.5 Distribution des charges à l'ELS 18
Figure III.6 Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS 18
Figure III.7 Poutrelle à trois travée 25
Figure III.8 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU..... 25
Figure III.9 Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S..... 25
Figure III.10 Diagramme du effort tranchant à l'ELU 25
Figure III.11 Poutrelle à deux travée 26
Figure III.12 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 26
Figure III.13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU..... 26
Figure III.14 Diagramme du effort tranchant à l'ELU 26
Figure III.15 Détail de ferraillage de poutrelle RDC..... 30
Figure III.16 Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages courant et terrasse 30

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1Disposition des voiles 40
Figure IV.Sepctre de reponse X et Y 43

CHAPITRE V : Calcul des elements resistants

Figure V.1.Sens des poutres.....57
Figure V.2 La variation de la Températures en 2018 à Algérie.....61

Figure V.3 ferraillage des poutres porteuses 1 pour parking.....63
Figure V.4 ferraillage des PP1 spéciale pour RDC.....64
Figure V.5 ferraillage des PP 1 pour RDC 64
Figure V.6.ferraillagE des PP1 pour étage courant.....64
Figure V.7 ferraillage des PP1 spéciale pour étages courant.....64
Figure V.8 ferraillage des PP2 parking.....65
Figure V.10 ferraillage PP2 pour étages courant.....65
Figure V.11 ferraillage PP2 spéciale pour étages courant 65
Figure V.12 ferraillages PP1 sollicitation thermique.....66
Figure V.13 ferraillage des poteaux 65*65.....70
Figure V.14 ferraillage de poteau 70*70 70
Figure V.16 ferraillage des poteaux 55*55.....71
Figure V.15 ferraillage des poteaux 60*60.....71
Figure V.18 ferraillage des poteaux 50*50.....71
Figure V.17 ferraillage des poteaux 45*45.....71
Figure V.19 disposition des voiles.....73

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 Schéma des semelles isolées 84
Figure VI.2 Disposition des semelles filante. 85

Notation

➢ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
$\mathbf{A_{max}}$ **,** $\mathbf{A_{min}}$: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
$\mathbf{B_r}$: Section réduite du béton d'un poteau.
$\mathbf{B_t}$: Section de la partie tendue.
$\mathbf{L_t}$: Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
$\mathbf{E_v}$: Module de déformation longitudinale différée du béton.
$\mathbf{E_i}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
$\mathbf{E_s}$: Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
$\mathbf{I_e}$: Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
$\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
$\mathbf{M_a}$: Moment fléchissant en appui d'une poutre.
$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant à l'E.L.U.
$\mathbf{M_{ser}}$: Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal de service.
$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.
$\mathbf{T_u}$: Effort tranchant ultime.
$\mathbf{R_a}$: réaction à gauche.
$\mathbf{R_b}$: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

Notation

➢ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
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.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

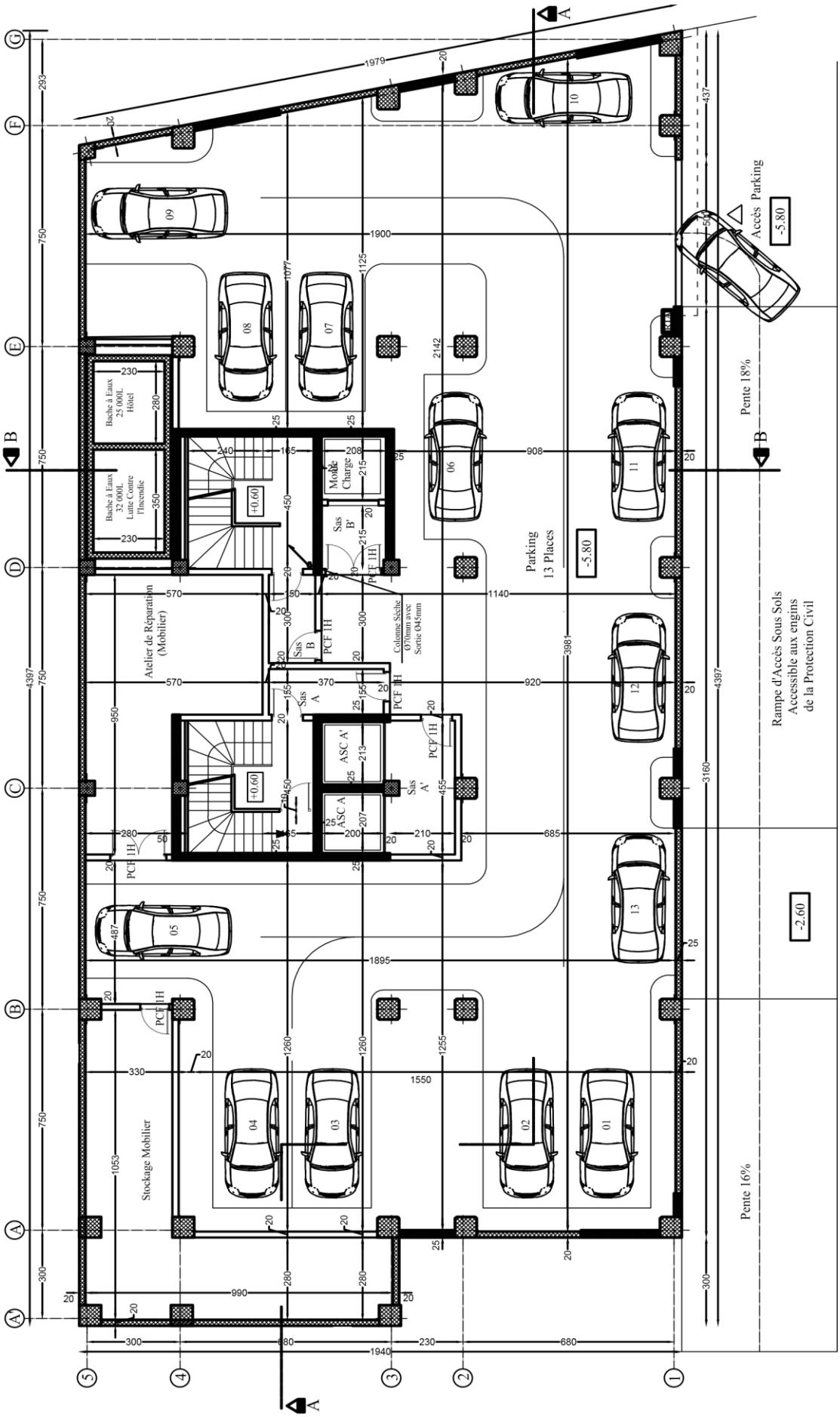


Figure plan sous sol

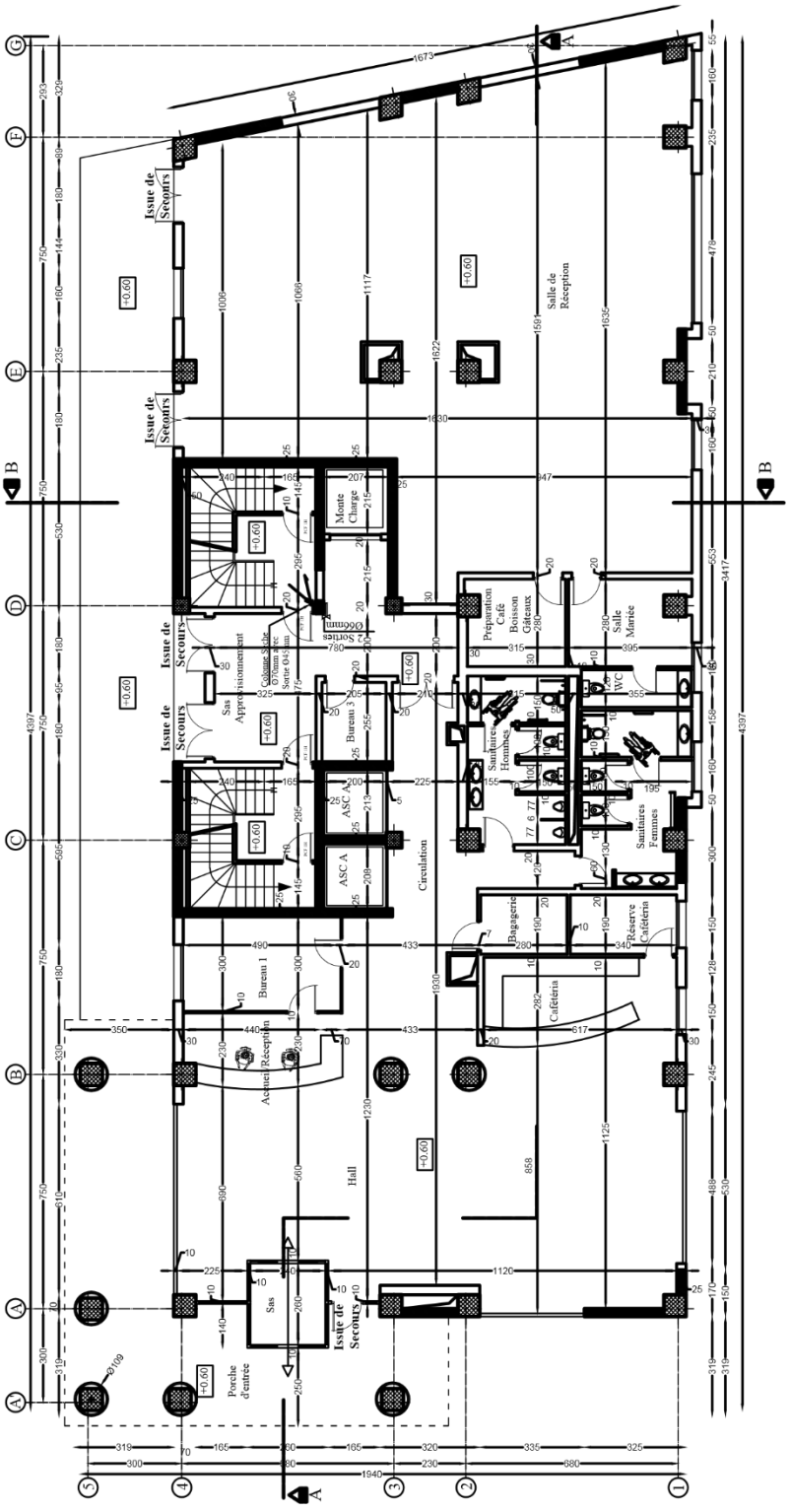


Figure 1 Plan RDC

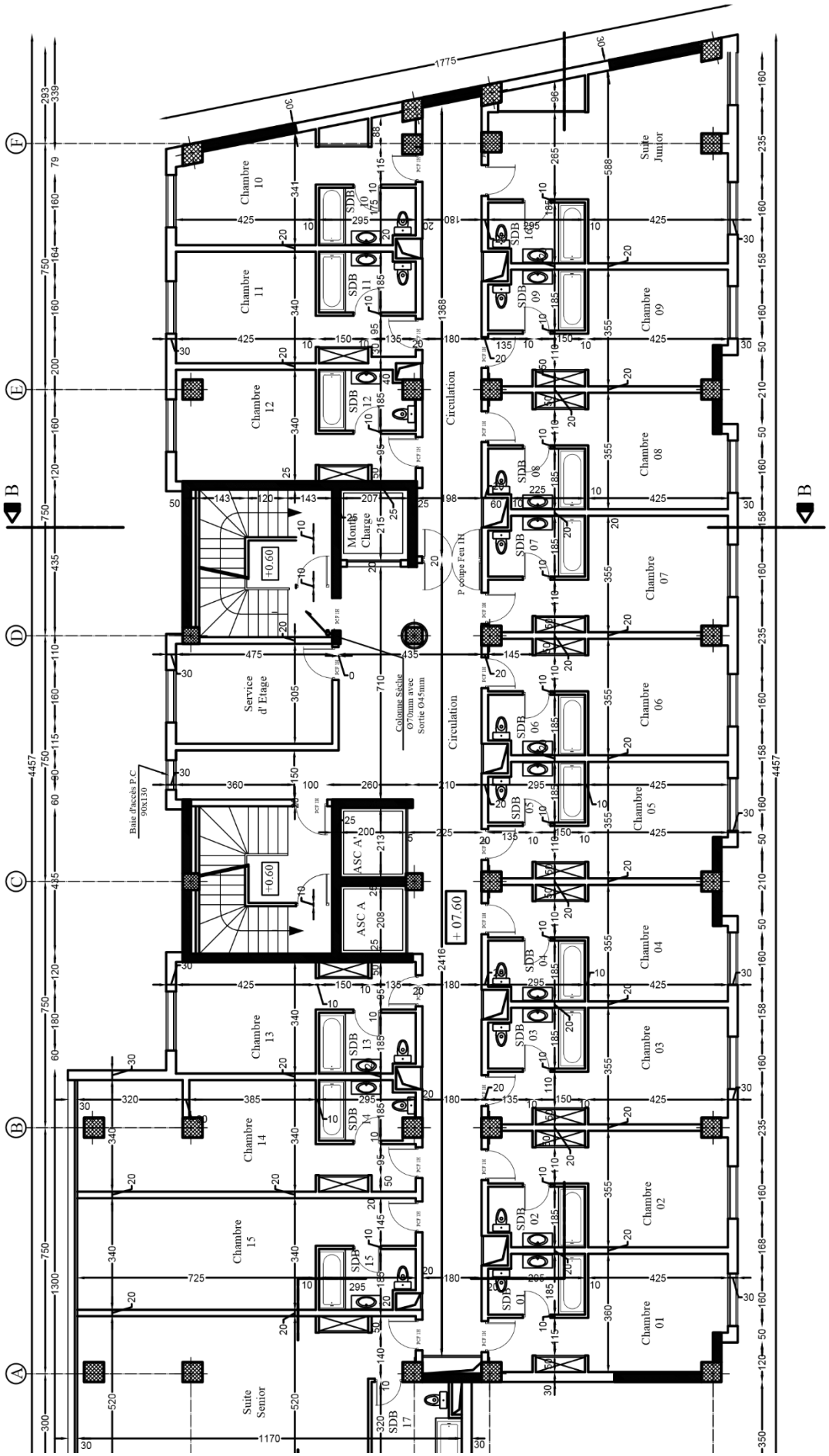
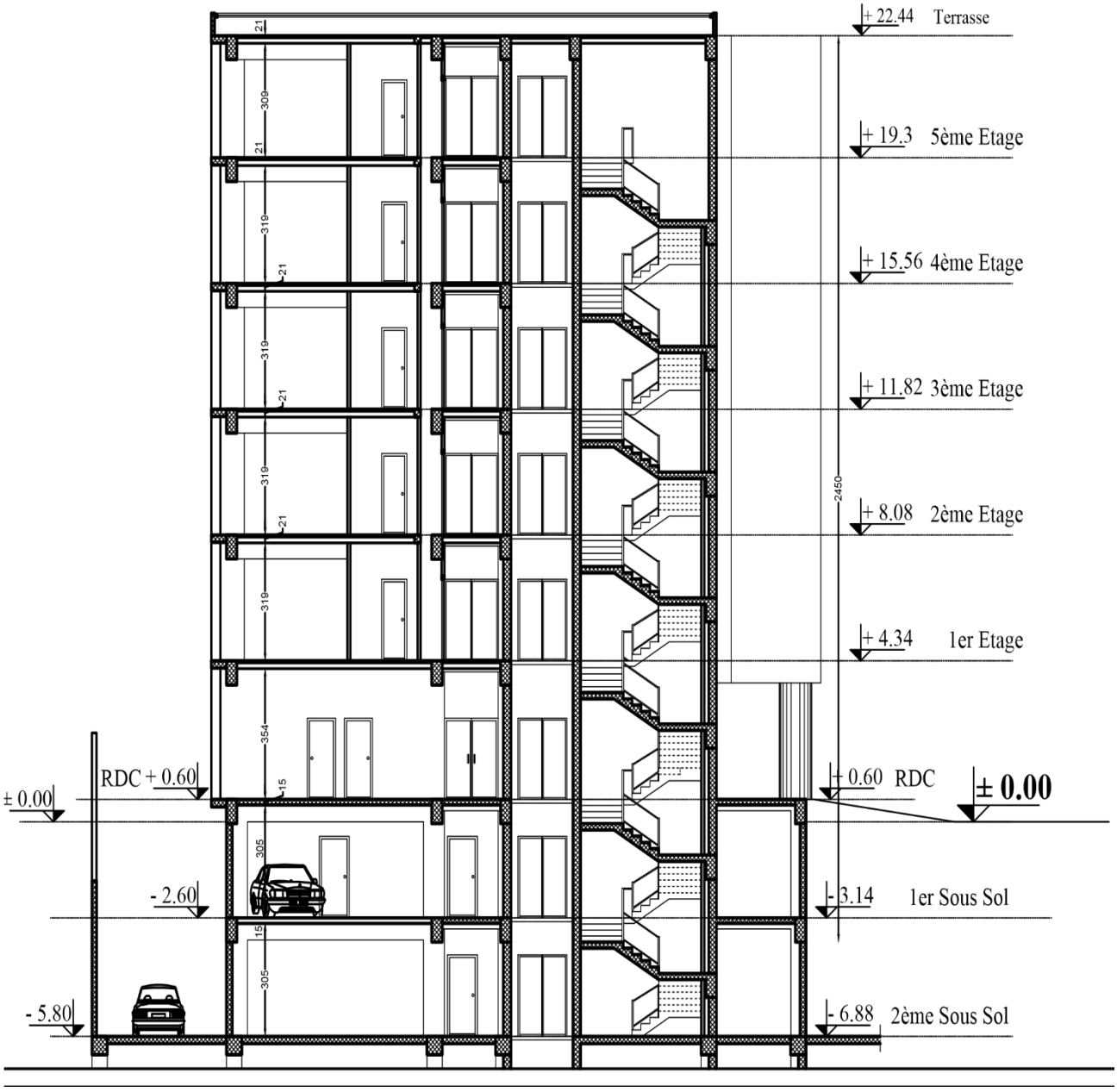

Chambre 10
Chambre 11
Chambre 12
Chambre 13
Chambre 14
Chambre 15
Suite Senior
Suite Junior
Chambre 09
Chambre 08
Chambre 07
Chambre 06
Chambre 05
Chambre 04
Chambre 03
Chambre 02
Chambre 01
SDB 10
SDB 11
SDB 12
SDB 13
SDB 14
SDB 15
SDB 17
SDB 09
SDB 08
SDB 07
SDB 06
SDB 05
SDB 04
SDB 03
SDB 02
SDB 01
Circulation
Circulation
Monte Charge
Service d' Etage
ASC A'
ASC A
+0.60
+0.60
+ 07.60
Colonne Sèche Ø70mm avec Sortie Ø45mm
P coupe Feu 1H
Baie d'accès P.C 90x130
A
B
C
D
E
F
B

Figure 3


+ 22.44 Terrasse
+ 19.3 5ème Etage
+ 15.56 4ème Etage
+ 11.82 3ème Etage
+ 8.08 2ème Etage
+ 4.34 1er Etage
+ 0.60 RDC
± 0.00
- 3.14 1er Sous Sol
- 6.88 2ème Sous Sol
RDC + 0.60
± 0.00
- 2.60
- 5.80
2450
309
319
354
305
21
15

Introduction générale

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

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

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

L'étude sera menée sur un hôtel en R+5+2s.sol implanté en zone de très forte sismicité (zone III), la structure est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

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

Chapitre :

I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Notre projet de fin d'étude à consiste à étudier les éléments résistants de la structure d'un hôtel en (2 sous-sol+RDC+5étages) implanté à Zeralda-(Alger) zone de forte sismicité classée en (zone III) selon le RPA99 version 2003. Ouvrage de grande importance, le groupe d'usage est le (1B).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Document technique Réglementaire « DTR.B.C.2.2 » charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

I.2. . CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 23.04 m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.60 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.74 m.
- ✓ Hauteur du RDC : 3.74 m.
- ✓ Hauteur totale du sous-sol : 7.48 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.74 m.

I.2.2. . Dimensions en plan :

- ✓ Sens transversal : 43.90 m.
- ✓ Sens longitudinal : 19.90 m.

I.3. . CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.3.1. Classification des zones sismiques : [3]

Le bâtiment sera implanté à ZERALDA- ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « Zone III ».

Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003]

L'hôtel est un ouvrage appartient au (groupe d'usage 1B) puisqu'il est un ouvrage de grande importance.

I.3.1. Classification des sols : [3]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ferme (S2).

I.3.2. Classification des systèmes de contreventement : [3]

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003].

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles [Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].

I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.4.1. Planchers :

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

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

I.4.2. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre hôtel sont assurés par un seul type escaliers : (escalier tournant) .

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

I.4.4. Murs extérieurs :

Ils sont constitués de deux parois :

- ✓ Deux briques creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

I.4.5. Murs intérieurs:

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.1. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

I.4.2. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.3. L'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 sont calculées conformément au rapport du sol avec $\boldsymbol{\sigma sol}$=**2** $\boldsymbol{bar}$.

I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

I.5.1. Béton : [2]

Tableau I:1caractéristiques mécanique de béton

			Valeur
La masse volumique « ρ »			2,5 t/m^3
La résistance à la compression « f_{c28} »			25 MPa
La résistance à la traction « f_{t28} »			2,1 MPa
La contrainte limite à la compression « σ_b »	ELU	durable	14,17 MPa
	ELA	accidentelle	18,87 MPa
	ELS		15 MPa
La contrainte limite de cisaillement « τ »	Fiss. non Préj		3,33 MPa
	Fiss. Préj ou Fiss. Très Préj		2,5 MPa
Le module d'élasticité « E »	Instantanée		32164,20 MPa
	Différée		10818,86 MPa
Coefficient de Poisson « υ »	Sollicitations		0
	Déformations		0,2
Coefficient de dilatation « θ »			10^{-5}
Module de cisaillement « G »			E/[2(1+υ)]

I.5.2. Acier : [2]

Tableau I:2: caractéristiques mécanique d'acier.

			Valeur
La masse volumique « ρ »			7,85 t/m^3
La limite d'élasticité « f_e »			400 MPa
La contrainte limite « σ_s »	ELU		347,83 MPa
	ELA		400 MPa
	ELS	Fiss. non Préj	0
		Fiss. Préj	201,63 MPa
		Fiss. Très Préj	164,97 MPa
Le module d'élasticité « E »			200000

Chapitre :

II

Pré dimensionnement

CHAPITRE II : PREDIMENSIOMENT

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure . ne sont choisies selon les préconisations du [RPA99v2003, CBA93]. Ces dimensions pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. LES PLANCHERS :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

II.2.1. Plancher à corps creux. :

Les plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression et sont dimensionnés

D'après la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L= 340 cm.

Alors :

$$\frac{340}{25} \leq ht \leq \frac{340}{20}$$

$$\rightarrow 13.6 \leq ht \leq 17 \rightarrow h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15.11cm$$

On prend : **e = (16+4) cm.**

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

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

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

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{h_t}{45} \leq e \leq \frac{h_t}{40}$

Avec : ***Lx*** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=385 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{385}{45} \leq e \leq \frac{385}{40} \rightarrow 8.55 \leq e \leq 9.62$$

On adopte ***e = 15cm***

II.2.3. Evaluation des charges : [1]

II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II-1 Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulés	0.04	20-18	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyâne	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
/	G (charges permanentes)	6.32 KN/m^2		

II.2.3.2. Plancher étage courant et RDC :

Tableau II-2 Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur Simple cloison	0.01		1.62
	G (charges permanentes)	**6.01KN/m2**		

II.2.3.3. Plancher en dalle pleine (palier d'escalier) :

Tableau II-3 Charge due aux planchers en dalle pleine (palier d'escalier)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine	0.15	25	3.75
5	enduit en platre	0.02	10	0.2
6	simple cloison	0.1	-	1.62
	G(charges permanentes)	**6.91 KN/m2**		

II.2.3.4. Plancher en dalle pleine (parking):

Tableau II-4 Charge due aux planchers dalle pleine (parking)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
4	dalle pleine	0.25	25	6.25
	G(charges permanentes)	**6.25 KN/m2**		

II.2.4. Charges d'exploitation : [1]

Tableau II-5 Charges d'exploitation

PLANCHER Niveau(m)	Usage	Q (KN/m²)
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
d'étage courant	Habitation	1.5
	Habitation	1.5
	Habitation	1.5
RDC	Hall de réception	2.5
	Cafétéria	2.5
	SALE DES FETES	4
SOU SOL	Parking	2.5

II.3. MAÇONNERIE : [1]

II.3.1. Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II-6 Charges du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m3]	Poids Surfacique [KN/m2]
01	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
02	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
03	Lame d'air	-	-	-
04	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
05	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
G (charges permanentes)		G = 2.52 [KN/m2]		

II.3.2. Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau II-7 Charges du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseurs [m]	Poids volumique [KN/m3]	Poids surfacique [KN/m2]
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creux	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
G (charges permanentes)		G = 1.62 [KN/m²]		

II.3.3. Murs rideaux (double vitrage) :

Tableau II-8 charges permanentes de mur de rideau

Elément	G(charges permanentes)
Mur rideau	1.75 KN/m

II.4. 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.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.27\,h < b < 0.36h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire la condition du **[3]** :

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

Tableau II-9 Prédimensionnement des poutres

Elément	Poutre principale1	Poutre principale 2	Poutre principale1
Longueur	L=9.00m	L=6.80m	L=7.5m
Pré dimensionnement	$60 \leq h \leq 90$ h =70cm $18.9 \leq b \leq 25.2$ b =35cm	$45.33 \leq h \leq 68$ h =80cm $21.6 \leq b \leq 28.8$ b =35cm	$50 \leq h \leq 75$ h =50cm $13.5 \leq b \leq 18$ b =35cm
Section choisir	30cm x 70cm	30cm x 80cm	30cm x 70cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{70}{35} = 2$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{80}{35} = 2.28$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{70}{35} = 2$
Conclusion	**35cm x 70cm**	**35cm x 80cm**	**35cm x 70cm**

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple, on choisis le poteau le plus sollicité qui est basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations avec la combinaison (1.35G+1.5Q), dans notre cas la charge est majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires (bâtiments comportant au moins trois travées). [**CBA93 [Art B8.1.1].**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de [RPA.99v2003]:

- ✓ Min (a, b) ≥ 30 (**zone III**). **[3]**
- ✓ Min (a, b) ≥ h/20 cm **[3]**
- ✓ $1/4 \leq a/b \leq 4$ **[3]**

D'après l'article dans **[2]** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

✓

II.5.1. Décente des charges : [1]

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II-10 calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
5	(45*45)	2.618	0.130	20.15	25	2025	1849	2.025	0.80	2785.614
4	(45*45)	2.618	0.130	20.15	25	2025	1849	2.025	0.80	2785.614
3	(50*50)	2.618	0.144	18.14	25	2500	2304	2.5	0.81	3511.945
2	(50*50)	2.618	0.144	18.14	25	2500	2304	2.5	0.81	3511.945
1	(55*55)	2.618	0.159	16.49	25	3025	2809	3.025	0.81	4319.275
RDC	(55*55)	2.618	0.159	16.49	25	3025	2809	3.025	0.81	4319.275
S-s1	(60*60)	2.618	0.173	15.12	25	3600	3364	3.6	0.83	5207.383
S-s2	60*60	2.618	0.173	15.12	25	3600	3364	3.6	0.83	5207.383

- **Dimensionnement de poteau plus sollicité :**

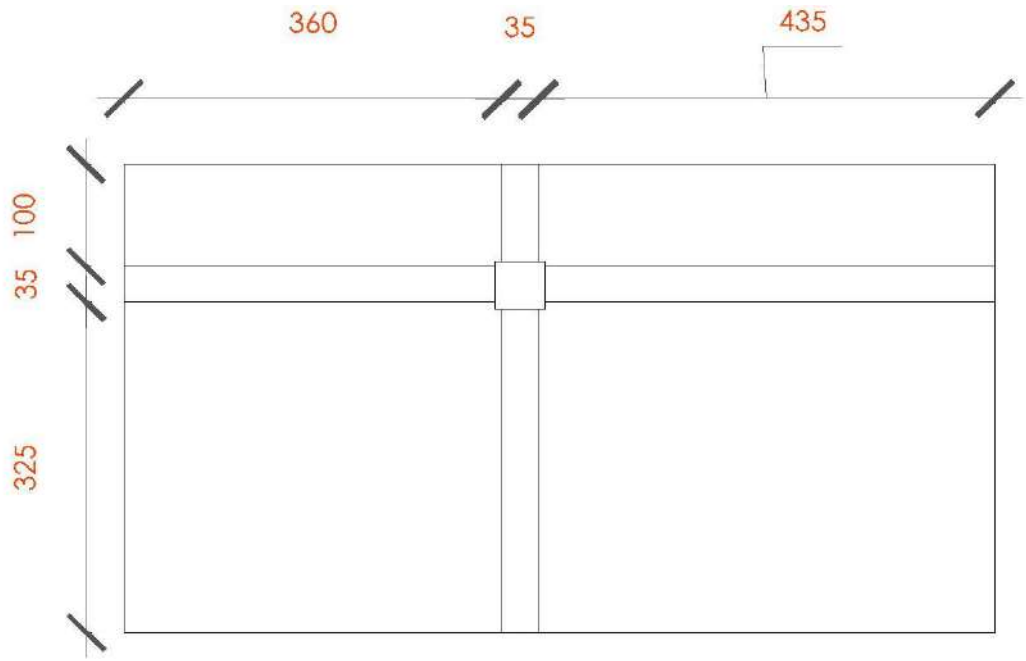


Figure II.1 surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Tableau II-11 Surface reprise par le poteau.

La surface du plancher	S_p= (4.325*0.975+3.575*0.975+4.325*3.225+3.575*3.225)	S_p =33.18[m2]
La surface totale	S_t= [(4.325 +0.35+3.575]*[0.975 +0.35+3.225]	S_t =37.53 [m2]

II.5.2. Détermination des charges permanente : [1]

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher partielle}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Tableau II-12 L'effort normal ultime de chaque niveau.

etage	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
5	209.698	18.934	55.125	47.600	331.356	331.356
4	199.412	18.934	55.125	47.600	321.071	652.427
3	199.412	23.375	55.125	47.600	325.512	977.939
2	199.412	23.375	55.125	47.600	325.512	1303.451
1	199.412	28.284	55.125	47.600	330.421	1633.871
RDC	199.412	28.284	55.125	47.600	330.421	1964.292
S-s1	207.375	33.660	55.125	47.600	343.760	2308.052
S-s2	199.412	33.660	55.125	47.600	335.797	2643.848

II.5.3. Surcharge d'exploitation : [1]

Tableau II-13 détermination des charges d'exploitation

Etage		Q (KN)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5	Q_0	37.53	0		37.53
4	Q_1	56.295	1	1	93.82
3	Q_2	56.295	2	0.95	144.49
2	Q_3	56.295	3	0.9	189.52
1	Q_4	56.295	4	0.85	288.93
RDC	Q_5	56.295	5	0.8	262.71
SS1	Q_6	150.12	6	0.75	361.22
SS2	Q_7	93.82	7	0.714	391.25

II.5.4. Détermination de l'effort normal ultime : [2]

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

N ultime=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II-14 Vérification de 1.1Nu≤ Nadm

étages	Gcum [KN]	Qcum [KN]	Nu	1,1*Nu	N_{adm} [KN]	verification
5	331.356	37.53	503.626	553.99	2785.614	**vérifiée**
4	652.427	93.825	1021.513	1123.67	2785.614	**vérifiée**
3	977.939	144.4905	1536.953	1690.65	3511.944	**vérifiée**
2	1303.451	189.5265	2043.947	2248.34	3511.944	**vérifiée**
1	1633.871	228.933	2549.125	2804.04	4319.274	**vérifiée**
RDC	1964.292	262.71	3045.858	3350.44	4319.274	**vérifiée**
SS1	2308.052	361.226	3657.709	4023.48	5207.383	**vérifiée**
SS2	2643.848	391.250	4156.070	4571.68	5207.383	**vérifiée**

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES : [3]

Les longrines doivent résister à la traction, D'après le RPA99 v2003, la section minimale transversale des longrines est en fonction de la zone sismique et du site.

On opte pour un site ferme (S2) une section égale à (30*30) = (b*h).

II.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : [3]

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien déterminée « hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

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

- ✓ **sous-sol**:

h_e= 374−70=304 cm $a=\frac{h_e}{25} = 12.16\ cm$ on adopte a= 15 cm

- ✓ **Niveau RDC**

h_e=374−70=304cm $a=\frac{h_e}{25} = 12.16\ cm$ on adopte a=15 cm

- ✓ **Les étages**

h_e=374−70=304cm $a=\frac{h_e}{25}=12.16\ cm$ on adopte a=15 cm

CONCLUSION : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

Chapitre :

III

Les éléments secondaires

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure

III.2. L'ACROTERE :

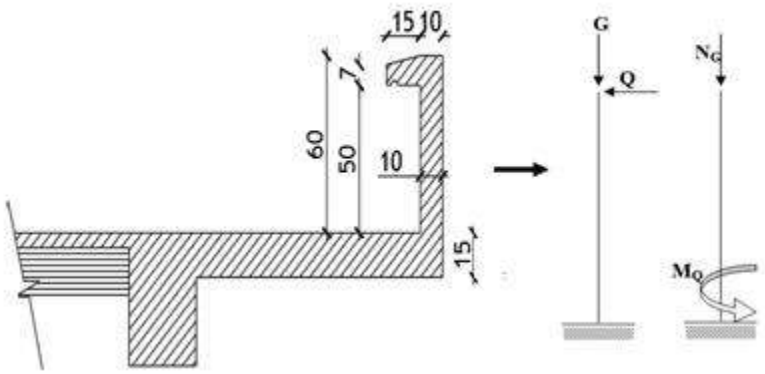


Figure III.1.L'acrotère.

L'acrotère est un élément non porteur encastré autour du plancher terrasse, il assure la protection d'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée due aux :

- ✓ Son poids propre sous forme d'un effort normale verticale.
- ✓ Un moment à l'encastrement due à une charge d'exploitation de 1KN/ml appliqué à son extrémité

III.2.1. Dimensions :

- ✓ h=60 cm
- ✓ h'=50 cm
- ✓ a=10 cm
- ✓ e= 15 cm

III.2.2. Paramètre de calcul :

Béton : fc28= 25 MPa ..... Réf : (2)

Acier Fe=400 MPa ..... Réf : (2)

III.2.3. Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

$[h.a + e.0.10).1ml]\rho béton$ G=0.075*25=1.875 KN ..... Réf : (2)

- **Charge d'exploitation :**

Q=1 KN ..... Réf : (2)

III.2.4. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau III-1 Calcul des sollicitations à l'ELU

	ELU	ELS
Efforts normale N [KN]	1.35G=2.53	G=1.875
Efforts tranchants T [KN]	1.5.Q=1.50	Q=1.00
Moment d'encastrement [KN.m]	1.5Q.h=0.90	Q.h=0.60

III.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU : [2]

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel « **ROBOT EXPERT 2010 ».**

Tableau III-2 Calcul de ferraillage à l'ELU

f_{c28}= 25Mpa	ftj=2.1Mpa	Fe=400Mpa
$A_{calculé}$=4.4cm^2	**A$_{choisie}$**=7HA10 = 5.5cm²	St= 15cm
A_{rep}=1.38 cm^2	**A$_{rep\ choisie}$**= 4HA8 = 2.01cm²	St= 18 cm

III.2.6. La vérification des contraintes à l'ELS : [2]

Tableau III-3 vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes a L'ELS			Vérification au cisaillement	
$\sigma_{bc} = 0.34$ MPa	$\sigma_{b\ adm}$ =15 MPa	Vérifiée	τ_u =0.02	$\tau_{u\ adm}$ = 2.5
$\sigma_s = 2.16$ MPa	$\sigma_s' = 2.16$ MPa	$\sigma_{s\ adm}$=201.6 MPa		

III.3. L'ESCALIERS :

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

Schéma :

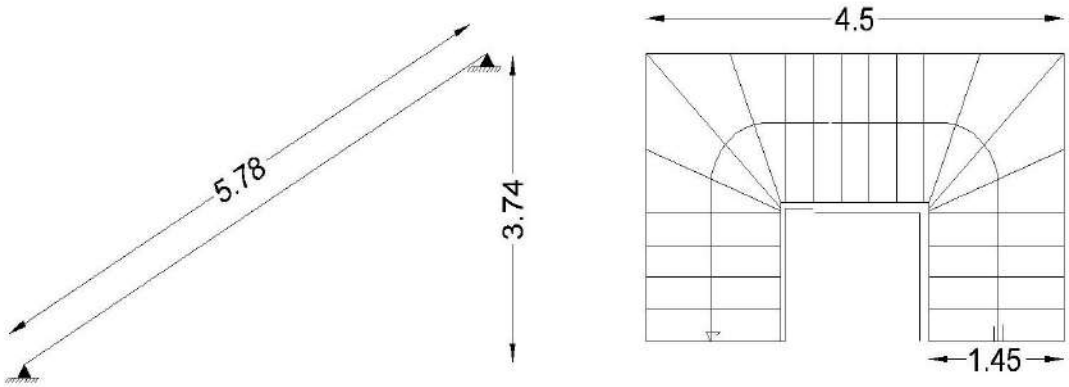


Figure III.2 schéma d'escaliers

III.3.1. Dimensions :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = \frac{h}{l} == \frac{17}{30} = 0.566 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.54°$$

Longueur de l'escalier :

$$L_{total} = 1.5+1.2+1.2+0.94+0.94 = 5.78 \text{ m}$$

Condition d'épaisseur :

$$\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{5.78}{35} < ep < \frac{5.78}{30}$$

D'où : $16.52 < e_p < 19.27$

On adopte : $e_{paillasse} = 20cm$

III.3.2. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier : [1]

Tableau III-4 Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle du paillasse	0.20/cosα	25	5.75
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Enduits de ciment	0.02	0.18	0.36
	G (charges permanentes)			9.57
	Q (surcharges d'exploitation)			2.5

III.3.3. Détermination des efforts de l'escalier : [2]

À, E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

À, E.L.S : P_{ser}=G+Q.

Tableau III-5 Détermination des efforts de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_U (KN/m²)	P_{SER} (KN/m²)
paillasse	9.57	2.5	16.67	12.07

III.3.4. Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tableau III-6 Efforts tranchants et moments fléchissant

	Mt (KN/m²)	M_a (KN/m²)	T_{max} KN
ELU	59.17	34.81	48.175

✓ **ELU :**

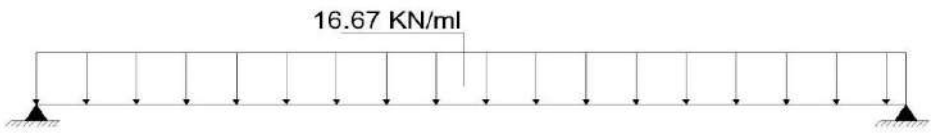


Figure III.3 distribution des charges à l'ELU.

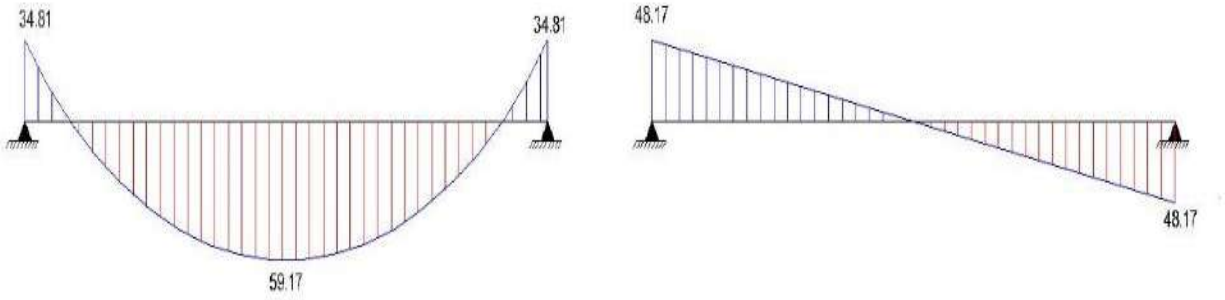
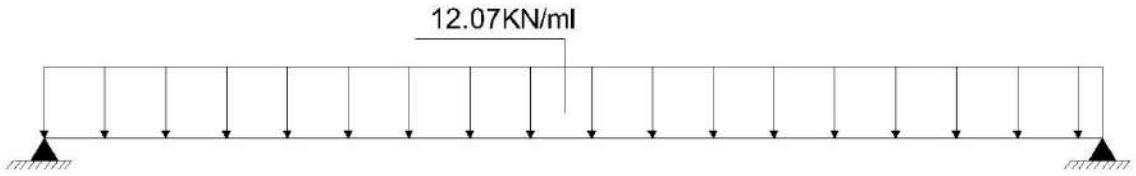


Figure III.4 Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU

✓ **ELS :**

Tableau III-7 sollicitation a ELS

	Mt (KN/m²)	Ma (KN/m2)	Tmax KN
ELS	42.84	25.2	34.88



5.78m.

Figure III.5 Distribution des charges à l'ELS

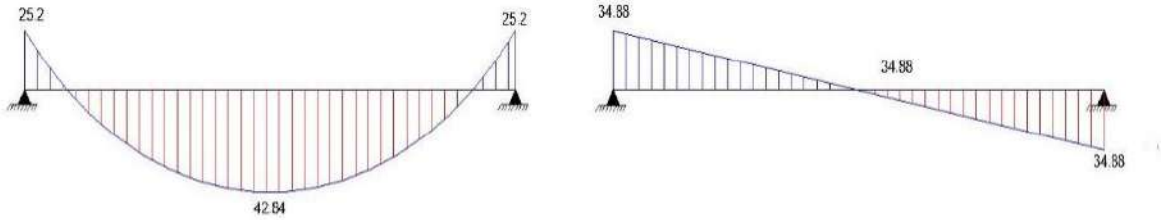


Figure III.6 Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS

III.3.5. Calcul de ferraillage :

III.3.5.1. Ferraillage longitudinal :

Tableau III-8 Calcul de ferraillage

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =100 cm	h= 20cm	d=17.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

Tableau III-9 Résultats du ferraillage longitudinal

	M(KN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	59.17	17.5	10.5	7* HA 14 = 10.78cm2
Eux appuis	34.81	17.5	6.0	7* HA 14 = 10.78cm2

III.3.5.2. Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.7$ $\quad A_{choisir}$= 5HA 10= 3.93 cm^2

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.7$ $\quad A_{choisir}$ = 5HA 10 = 3.93cm^2

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

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2 \qquad \textbf{Donc :}\ A_{choisir} > A_{min}$$

- **Condition d'espacement : [2]**

Tableau III-10 : Condition d'espacement

	Les armatures longitudinal	Les armatures de repartition
En travée	S_t =15cm ≤ Min [3h=60 ; 33cm]=33cm	**S_t =20cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm]=45cm**
En Appius	S_t =15cm ≤ Min [3h=60 ; 33cm]=33cm	**S_t =20cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm]=45cm**

III.3.6. Vérification des contraintes : [2]

Tableau III-11 Vérification des contraintes

Position	A(cm²)	M_{ser}(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)		$\sigma_{bc} < \sigma_{bc\ adm}$
En Travée	10.78	42.84	9.11	15		oui
En Appuis	10.78	25.2	5.4	15		oui

III.3.7. Vérification de cisaillements : [2]

Tableau III-12 Vérification de l'effort tranchant

T(KN)	τ (MPA)	τ	$\tau \leq \bar{\tau}$
48.18	0.275	3.33	vérifié

III.3.8. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui : [2]

Section de non fragilité

$$A_{min}=\frac{b*f_{t28}}{f_e}=10.5\ cm^2$$

Tableau III-13 Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

Type d'armature	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)	Escapement cm)
Armatures longitudinales de section comprimé	10.5	7* HA 14 =10.78cm2	15
Armatures de repartition	2.7	5HA 10=3.93cm2	20

III.3.9. Condition de la flèche : [2]

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{20}{578}=0.03 < \frac{1}{10}\times\frac{59.17}{69}=0.081$ ..... Condition non Vérifiée

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{10.78}{100\times14.5}=0.0038 > \frac{4.2}{400}=0.001$ ... Condition non Vérifiée

Remarque: Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- ✓ $f_{adm}=\frac{L}{1000}+0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $f_{adm}=\frac{L}{500}$ pour L ≤5m

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau III-14 Condition de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	e (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Escalier	5.78	20	42.85	10.78	10.1	11.6	oui

III.4. . CALCUL DES PLANCHERS :

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont largeurs est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, poteaux.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.4.2. Plancher à 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 légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

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 (Treillis soudé).

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 ($F_e = 520$).

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

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

✓ 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 éspacement de $20cm$.

$A_{t2} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.

III.4.3. . Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.

Elles sont calculées sous les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=(0.60L), on dispose des poutrelles dans le sens de la petite portée.

✓ Avant coulage.

✓ Après coulage.

III.4.3.1. 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 au milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5 L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

Q = max [1kN ; 0.5L = 2.50] = 1.70 kN **[1]**

Tableau III-15 Charge et surcharge

L(m)	Q(kN)	G (kN/ml)	
3.4	1.7	Poids du corps creux (16+4)	Poids de la poutrelle
		0.65*1=0.65	0.12*0.04*25=0.12
		0.77	

- ✓ **Calcul en flexion simple :**

Tableau III-16 les moments

$\boldsymbol{MG(KN.m)}$	$\boldsymbol{MQ(KN.m)}$	$\boldsymbol{Mu(KN.m)}$
$\frac{\boldsymbol{GL^2}}{\boldsymbol{8}} = \frac{\boldsymbol{0.77*3.85^2}}{\boldsymbol{8}} = 1.43$	$\frac{QL}{4} = \frac{1.7*3.85}{4} = 1.64$	$1.35MG + 1.5MQ = 4.38$

- ✓ **Vérification de la flèche : [2]**

En calcul la flèche par cette relation :

$$f = \frac{5 * G * L\,4}{384 * E * I +} + \frac{Q * L\,3}{48 * E * I}$$

Et calcul la flèche admissible :

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

$$f = \frac{5*0.77*384^4}{384*32164200*6.4*10^4} + \frac{1.7*384^3}{4832164200*6.4*10^4} = 205.19 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7\text{mm}$$

f =205.19 mm < $\bar{f}$=77 mm ……. (C N V).

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

Tableau III-17 Vérification de la flèche

etaiment	G	Q	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (mm)	F barr (mm)	F<F baar
0	0.77	1.7	32164.195	3850	640000	205.192	7.7	cnv
1	0.77	1	32164.195	1925	640000	13.907	3.85	cnv
2	0.77	1	32164.195	1283.333	640000	3.460	2.5667	cnv
3	0.77	1	32164.195	962.5	640000	1.320	1.925	cv
4	0.77	1	32164.195	770	640000	0.633	1.54	cv

III.4.3.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue

III.4.3.2.1. Calcul des charges et surcharges : [1]

Tableau III-18 charges et surcharges

	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.32*0.6=3.80	1*0.6=0.6	6.03	4.4
Plancher courant	6.01*0.6=3.61	1.5*0.6=0.9	6.22	4.51
		2.5*0.6=1.5	7.12	5.11
Plancher de RDC	6.01*0.6=3.61	2.5*06=1.5	7.12	5.11
		4*0.6=2.4	8.47	6.01

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

- **Les types des poutrelles :** Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-19 Les types des poutrelles

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à trois travées. Poutrelles à six travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à deux travée	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à six travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à deux travée	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à six travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelle à deux travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à deux travé

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend les poutrelles les plus défavorables

Tableau III-20 les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à trois travées. Poutrelles a deux travées.	Poutrelles à trois travées. Poutrelles a deux travées.	Poutrelles à trois travées. Poutrelles a deux travées.

III.4.3.2.2. Sollicitations de calcul :

✓ -RDC :

- **Trois travée :**

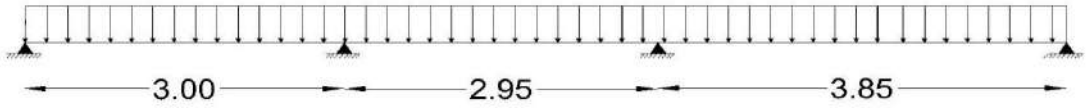


Figure III.7 Poutrelle à trois travée

Les diagrammes :

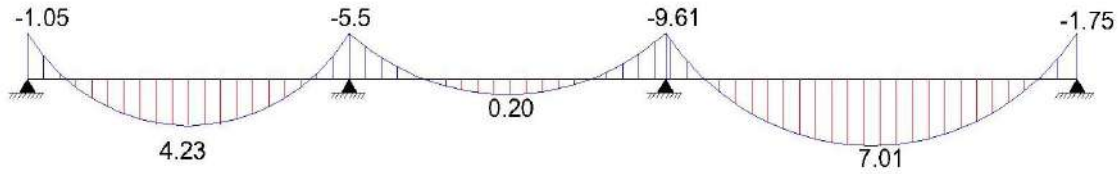


Figure III.8 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

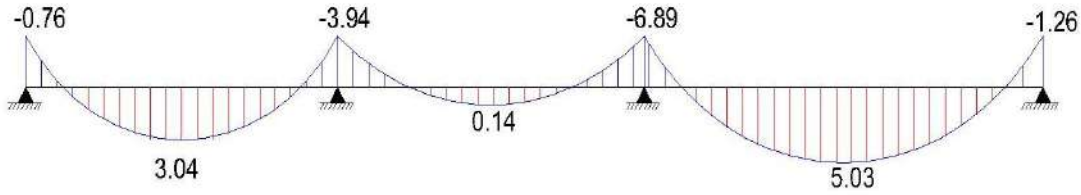


Figure III.9 Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

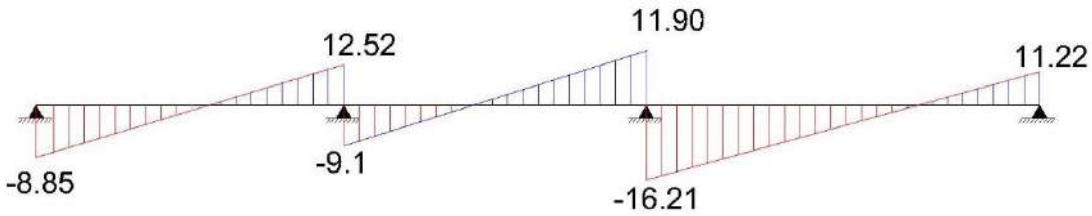


Figure III.10 Diagramme du effort tranchant à l'ELU

- **Deux travées :**

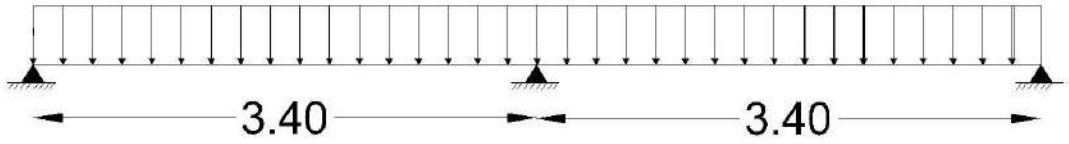


Figure III.11 Poutrelle à deux travée

Les diagrammes :

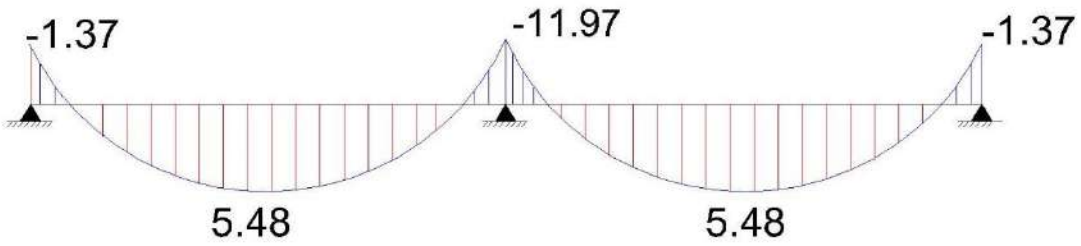


Figure III.13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

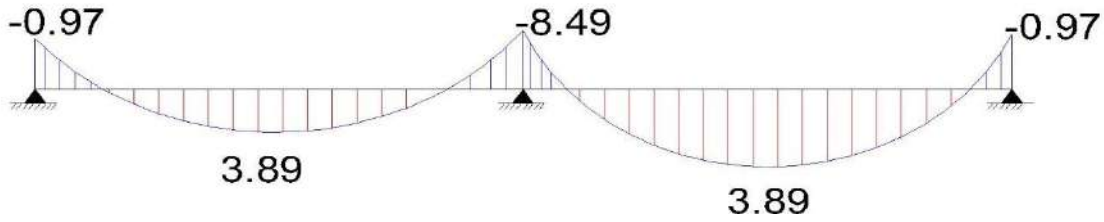


Figure III.12 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

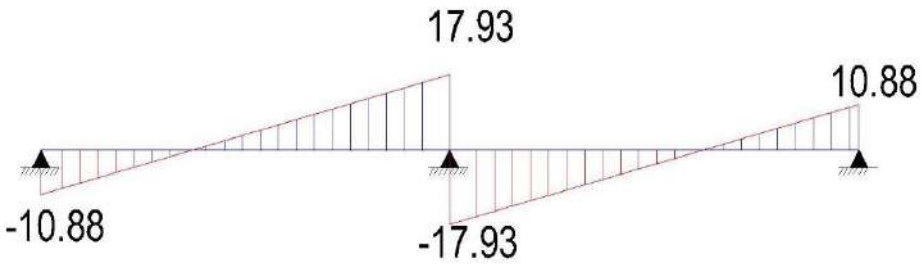


Figure III.14 Diagramme du effort tranchant à l'ELU

Résultat final :

Tableau III-21 Résultat final des poutrelles

Etage	ELU			ELS	
	Ma (max)	**Mt (max)**	**Tu (max)**	**Ma (max)**	**Mt(max)**
RDC	-11.97	7.02	17.93	8.49	5.03
Courant	- 8.94	6.13	14.16	6.48	4.44
Terrasse	-8.67	5.94	12.80	6.32	4.34

III.4.3.2.3. Ferraillage des poutrelles :

a) Calcul ferraillage a l'ELU :

RDC :

Tableau III-22 calcul ferraillage a l'ELU de RDC

Position	M (KN.m)	As1 (cm^2)	As2 ' (cm^2)	As1 (choisi)	As2 (choisi)
travée	7.02	0.9	/	1.57=2HA10	/
appui	- 11.97	/	2.1	/	2.36=1HA10+2ChpHA10

Etage courant :

Tableau III-23 calcule de ferraillage a l'ELU de étage courant

Position	M (KN.m)	As1 (cm^2)	As2 ' (cm^2)	As1 (choisi)	As2 (choisi)
travée	6.13	0.8	/	1.57=2HA10	/
appui	**- 8.94**	/	1.5	/	1.92=1HA10+1ChpHA12

Terrasse :

Tableau III-24 calcule de ferraillage a l'ELU de terrasse

Position	M (KN.m)	As1 (cm^2)	As2 ' (cm^2)	As1 (choisi)	As2 (choisi)
travée	6.13	0.8	/	1.57=2HA10	/
appui	**- 8.94**	/	1.5	/	1.92=1HA10+1ChpHA12

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service : [2]

RDC :

Tableau III-25 Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
travée	5.03	1.57	0.79	2.9	15	Oui
appui	-8.49	1.57	2.36	11.1	15	Oui

Etage courant :

Tableau III-26 Vérification des contraintes à l'état limite de service de étage courant

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
travée	4.44	1.57	0.78	2.6	15	Oui
appui	-6.48	1.57	1.92	9.2	15	Oui

Terrasse :

Tableau III-27 Vérification des contraintes à l'état limite de service de terrasse

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
travée	4.34	1.57	0.78	2.5	15	Oui
appui	-6.32	1.57	1.92	9.2	15	Oui

c) Vérification de l'effort tranchant : [2]

RDC :

Tableau III-28 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de RDC

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**d** (cm)	**b** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**Verif**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	18	8	14.16	0.98	4.5	oui	15	15	4	0.25

Etage courant:

Tableau III-29 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	T (MPa)	$\bar{v}$ (MPa)	Verif	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	
Poutrelle	18	8	13.72	0.95	4.5	oui	15	15	4	0.25

Terrasse :

Tableau III-30 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de terrasse

Poutre et sollicitation à L'ELU				Verification			Escapement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	T (MPa)	$\bar{v}$ (MPa)	Verif	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	
Poutrelle	18	8	13.72	0.95	4.5	oui	15	15	4	0.25

d) Vérification de la flèche : [2]

RDC :

Tableau III-31 Vérification de la flèche pour RDC

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.85	20	8	5.03	1.57	3.7	7.7	oui

Etage courant :

Tableau III-32 Vérification de la flèche pour étage courant

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.85	20	8	4.44	1.57	3.2	7.7	oui

Terrasse :

Tableau III-33 Vérification de la flèche pour la terrasse

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.85	20	8	4.34	1.57	3.1	7.7	oui

e) Detail de ferraillage :

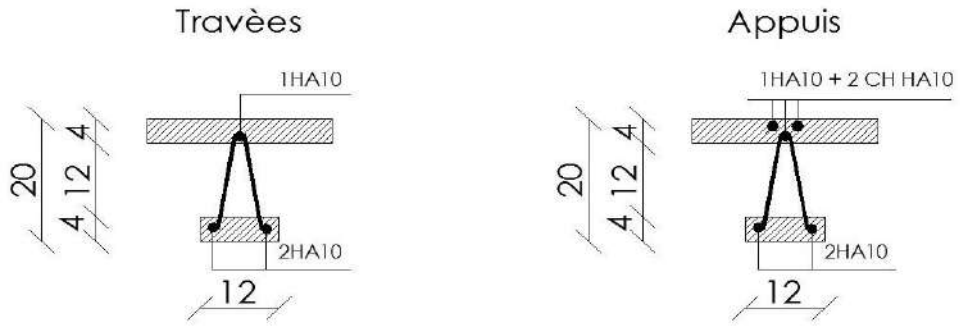


Figure III.15 Détail de ferraillage de poutrelle RDC

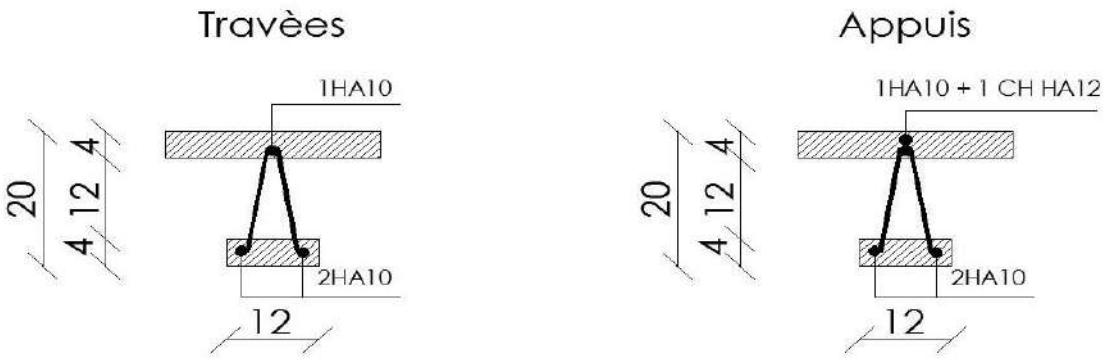


Figure III.16 Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages courant et terrasse

III.5. .DALLE PLEINE:

III.5.1. Méthode de calcul:

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

- **Calcul des moments :**

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, (travail externe), et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, (travail interne). Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre et la somme des travaux égale à zéro.

III.5.2. Dalle plein du sous-sol (parking) :

III.5.2.1. VÉRIFICATIONS AU POIÇONNEMENT : [1]

$$Q_u \leq F_{limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\Upsilon_b}$$

$$u_c = 2(u+v)$$

$$Q_u \leq 0.045\ (4h^2 + 4b * h) * \frac{f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

$$3h^2 + 300h - 8000 \geq 0$$

$$h \geq 21.5$$

Donc : h=22cm

III.5.2.2. Calcul de la charge totale :

G = 5.5 KN/m² } P_u= 11.18 KN/m²

Q = 2.5 KN/m² } P_{ser}= 8.00 KN/m²

III.5.2.3. Détermination de M :

- **Principe de travail virtuel** :

$$Tint = Textavec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

- **Travaille externe et interne :**

Tableau III-34 Les résultats du Travaille externe et interne.

Travaille externe	*Résultat*	*Travaille interne*	*Résultat*
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$Pu \times (\frac{3.85 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$2\,M \times Ly \times \frac{f}{x}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$Pu \times (\frac{1.92 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$2\,M \times Lx \times \frac{f}{1.92}$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$Pu \times ((8.50 - 2x) \times 1.92) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{T_{int}}\ (\boldsymbol{i})$	$M \times f \times (8.83 + \frac{7.7}{x})$
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext}}\ (\boldsymbol{i})$	$2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$ $Text = Pu \times f \times (16.36 - 1.28x)$		

Par l'application de principe du travail virtuel : $\boldsymbol{\sum Tint = \sum Text}$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times (8.83 + \frac{7.7}{x})}{(16.36 - 1.28x)} \rightarrow \quad Pu = f(x)dx \quad \Longrightarrow \frac{dp}{dx} \rightarrow \quad x = 2.6$$

Donc :

$\Longrightarrow Mu = 12.36\ KN.m$ $\Longrightarrow Mser = 8.84\ KN.m$

III.5.2.4. Calcul du ferraillage :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mu = 10.51 KN.m$ ……. Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mu = -6.18 KN.m$ ……. Le moment aux appuis.

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

Tableau III-35 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$	β	A_{cal} (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	10.51	19.5	0.038	0.981	2.4	1.5	5HA10=3.93
En appuis	6.18	19.5	0.026	0.987	2.4	1.5	5THA0=3.93

✓ **Vérification de la section : [2]**

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{220}{10} = 22$$

✓ **Condition d'espacement : [2]**

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \leq \text{Min}\,[3h = 45\,;\ 33cm] = 33cm$$

III.5.2.5. Vérification des contraintes : [2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mser = 7.51KN.m$ → Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mser = -4.42KN.m$ → Le moment aux appuis.

Tableau III-36 Vérification des contraintes à l'ELS

	A (cm²)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\,adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$
En Travée	3.93	7.51	0.9	15	oui
Eux Appuis	3.93	4.42	0.5	15	oui

III.5.2.6. Vérification de l'effort tranchant: [2]

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{11.18 \times 3.85 \times 8.50}{2 \times 8.50 + 3.85} = 17.55\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{11.18 \times 3.85 \times 8.50}{3 \times 8.50} = 14.34KN$$

Tableau III-37 Vérification de l'effort tranchant

Vx (KN)	Vy (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
17.55	14.34	0.09	1.17	vérifiée

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

III.5.2.7. Condition de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.22}{8.50} = 0.026 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{8.5} = 0.02 > \frac{1}{20} \times \frac{7.51}{8.83} = 0.043$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 19.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire. D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau III-38 Vérifications de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	b (cm)	h (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Dalle plein	100	19.5	10.51	3.93	1.5	13.5	oui

III.5.2.8. VÉRIFICATIONS AU POIÇONNEMENT : [1]

$$Q_u \leq F_{limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\Upsilon_b}$$

$$u_c = 2(u+v)$$

Tableau III-39 vérification au poinçonnement

h (cm)	u_c(cm)	Υ_b	f_{cj}	F_{limite}(N)	Q_u(N)	$Q_u \leq F_{limite}$
22	60	1.5	25	99000	30000	CV

III.5.3. Dalle pleine pour étage courant (palier d'escalier) :

III.5.3.1. Calcul de la charge totale : [1]

G = 6.91 KN/m² } P_u= 13.08 KN/m²

Q = 2.5 KN/m² } P_{ser}= 9.41 KN/m²

III.5.3.2. Détermination de M :

- **Principe de travail virtuel :**

$$Tint = Textavec\begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

- **Travail externe et interne :**

Tableau III-40 Les résultats du Travaille externe et interne

Travaille externe	*Résultat*	*Travaille interne*	*Résultat*
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$Pu \times (\frac{1.35 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$2\,M \times Ly \times \frac{f}{x}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$Pu \times (\frac{0.675 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$2\,M \times Lx \times \frac{f}{0.675}$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$Pu \times ((4.70 - 2x) \times 0.675) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{T_{int}}\ (\boldsymbol{i})$	$M \times f \times (13.93 + \frac{2.7}{x})$
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext}}\ (\boldsymbol{i})$	$2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$ $Text = Pu \times f \times (3.17 - 0.45x)$		

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

On obtient :

$$Pu = \frac{M\times(13.93+\frac{2.7}{x})}{(3.17-0.45x)} \rightarrow \quad Pu = f(x)dx \quad \Longrightarrow \frac{dp}{dx} \rightarrow \quad x = 0.99m = 1m$$

Donc :

- $Mu = 2.14\ KN.m$
- $Mser = 1.54\ KN.m$

III.5.3.3. Calcul du ferraillage :

Le moment en travée suivant un seul sens x

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = 0.75 \times Mu = 1.61KN.m$ ..... Le moment en travée.

$Max = -0.5 \times Mu = -1.07KN.m$ ..... Le moment aux appuis.

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

Tableau III-41 Les résultats du ferraillage

	M (KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$	β	A cal (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	A choisir (cm²)
En travée	1.61	12.5	0.038	0.981	1.7	**1.5**	**5HA10=3.93**
En appuis	-1.07	12.5	0.026	0.987	1.7	**1.5**	**5THA10=3.93**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm$ A choisir = 5HA 8 = $2.51cm^2$

✓ **Vérification de la section : [2]**

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15$$

✓ **Condition d'espacement : [2]**

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min\,[3h = 45\,;\ 33cm] = 33cm$$

III.5.3.4. Vérification des contraintes : [2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = 0.75 \times Mser = 1.16KN.m$ → Le moment en travée.

$Max = -0.5 \times Mser = -0.77KN.m$ → Le moment aux appuis.

Tableau III-42 Vérification des contraintes

Position	A (cm²)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\,adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$
En Travée	3.93	1.16	0.3	15	oui
Eux Appuis	3.93	-0.77	0.2	15	oui

III.5.3.5. Vérification de l'effort tranchant: [2]

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly+lx} = \frac{13.08\times1.35\times4.70}{2\times4.70+1.35} = 7.72\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{13.08 \times 1.35 \times 4.70}{3 \times 4.70} = 5.89KN$$

Tableau III-43 vérification de l'effort tranchant

Vx (KN)	Vy (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
7.72	5.89	0.062	1.17	vérifiée

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

III.5.3.6. Condition de la flèche : [2]

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.7} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.7} = 0.03 > \frac{1}{20} \times \frac{1.16}{1.54} = 0.037$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le **ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	b (cm)	h (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Dalle plein	100	12.5	6.06	3.93	3.8	12.5	oui

III.6. DALLE MACHINE :

III.6.1. Introduction :

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

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

III.6.2. Pré dimensionnement

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

Lx=2.10 m Ly =2.1 m

- **Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \qquad \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \rightarrow 4.67 \leq e \leq 5.25$$

- **Condition de l'E.N. A : [4]**

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

Tableau III-44 Charge et surcharge

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_U (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
56.25	5	83.44	61.25

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

Donc : $\Longrightarrow$ Mu $= 14.12$ KN. m

$\Longrightarrow$ Mser $= 10.42$KN. m

III.6.3. Calcul du ferraillage à l'ELU : [2]

Tableau III-45 Ferraillage à l'ELU

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$	β	A cal (cm²/ml)	Am m²	A choisir (cm²)
En travée	14.12	22.5	0.054	0.972	2.7	**1.5**	**5HA10=3.93**
En appuis	7.06	22.5	0.036	0.982	2.7	**1.5**	**5THA0=3.93**

Avec : b = 100 cm ; h = 25 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

III.6.4. Vérification à l'E.L.S : [2]

Tableau III-46 Vérification à l'E.L.S

	A (cm²)	Mser (KN.m)	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_{bc\,adm}}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}}$
En Travée	3.93	10.42	1	15	oui
Eux Appuis	3.93	5.21	0.5	15	oui

III.6.5. Vérification de l'effort tranchant : [2]

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Tableau III-47 Vérification de l'effort tranchant

VX	VY	$\boldsymbol{\tau}$ (MPA)	$\boldsymbol{\tau_{adm}}$ (MPA)	$\boldsymbol{\tau \leq \tau_{adm}}$
9.88	9.88	0.04	1.17	Vérifiée

$$Vx = \frac{P . lx . ly}{2ly + lx} = \frac{14.12 \times 2.1 \times 2.1}{2 \times 2.1 + 2.1} = 9.88 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P . lx . ly}{3ly} = \frac{14.12 \times 2.1 \times 2.1}{3 \times 2.1} = 9.88\text{KN}$$

III.6.6. Condition de la flèche : [2]

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{2.1} = 0.11 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.25}{2.1} = 0.11 > \frac{1}{20} \times \frac{12}{14.12} = 0.04$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 22.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre :

IV

Etude dynamique

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

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

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

- ✓ **DEPOSITION DES VOILES :**

La structure que nous proposons de modéliser est un hôtel qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles). Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

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

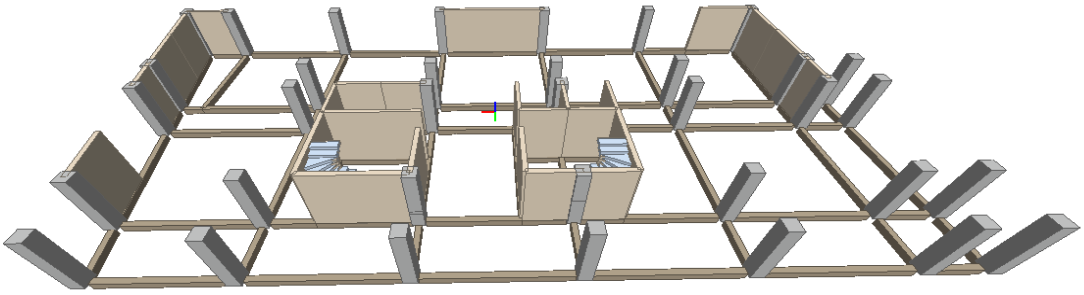


Figure IV 1 Disposition des voiles

Remarque :

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

IV.2. CALCUL D'EXCENTRICITE : [3]

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

IV.2.1. Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 43.9 m

-Largeur du bâtiment = 19.9 m

-Hauteur d'étage =3.74 m

IV.2.2. Excentricité admissible : [3]

- Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 6.58 m

-Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.98 m

IV.2.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse : [3]

Tableau IV. 1 centre de masse et centre d'inertie

Diaphragme	*Niveau*	*Masse et Centre de masse*			*Inertie et Centre d'inertie*	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol(2)	*3.74*	*11946.255*	*20.964*	*9.828*	*12.532*	*9.591*
Sous-sol(1)	*7.48*	*10988.267*	*21.193*	*9.683*	*12.759*	*10.351*
RDC	*11.22*	*9700.362*	*20.559*	*8.800*	*15.531*	*8.536*
1er étage	*14.96*	*9570.089*	*20.476*	*8.854*	*16.208*	*7.957*
2eme étage	*18.7*	*9498.709*	*20.479*	*8.845*	*16.510*	*7.683*
3eme étage	*22.44*	*9478.633*	*20.577*	*8.847*	*16.684*	*7.523*
4eme étage	*26.18*	*9492.198*	*20.684*	*8.799*	*16.795*	*7.416*
5eme étage	*29.92*	*8317.383*	*20.732*	*8.721*	*16.863*	*7.321*

- **Excentricité théorique (statique):**

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

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

IV.2.4. Excentricité totale :

Tableau IV. 2 Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité				
Diaphragme	***Niveau (m)***	$E_X = \|X_G - X_R\|$ ***(m)***	$E_Y = \|Y_G - Y_R\|$ ***(m)***	***Obs***
Sous-sol(2)	*3.74*	*8.432*	*0.237*	***NON Vérifiée***
Sous-sol(1)	*7.48*	*8.434*	*0.668*	***NON Vérifiée***
RDC	*11.22*	*5.028*	*0.264*	***Vérifiée***
1er étage	*14.96*	*4.268*	*0.897*	***Vérifiée***
2eme étage	*18.7*	*3.969*	*1.162*	***Vérifiée***
3eme étage	*22.44*	*3.893*	*1.324*	***Vérifiée***
4eme étage	*26.18*	*3.889*	*1.383*	***Vérifiée***
5eme étage	*29.92*	*3.869*	*1.400*	***Vérifiée***

IV.3. CALCUL DYNAMIQUE DU BATIMENT [3]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **1B** . Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2] .**

la méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc en utilise la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.3.1. La Méthode dynamique modale spectrale : [3]

IV.3.1.1. Principe :

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

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

IV.3.1.2. Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Le calcul se fait par le logiciel d'analyse ***"SAP2000.v20.2.0"***

IV.3.1.3. Le spectre de réponse de calcul : [3]

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

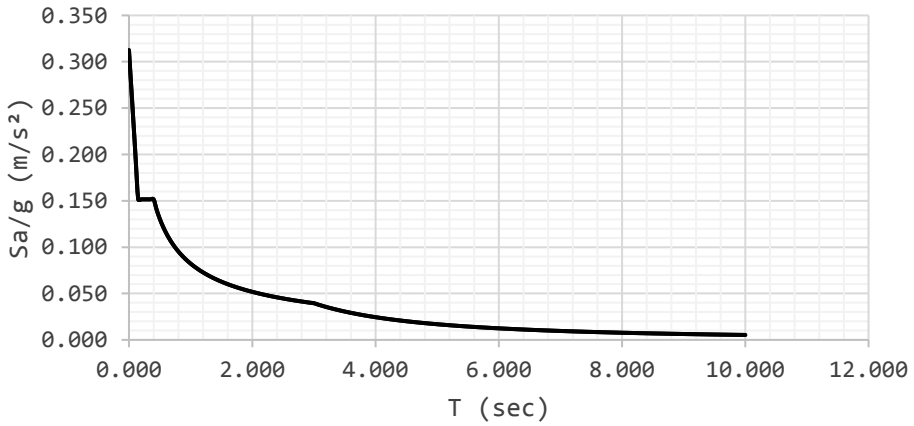


Figure IV 2 spectre de réponse X et Y

a) Coefficient d'accélération A : [3]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) ➔A = 0,3

b) Facteur de correction d'amortissement η: [3]

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

$\xi = 7\ \%$

Avec : remplissage dense → η = 0,882

c) Coefficient de comportement R : [3]

- **Le choix de Coefficient de comportement R :**

Tableau IV. 3 Coefficient de comportement R

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

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

- **Justification du coefficient de comportement R :**

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

Suivant X :

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

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
5eme étage	*7046.674*	*4073.448*	*2973.226*	*3440.522*	*0.000*	*3440.522*
4eme étage	*14684.732*	*8631.880*	*6052.852*	*5157.427*	*0.000*	*5157.427*
3eme étage	*24519.206*	*13836.368*	*10682.838*	*8182.419*	*0.000*	*8182.419*
2eme étage	*32675.212*	*19039.400*	*13635.812*	*9356.792*	*0.000*	*9356.792*
1er étage	*41597.579*	*25356.765*	*16240.814*	*10355.781*	*0.000*	*10355.781*
RDC	*50675.378*	*32651.339*	*18024.039*	*10793.168*	*0.000*	*10793.168*
Sous-sol(1)	*61911.849*	*31895.332*	*30016.517*	*13747.106*	*0.000*	*13747.106*
Sous-sol(2)	*71126.383*	*35642.395*	*35483.988*	*14440.468*	*0.000*	*14440.468*

Tableau IV. 5 Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz (%)	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles (%)***	***Effort Tranchant (%)***	***Tx /Poteaux (%)***	***Tx /Voiles (%)***
5eme étage	*100*	*57.807*	*42.193*	*100*	*0.000*	*100.000*
4eme étage	*100*	*58.781*	*41.219*	*100*	*0.000*	*100.000*
3eme étage	*100*	*56.431*	*43.569*	*100*	*0.000*	*100.000*
2eme étage	*100*	*58.269*	*41.731*	*100*	*0.000*	*100.000*
1er étage	*100*	*60.957*	*39.043*	*100*	*0.000*	*100.000*
RDC	*100*	*64.432*	*35.568*	*100*	*0.000*	*100.000*
Sous-sol(1)	*100*	*51.517*	*48.483*	*100*	*0.000*	*100.000*
Sous-sol(2)	*100*	*50.111*	*49.889*	*100*	*0.000*	*100.000*

Suivant y :

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

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
5eme étage	6858.038	4073.448	2784.590	2491.572	0.000	2491.572
4eme étage	13766.275	8631.880	5134.395	4274.431	0.000	4274.431
3eme étage	24356.770	13836.368	10520.402	8053.578	0.000	8053.578
2eme étage	32781.477	19039.400	13742.077	9605.908	0.000	9605.908
1er étage	41900.027	25356.765	16543.262	10830.679	0.000	10830.679
RDC	52115.179	32651.339	19463.840	11715.085	0.000	11715.085
Sous-sol(1)	56008.162	31895.332	24112.830	12490.794	0.000	12490.794
Sous-sol(2)	59139.807	35642.395	23497.412	11812.045	0.000	11812.045

Tableau IV. 7 Suivant Y : (Valeurs en pourcentage)

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz (%)	***Nz /Poteaux(%)***	***Nz /Voiles(%)***	***Effort tranchant(%)***	***Tx /Poteaux(%)***	***Tx /Voiles(%)***
5eme étage	100	59.397	40.603	100	0.000	100.000
4eme étage	100	62.703	37.297	100	0.000	100.000
3eme étage	100	56.807	43.193	100	0.000	100.000
2eme étage	100	58.080	41.920	100	0.000	100.000
1er étage	100	60.517	39.483	100	0.000	100.000
RDC	100	62.652	37.348	100	0.000	100.000
Sous-sol(1)	100	56.948	43.052	100	0.000	100.000
Sous-sol(2)	100	60.268	39.732	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q : [3]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 Facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.1 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.1 = 1.1 \end{cases}$$

***e)* Périodes caractéristiques : [3]**

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{ Site S2}$$

IV.3.2. Résultats des vérifications de la structure:

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

Analyse modale :

- ✓ Comportement modale
- ✓ Participation massique

Stabilité de la structure :

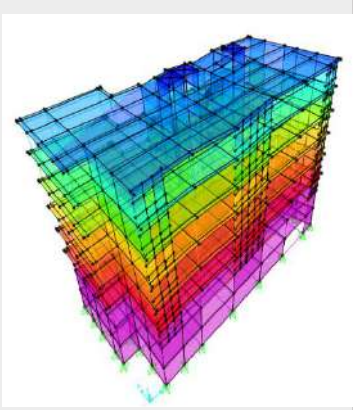
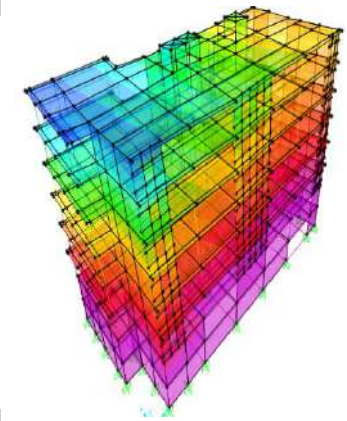
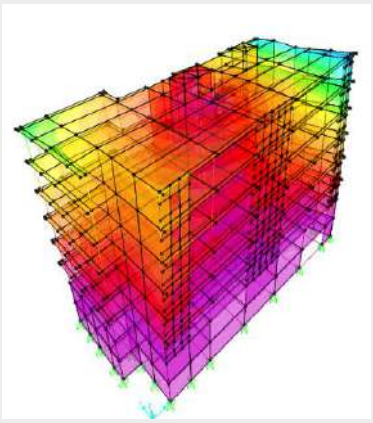
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la Force sismique à la base.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification des déplacements (inter étage).
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ*.**

Résistance des éléments :

- ✓ Vérification du cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.3.2.1. Vérification de comportement modal :

Tableau IV. 9 vérification comportement

			
Mode 1	**55.22%**	**3.99%**	**0.13%**
Mode 2	**3.18%**	**53.77%**	**5.47%**
Mode 3	**0.42%**	**5.17%**	**54.11%**
comportement	***translation suivant l'axe (x)***	***translation suivant l'axe (Y)***	***rotation autour de l'axe (z)***

IV.3.2.2. Vérification de participation massique : [3]

Tableau IV. 10 Participation massique

StepType	*StepNum*	*Period*	*UX*	*UY*	*RZ*	*SumUX*	*SumUY*	*SumRZ*
Mode	*1*	*0.456574*	*55.22%*	*3.99%*	*0.13%*	*55.22%*	*3.99%*	*0.13%*
Mode	*2*	*0.371197*	*3.18%*	*53.77%*	*5.47%*	*58.41%*	*57.76%*	*5.60%*
Mode	*3*	*0.263559*	*0.42%*	*5.17%*	*54.11%*	*58.83%*	*62.93%*	*59.71%*
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	*100*	*0.042578*	*0.00%*	*0.00%*	*0.00%*	*87.96%*	*93.03%*	*82.66%*
Mode	*101*	*0.042344*	*0.00%*	*0.01%*	*0.01%*	*87.96%*	*93.04%*	*82.67%*
Mode	*102*	*0.042027*	*0.00%*	*0.00%*	*0.29%*	*87.96%*	*93.04%*	*82.96%*
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	*117*	*0.036555*	*2.40%*	*0.30%*	*3.61%*	*91.48%*	*94.43%*	*91.42%*

- **Résultat :**

✓ La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{117^{eme}}$ **mode**

✓ La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{79^{eme}}$ **mode**

✓ Le mode retenu = **117 mode**

✓ La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 117 : **T=8.02 s**

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

IV.3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [3]

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

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

- **Calcul de la force sismique totale : [3]**

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

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

Tableau IV. 11 Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone	*A = 0,3*	***[TAB.4.1 RPA99V2003]***
D:facteur d'amplification dynamique	$D_x = 2.5\eta = 2.205$ $D_y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2.01$	***[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]***
η : facteur de correction d'amortissement :	*η = 0,882*	***[TAB.4.2 RPA99V2003].***
T : période fondamentale	*Tx=0.312 Ty=0.45*	***[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]*** ***[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]***
R:coefficient de comportement global	*R = 3.5*	***[Tab 4.3 RPA99v2003]***
Q : facteur de qualité	*Qx=1.1 Qy=1.1*	***[Tab.4.4 RPA99V2003] :***
Poids de la structure	*W=852482.66 KN* $\beta_1 = 0.6$ $\beta_2 = 0.2$	***[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]*** ***[Tableau 4.5 RPA99v2003]***

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

	Charge statique(KN)	***Charge dynamique(KN)***	***Ed/V***	***Obs***
Suivant x	18590.04	11812.95	0.635	***Non Vérifiée***
Suivant y	19435.04	12656.19	0.651	***Non Vérifiée***

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

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

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 =$**1.26** $\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 =$**1.13**

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 14528.32KN \\ E_{dy} = 13377.04KN \end{cases}$

Vérification :

Tableau IV. 13 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	Charge statique(KN)	*Charge dynamique(KN)*	*Ed/V*	*Obs*
Suivant x	18590.04	14528.32	*0.803*	***Vérifiée***
Suivant y	17716.29	13377.04	*0.801*	***Vérifiée***

IV.3.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : [3]

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV. 14 Vérification de stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} **KN.m**	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	***Vérifiée***
852482.66	*1806860.14*	*282457.01*	*308242.07*	*3.02*	*5.86*	

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

IV.3.2.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment : [3]

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique

Tableau IV. 15 Déplacement sous la force Ed

Déplacement suivant X sous la force Edx			***Déplacement suivant Y sous la force Edy***		
$\delta_r X$ [cm]	$\delta_r X < \frac{H}{250}$ [cm]	***Vérifiée***	$\delta_r Y$ [cm]	$\delta_r Y < \frac{H}{250}$ [cm]	***Vérifiée***
6.68	6.68 < 8.97		6.13	6.13 < 8.97	

Commentaire :

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

IV.3.2.6. Vérification des déplacements inter-étages : [3]

suivant X :

Tableau IV. 16 Déplacement et déformation intre-etage sous Edx

Niveau (m)	*h etage (m)*	*Δ (cm)*	*Δr cm)*	*δ inter-etage(cm)*	*δ adm (cm)*	*verification*	*ε*	*lεl*	
29.92	*3.74*	*1.911*	*6.6885*	*1.1256*	*3.74*	*vérifier*	*3.01*	*3.5*	*vérifier*
26.18	*3.74*	*1.5894*	*5.5629*	*1.1655*	*3.74*	*vérifier*	*3.12*	*3.5*	*vérifier*
22.44	*3.74*	*1.2564*	*4.3974*	*1.166*	*3.74*	*vérifier*	*3.12*	*3.5*	*vérifier*
18.7	*3.74*	*0.923*	*3.2305*	*1.109*	*3.74*	*vérifier*	*2.96*	*3.5*	*vérifier*
14.96	*3.74*	*0.606*	*2.121*	*0.98*	*3.74*	*vérifier*	*2.62*	*3.5*	*vérifier*
11.22	*3.74*	*0.326*	*1.141*	*0.755*	*3.74*	*vérifier*	*2.02*	*3.5*	*vérifier*
7.48	*3.74*	*0.1101*	*0.3853 5*	*0.2754*	*3.74*	*vérifier*	*0.74*	*3.5*	*vérifier*
3.74	*3.74*	*0.0314*	*0.1099*	*0.109*	*3.74*	*vérifier*	*0.29*	*3.5*	*vérifier*

Suivant Y :

Tableau IV. 17 déplacement et déformation intre-etage sous Edy

Niveau (m)	*H etage (m)*	*δ(cm)*	*δr (cm)*	*δ inter-etage(cm)*	*δ adm(cm)*	*verification*	*ε*	*lεl*	*verification*
29.92	*3.74*	*1.7526*	*6.1341*	*0.9835*	*3.74*	*vérifier*	*2.63*	*3.5*	*vérifier*
26.18	*3.74*	*1.4716*	*5.1506*	*1.024*	*3.74*	*vérifier*	*2.74*	*3.5*	*vérifier*
22.44	*3.74*	*1.17877*	*4.1256*	*1.0337*	*3.74*	*vérifier*	*2.76*	*3.5*	*vérifier*
18.7	*3.74*	*0.8834*	*3.0919*	*0.9935*	*3.74*	*vérifier*	*2.66*	*3.5*	*vérifier*
14.96	*3.74*	*0.59953*	*2.098*	*0.89719*	*3.74*	*vérifier*	*2.40*	*3.5*	*vérifier*
11.22	*3.74*	*0.34319*	*1.201*	*0.72793*	*3.74*	*vérifier*	*1.95*	*3.5*	*vérifier*
7.48	*3.74*	*0.13521*	*0.4732*	*0.301175*	*3.74*	*vérifier*	*0.81*	*3.5*	*vérifier*
3.74	*3.74*	*0.04916*	*0.172*	*0.17206*	*3.74*	*vérifier*	*0.46*	*3.5*	*vérifier*

Commentaire :

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions X et Y .

IV.3.2.7. Vérification de cisaillement des éléments : [3]

- **Les poutres :** On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau} \qquad \textbf{[2]}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \textbf{Fissuration peu nuisible [2]}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x fc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \textbf{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable [2]}$$

Tableau IV. 18 Vérification de cisaillement des poutres.

section	*b(cm)*	*h(cm)*	*T(kN)*	*comb*	*Situ*	*Ɣb*	*position*	*T(mpa)*	*τadm(mpa)*	*Obs*
PP1 35.70	*35*	*70*	*314.68*	*ACC*	*acc*	*1.15*	*inter*	1.33	*4.35*	***vérifier***
PP2 35.80	*35*	*80*	432.71	*ACC*	*acc*	*1.15*	*inter*	1.595	*4.35*	***vérifier***
long30.40	*30*	*40*	19.476	*ELU*	*durable*	*1.5*	*inter*	0.173	*3.33*	***vérifier***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les éléments résistants.

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement **R=3.5** car l'effort sismique est absorber uniquement par les voiles « théoriquement » .

Tableau IV. 19 Vérification de cisaillement des poteaux

Section	*b (cm)*	*h(cm)*	*L(cm)*	*combinaison*	*T*	τ	τ_{adm}	***Obs***
PT	*60*	*60*	*374*	$1.35G+1.5Q_1+1.5Q_2$	*84.805*	*0.246*	*1.875*	***vérifier***
PT	*55*	*55*	*374*	$1.35G+1.5Q_1+1.5Q_2$	*80.756*	*0.279*	*1.875*	***vérifier***
PT	*50*	*50*	*374*	$1.35G+1.5Q_1+1.5Q_2$	*74.915*	*0.315*	*1.875*	***vérifier***
PT	*45*	*45*	*374*	$1.35G+1.5Q_1+1.5Q_2$	*62.258*	*0.326*	*1.875*	***vérifier***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les poteaux

- **Les voile :** On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Avec : V=1.4Vu calculé.

$$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$$

Tableau IV. 20 vérification de cisaillement des voiles. sens X

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\|V_u\|$	*Comb*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	*Mur soutènement Périphérique*	*25*	*750*	*2751.85*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dx}$	*2.28*	*5*	***Vérifiée***
	1	*25*	*375*	*1298.93*	$0.8G + E_{dx}$	*1.539*	*5*	***Vérifiée***
	2	*25*	*750*	*2570.88*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dx}$	*1.523*	*5*	***Vérifiée***
	3	*25*	*290*	*633.14*	$0.8G + E_{dx}$	*0.970*	*5*	***Vérifiée***
	4	*25*	*250*	*1173.42*	$0.8G + E_{dx}$	*2.084*	*5*	***Vérifiée***
	5	*25*	*250*	*1122.11*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dx}$	*1.995*	*5*	***Vérifiée***
	6	*25*	*500*	*2222.66*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dx}$	*1.976*	*5*	***Vérifiée***

Tableau IV. 21 vérification de cisaillement des voiles sens Y

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\|V_u\|$	*Comb*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	*Mur soutènement Périphérique*	*25*	*680*	*3415.99*	$G + Q_1 + Q_2 - E_{dy}$	*3.12*	*5*	***Vérifiée***
	A	*25*	*680*	*4473.36*	$0.8G + E_{dy}$	*2.924*	*5*	***Vérifiée***
	B	*25*	*230*	*1161.32*	$G + Q_1 + Q_2 - E_{dy}$	*2.244*	*5*	***Vérifiée***
	C	*25*	*430*	*1660.45*	$0.8G + E_{dy}$	*1.716*	*5*	***Vérifiée***
	D	*25*	*295*	*174.64*	$0.8G + E_{dy}$	*0.263*	*5*	***Vérifiée***
	E	*25*	*430*	*1056.31*	$G + Q_1 + Q_2 - E_{dy}$	*1.092*	*5*	***Vérifiée***

Tableau IV. 22 vérification de cisaillement des voiles incliné

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\|V_u\|$	*Comb*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
incliné	*F*	*25*	*480*	*700.98*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dy}$	*0.91*	*5*	***Vérifiée***
	G	*25*	*235*	*879.7*	$G + Q_1 + Q_2 - E_{dy}$	*2.38*	*5*	***Vérifiée***
	H	*25*	*694*	*2161.81*	$G + Q_1 + Q_2 + E_{dy}$	*1.94*	*5*	***Vérifiée***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les voiles.

IV.3.2.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [3]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux $:\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Suivant X et Y:

Tableau. IV.21**.** Vérification l'effet **P-Δ suivant X,Y**

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	*Obs*
29.92	8320.21	*1.126*	*3522.11*	*0.007*	*0.983*	*3235.357*	*0.007*	*374*	***Vérifiée***
26.18	9495.206	*1.1655*	*3517.07*	*0.008*	*1.025*	*3230.727*	*0.008*	*374*	***Vérifiée***
22.44	9481.76	*1.1652*	*3010.36*	*0.010*	*1.033*	*2765.275*	*0.009*	*374*	***Vérifiée***
18.7	9501.58	*1.1083*	*2513.81*	*0.011*	*0.993*	*2309.212*	*0.011*	*374*	***Vérifiée***
14.96	9572.70	*0.9798*	*2026.15*	*0.012*	*0.897*	*1861.198*	*0.012*	*374*	***Vérifiée***
11.22	9703.276	*0.7587*	*1540.37*	*0.013*	*0.727*	*1414.938*	*0.013*	*374*	***Vérifiée***
7.48	10992.20	*0.2757*	*1163.30*	*0.007*	*0.299*	*1068.594*	*0.008*	*374*	***Vérifiée***
3.74	11952.89	*0.1099*	*632.48*	*0.006*	*0.173*	*580.993*	*0.010*	*374*	***Vérifiée***

Conclusion :

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

IV.3.2.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Vérification :

Tableau IV. 23 Vérification l'effort normal réduit à la base

N	*B(cm)*	*h (cm)*	*N (kN)*	*Bc(mm²)*	*Comb*	*fc28 (MPA)*	*γ (mpa)*		*Obs*
24	*65*	*65*	*3062.59*	*396900*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.309*	*0.3*	***Non vérifiée***
24	*65*	*65*	*3056.45*	*396900*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.308*	*0.3*	***Non vérifiée***
12	*65*	*65*	*2849.273*	*396900*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.287*	*0.3*	***vérifiée***
12	*65*	*65*	*2868.71*	*396900*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.291*	*0.3*	***vérifiée***

Commentaire 1: il faut augmenté la section de poteau numéro 24 à (70*70) cm^2

Tableau IV. 24 Vérification de l'effort normal réduit à la base

N	*B(cm)*	*h (cm)*	*N (kN)*	*Bc(mm²)*	*Comb*	*fc28 (MPA)*	*γ (mpa)*		*Obs*
24	*70*	*70*	*3311.312*	*462400*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.286*	*0.3*	***vérifiée***
24	*70*	*70*	*3302.292*	*462400*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.293*	*0.3*	***vérifiée***
12	*65*	*65*	*2849.83*	*396900*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.287*	*0.3*	***vérifiée***
12	*65*	*65*	*2907.03*	*396900*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.293*	*0.3*	***vérifiée***

Commentaire 2 : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour eviter le risque de rupture fragile.

Conclusion:

- ✓ La structure est stable.
- ✓ Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Chapitre :

V

Calcul des éléments résistants

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

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

➦ Les combinaisons données par les règles du ***C.B.A 93 :***

E.L.U :1,35G +1,5Q.

E.L.S : G + Q.

➦ Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003] :**

G +Q ± E.

0,8 G ± E.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations : **[2]**

Tableau V-1.Les données du calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} =$ 25 MPa	FeE 400	$f_{c28} =$ 25 MPa	$f_{c28} =$ 25 MPa
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa.

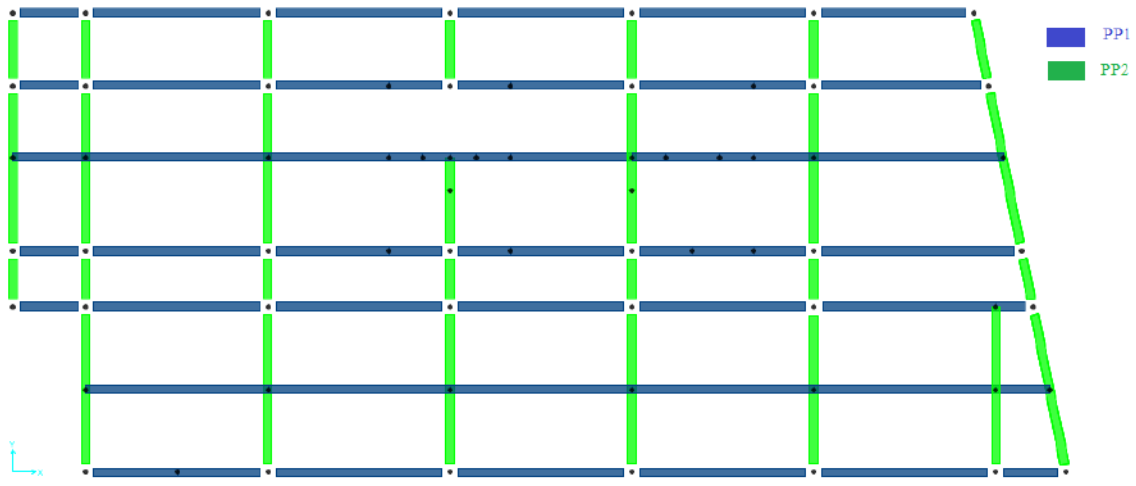


Figure V.1.Sens des poutres.

V.2.1. Ferraillage des poutres porteuses 1 :

Tableau V-2.ferraillage des poutres porteuses 1.

Section	*Niveau*	*Positon*	*Mu KN. m*	*Comb*	$A_{clculeé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP1 (35x70)	*Parking*	*Travée*	*85.66*	*ELU*	*3.7*	*4HA14=6.16*
		Appui	*-142.14*	*ACC*	*5.4*	*4HA14=6.16*
	RDC	*Travée*	*173.60*	*ELU*	*7.7*	*4HA14+2ChapHA14=9.24*
		Appui	*-265.49*	*ACC*	*10.3*	*4HA14+4ChapHA14=12.32*
	Etages	*Travée*	*198.30*	*ELU*	*8.9*	*4HA16+2HA14=11.12*
		Appui	*-589.80*	*ACC*	*24.6*	*4HA16+6chaHA20=26.89*
PP1-1 (35x70)	*RDC*	*Travée*	*55.7*	*ELU*	*2.5*	*4HA14=6.16*
		Appui	*-314.0*	*ELU*	*12.3*	*4HA14+4ChapHA14=12.32*
	Etages	*Travée*	*55.95*	*ELU*	*2.5*	*4HA16=8.04*
		Appui	*-474.58*	*ACC*	*19.3*	*4HA16+4chaHA20=20.61*

V.2.2. Ferraillage des poutres porteuses 2:

Tableau V-3.Ferraillage des poutres porteuses 2.

Section	*Niveau*	*Positon*	*Mu KN. m*	*Comb.*	$A_{clculeé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP2 (35x80)	*Parking*	*Travée*	*281.96*	*ELU*	*11.0*	*4HA16+2ChaHA14=11.12*
		Appui	*-180.91*	*ACC*	*6.0*	*4HA16=8.04*
	RDC	*Travée*	*422.87*	*ELU*	*17.00*	*4HA16+6ChapHA14=17.28*
		Appui	*-360.0*	*ACC*	*12.2*	*4HA16+4ChapHA14=14.2*
	Etage	*Travée*	*459.29*	*ELU*	*18.6*	*4HA16+4ChapHA20=20.61*
		Appui	*-606.50*	*ACC*	*21.4*	4HA16+6chaHA20=26.89
PP2-2 (35x80)	*Etage*	*Travée*	*45.97*	*ELU*	*2.8*	*4HA16=8.04*
		Appui	*379.57*	*ACC*	*13.4*	*4HA16+4ChapHA14=14.2*

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS : [2]

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : préjudiciable.} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63 \text{ MPa}. \end{cases}$$

Tableau V-4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuses 1.

Section	*Niveau*	*Posito*	*Mser KN. m*	*Comb*	*A1* *choisie* (cm^2)	*A2* *choisie* (cm^2)	σ_b	σ_s	σ_s'	Vérification
PP1 (35x70)	*Parking*	*Travée*	*57.589*	*ELS*	*6.16*	*6.16*	*1.7*	*23.5*	*23.5*	*vérifier*
		Appui	*-104.0*	*ELS*	*6.16*	*6.16*	*5.00*	*201.63*	*61.7*	*vérifier*
	RDC	*Travée*	*126.43*	*ELS*	*9.24*	*6.16*	*5.21*	*201.63*	*67.15*	*vérifier*
		Appui	*-167.33*	*ELS*	*6.16*	*9.24*	*7.4*	*201.63*	*90.7*	*vérifier*
	Etage	*Travée*	*144.51*	*ELS*	*11.2*	*8.04*	*5.4*	*201.63*	*69.7*	*vérifier*
		Appui	*-263.7*	*ELS*	*8.04*	*26.89*	*7.5*	*164.6*	*102.3*	*vérifier*
PP1-1 (35x70)	*RDC*	*Travée*	*40.72*	*ELS*	*6.16*	*6.16*	*1.13*	/	/	*vérifier*
		Appui	*-69.9*	*ELS*	*12.32*	*12.32*	*2.3*	/	/	*vérifier*
	Etage	*Travée*	*40.69*	*ELS*	*8.04*	*8.04*	*1.14*	/	/	*vérifier*
		Appui	*-69.06*	*ELS*	*20.61*	*20.61*	*1.70*	/	/	*vérifier*

Tableau V-5 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuses 2

Section	Niveau	Posito	Mser KN.m	Comb	A1 choisie (cm^2)	A2 choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	σ_s'	Vérification
PP2 (35x80)	Parking	Travée	203.64	ELS	11.2	8.04	8.6.1	201.63	80.5	vérifier
		Appui	-102.46	ELS	8.04	8.04	3.44	175.81	44.24	vérifier
	RDC	Travée	308.14	ELS	17.28	8.04	8.04	201.63	108.5	vérifier
		Appui	-190.16	ELS	8.04	14.2	5.3	188.7	70.5	vérifier
	Etage	Travée	334.89	ELS	20.61	8.04	8.3	201.63	112.6	vérifier
		Appui	-327.64	ELS	8.04	26.89	7.5	177.1	102.9	vérifier
PP2-2 (35x80)	Etage	Travée	34.28	ELS	8.04	8.04	0.75	10.52	10.52	vérifier
		Appui	-60.05	ELS	14.2	14.2	1.15	16.4	16.4	vérifier

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions : [2] et [3]

$$\begin{cases} \text{Amin RPA} = 0.5\%\ \text{b.h} \\ \text{Amin CBA} = 0.1\%\ \text{b.h} \end{cases}$$

Tableau V-6 Vérification des poutres porteuses 1 selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Niveau	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP1 (35x70)	Parking	Travée	6.16	6.16	2.45	12.25	Vérifier
		Appui	6.16	6.16	2.45	12.25	Vérifier
	RDC	Travée	9.24	6.16	2.45	12.25	Vérifier
		Appui	6.16	9.24	2.45	12.25	Vérifier
	Etage	Travée	11.2	8.04	2.45	12.25	Vérifier
		Appui	8.04	26.89	2.45	12.25	Vérifier
PP1-1 (35x70)	RDC	Travée	6.16	6.16	2.80	12.25	Vérifier
		Appui	12.32	12.32	2.80	12.25	Vérifier
	Etage	Travée	8.04	8.08	2.80	12.25	Vérifier
		Appui	20.61	20.61	2.80	12.25	Vérifier

Tableau V-7 Vérification des poutres porteuses 2 selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Niveau	Positon	A_{S1} (cm^2	A_{S2} (cm^2	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP2 (35x80)	Parking	Travée	11.2	8.04	2.80	14.00	Vérifier
		Appui	8.04	8.04	2.80	14.00	Vérifier
	RDC	Travée	17.28	8.04	2.80	14.00	Vérifier
		Appui	8.04	14.2	2.80	14.00	Vérifier
	Etage	Travée	20.61	8.04	2.80	14.00	Vérifier
		Appui	8.04	26.89	2.80	14.00	Vérifier
PP2-2 (35x80)	Etage	Travée	8.04	8.04	2.80	14.00	Vérifier
		Appui	14.2	14.2	2.80	14.00	Vérifier

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : [2]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

- **Calcul des armatures transversales : [2]**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent

$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$

$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30cm\right)$ *Zone nodale*

$S_{zc} \leq \frac{h}{2}$ *zone courante*

Tableau V-8 Calcul des armatures transversales

				CBA93		RPA99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$	S_t (cm)	A_t (ZC) (cm^2)	S(ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PP1 parking	91.39	0.39	2.5	40	0.53	16.8	35	1.6	10	15	**2.01=4HA8**
PP1 RDC	222.26	0.94	2.5	40	0.53	16.8	35	1.6	10	15	**2.01=4HA8**
PP1 etages	322.84	1.37	3.26	40	0.53	19.2	35	1.6	10	15	**2.01=4HA8**
PP2 parking	149.67	0.55	2.5	40	0.53	19.2	40	1.6	10	15	**2.01=4HA8**
PP2 RDC	220.192	0.81	2.5	40	0.53	19.2	40	1.6	10	15	**2.01=4HA8**
PP2 etages	392.86	1.45	3.26	40	0.53	19.2	40	1.6	10	15	**2.01=4HA8**

V.2.6. Les armatures de peau : [2]

$h \geq 70cm \rightarrow$ 2HA12 = 2.26 cm²

$h \geq 80cm \rightarrow$ 3HA12 = 3.39 cm²

V.2.7. Vérification de la flèche : []

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant **:**

Tableau V-9 Vérifications de la flèche.

Section	*Niveau*	*Mt (KN.m)*	*$Ma1_{corrsp}$*	*$Ma2_{corrsp}$*	*L (cm)*	*A_{S1} (cm^2)*	*A_{S2} (cm^2)*	*F calculée (mm)*	***$F_{admissible}$** (mm)*
PP1 (35x70)	*Parking*	57.59	-40.92	-38.53	7.5	*6.16*	*6.16*	0.7	12.5
	RDC	126.42	-140.90	-139.15	8.57	9.24	6.16	4.5	13.5
	Etage	144.51	-162.55	-81.34	8.57	11.2	8.04	5.3	13.5
PP2 (35x80)	*Parking*	203.74	-101.56	-46.60	6.8	11.2	8.04	3.6	11.8
	RDC	308.15	-61.86	-53.5	6.8	17.28	8.04	5.2	11.8
	Etage	335.04	-227.69	-23.3	6.8	20.61	8.04	5.1	11.8

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES (EFFET THERMIQUE) :

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

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

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

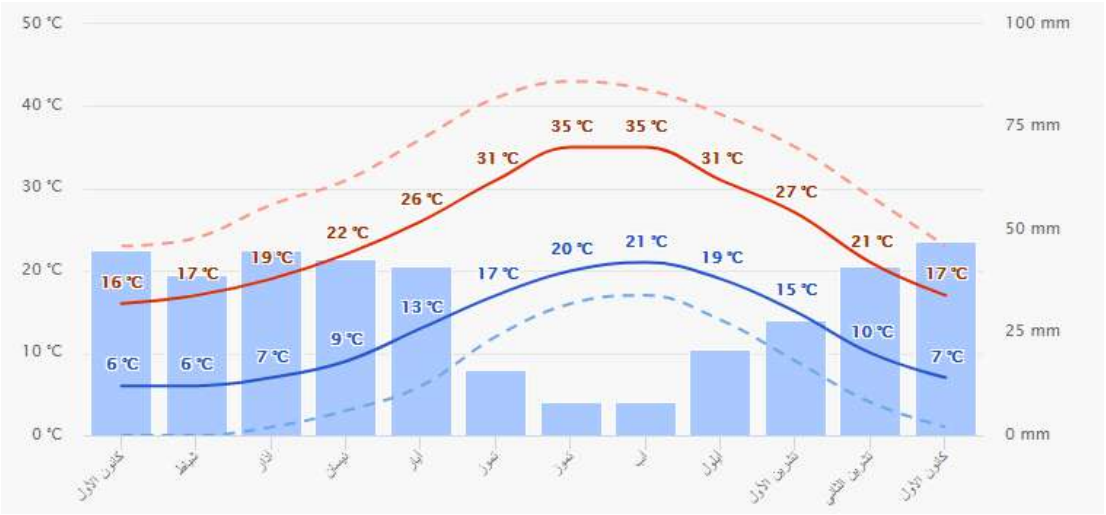


Figure V.2 La variation de la Températures en 2018 à Algérie

- **La procédure du calcul : [2]**

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de Contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 43.9 et LY = 19.9 m, un calcul à la température a été conduit sur la base Δt = 15°C

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de Température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale. Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000V20.2.2 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

V.3.1. Calcul de ferraillage :

V.3.1.1. Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T

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

Tableau V-10 étude thermique suivant x

E (KN/m²)	*Sp*	*Δt (°C)*	*θ*	*N_x=1182.02KN*
3.2164× 10^7	*0.245*	*15*	*1× 10^{-5}*	

- ✓ T : variation de la température
- ✓ θ : gradient thermique
- ✓ Sp : section de la poutre
- ✓ E : module de YOUNG
- ✓ N : effort thermique

Tableau V-11 ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique

Element	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
PP1 35x70	*travée*	*945.6*	*210.92*	*19.9*	*3.7*	*4HA16+6HA20=26.89*
	appui	*945.6*	*-314.04*	*0.00*	*23.9*	*4HA16+6HA20=26.89*

V.3.1.2. Pour Les sollicitations : ACC et ELU :

Tableau V-12 ferraillage des poutres ACC

Element	Position	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
PP1 35x70	travée	210.92	9.4	0.00	4HA16+2CH14=11.12
	Appui	-612.39	26.98	26.98	4HA16+6CH20 =*26.89*

V.3.1.3. Comparaison :

Tableau V-13 Comparaison entre les deux ferraillage

Elément	Combinaison	Position	AS1 (cm^2)	AS2 (cm^2)
PP1 35x70	Thermique	Travée	26.89	8.04
		Appui	8.04	26.89
	Acc	Travée	11.12	8.04
		Appui	8.04	26.89

- **Commentaire :**

Donc Les sollicitations les plus défavorables sont : 1,35 G + 1,5 Q_1 +1.5Q_2+ 0.8 T

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS : [2]

Tableau V-14 Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Posito	Mser KN. m	Comb	A1 choisie (cm^2)	A2 choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	σ_s'	Vérification
PP1 (35x70)	Travée	154.32	ELS	26.89	8.04	4.53	106.82	61.51	vérifier
	Appui	-229.59	ELS	8.04	26.89	6.95	201.63	83.85	Vérifier

V.3.3. Vérification des poutres selon les conditions *[RPA et CBA] :*

Tableau V-15 Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP1 (35x70)	Travée	26.98	26.98	2.45	12.25	Vérifier
	Appui	26.98	26.98	2.45	12.25	Vérifier

V.3.4. Calcul des armatures transversales : [2]

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent

$$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$$

$$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right) \quad Zone\ nodale$$

$$S_{zc} \leq \frac{h}{2} \quad zone\ courante$$

Tableau V-16 Calcul des armatures transversales

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PP1 (35x70)	1.34	29.11	0.35	17.5	35	1.1	10	15	2.01=4HA8

V.3.5. Les armatures de peau : [2]

$h \geq 70cm \rightarrow$ 2HA12 = 2.26 cm²

V.3.6. Vérification de la flèche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant.

Tableau V-17 Vérifications de la flèche.

Section	*M (KN.m)*	*L (cm)*	A_{S1} *(cm²)*	A_{S2} *(cm²)*	$F_{calculée}$ *(mm)*	$F_{admissible}$ *(mm)*
PP1 (35x70)	154.33	8.57	*26.98*	*26.98*	2.7	13.5

V.3.7. Coupe de ferraillage des poutres :

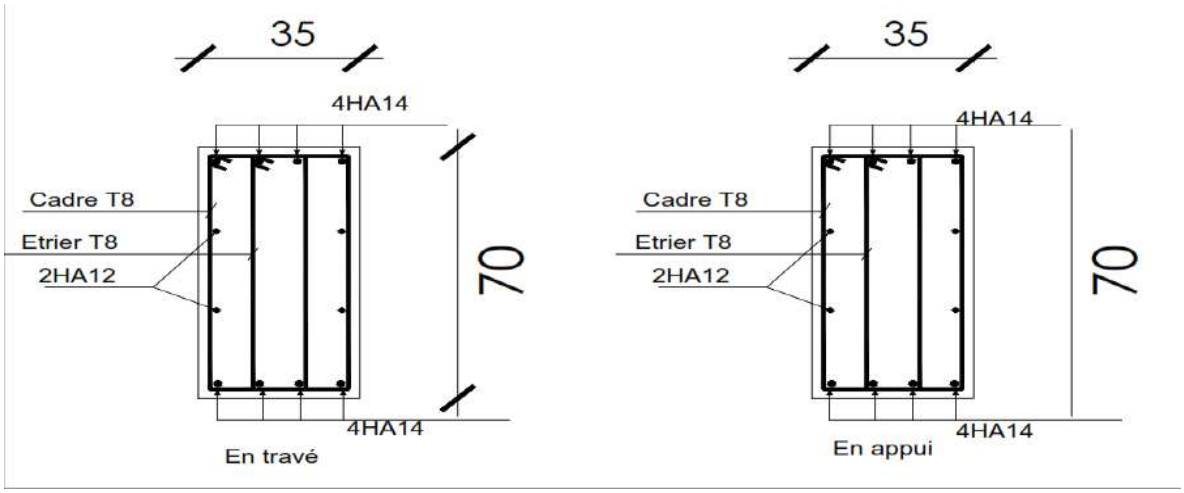


Figure V.3 ferraillage des poutres porteuses 1 pour parking

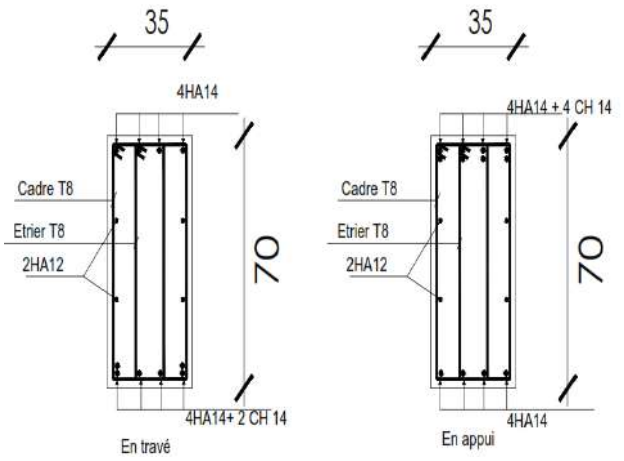


Figure V.5 ferraillage des PP 1 pour RDC

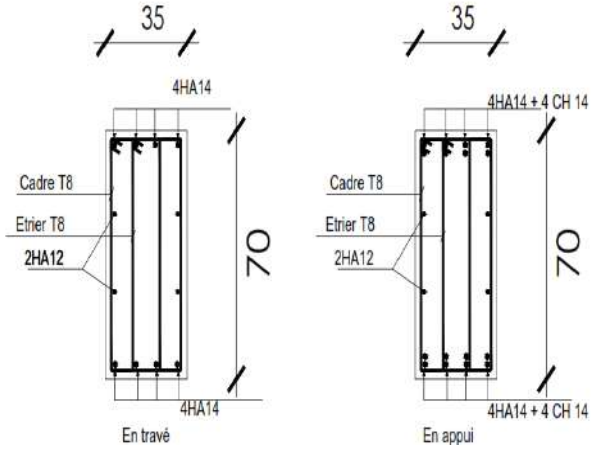


Figure V.4 ferraillage des PP1-1 pour RDC

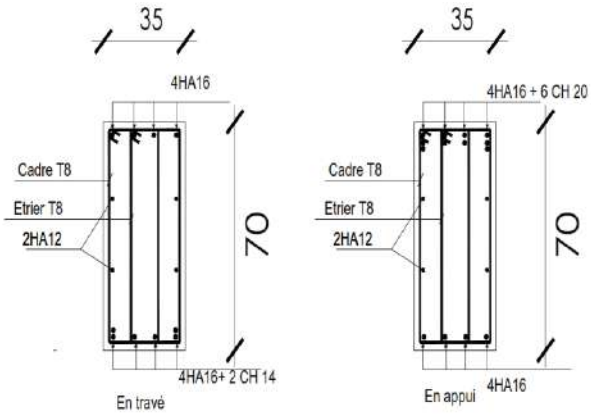


Figure V.6.ferraillage des PP1 pour étage courant.

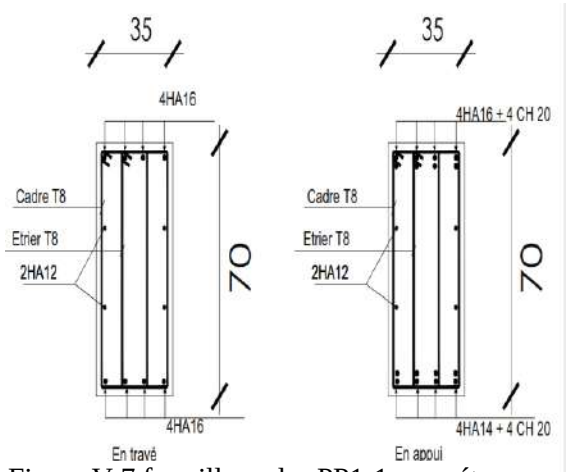


Figure V.7 ferraillage des PP1-1 pour étages courant

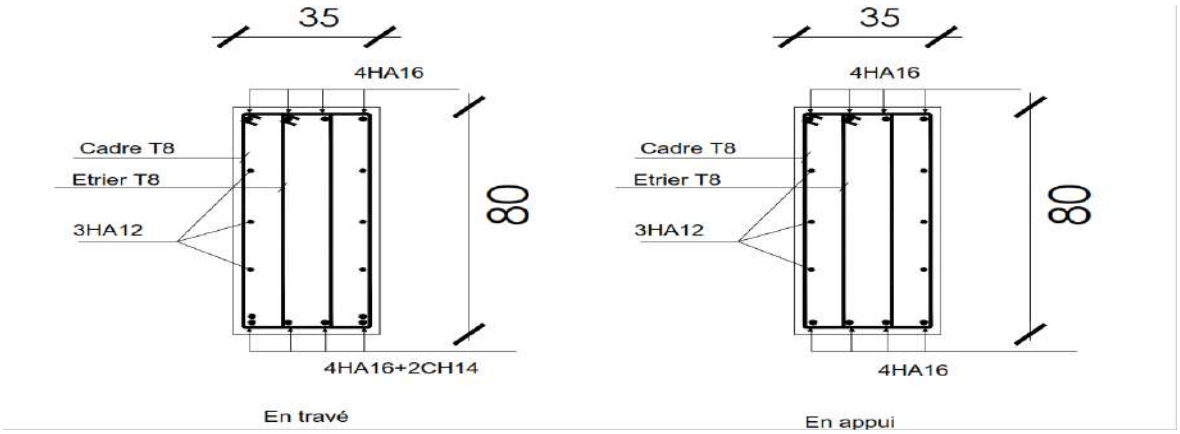


Figure V.8 ferraillage des PP2 parking

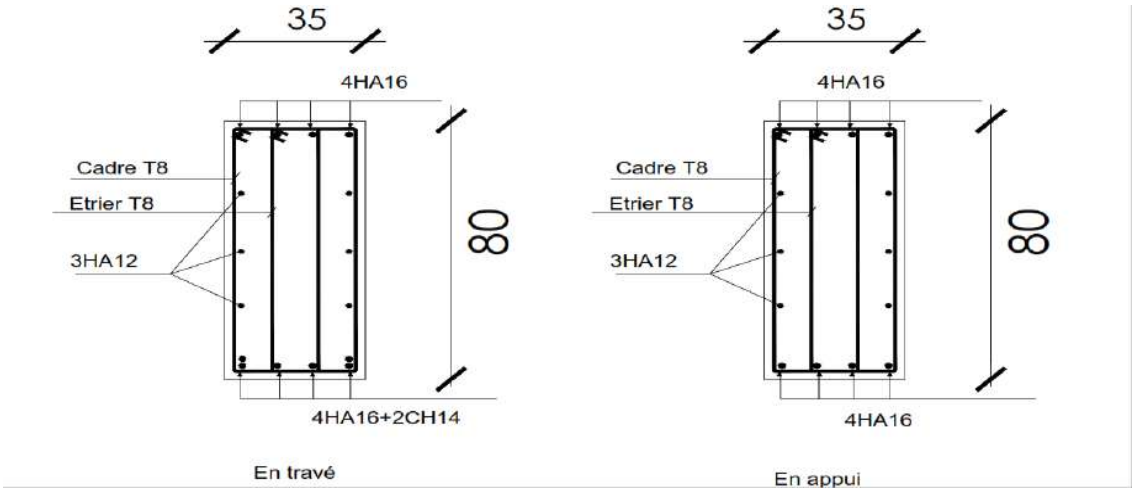


Figure V.9 ferraillage PP2 pour étages courant

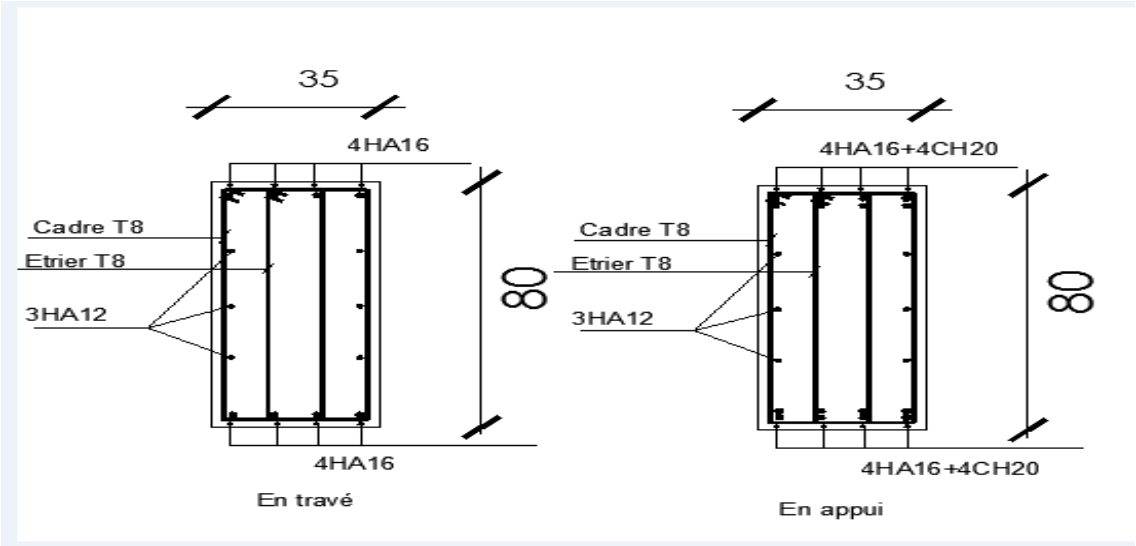


Figure V.10 ferraillage PP2-2 pour étages courant

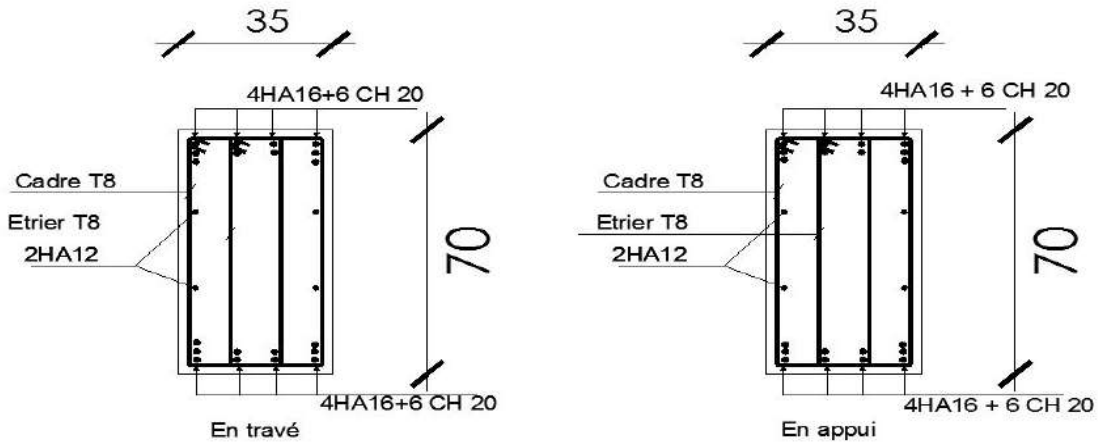


Figure V.11 ferraillages PP1 sollicitation thermique

V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment Fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

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

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

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau V-18 calcul les armatures longitudinales

Section	Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
						As_1	As_2			
(70x 70)	s.sol 1	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	360.168	117.49	21.97	3.5	2.1	5.6	44.1	16HA20 =50.27
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	3540.71	158.88	39.00					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	3540.71	158.88	39.00					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	3540.71	158.88	39.00					
(65 x 65)	s.sol 1	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	3451.89	71.57	5.89	3.3	2	5.3	38.02	14HA20 =43.98
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1393.47	77.98	41.40					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	3276.65	160.67	0.438					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	2232.00	46.35	89.75					
(60 x 60)	s.sol 2	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	3321.29	150.115	0.97	3	1.8	4.8	32.4	12HA20 =37.70
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1393.47	77.95	41.40					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	3276.65	160.67	0.439					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1968.79	108.14	77.03					
(55 x 55)	RDC et 1_{er}	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2811.12	130.32	1.489	2.8	1.6	4.4	27.22	4HA20+8HA16 =28.65
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	436.74	1.44	40.58					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1676.53	162.90	101.47					
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1676.53	162.90	101.47					
(50 x 50)	$2_{éme}$ Et $3_{éme}$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1790.61	103.41	17.8	2.5	1.5	4	22.5	12HA16 =24.13
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	311.00	35.48	17.52	2.5	1.5			
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	411.47	144.80	19.52	3.7	0.3			
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	899.84	143.65	120.54	2.5	1.5			
(45 x 45)	$4_{éme}$ Et $5_{éme}$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	870.71	82.02	10.75	2.3	1.3	9.7	18.22	4HA16+8HA14 =20.36
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	48.15	35.63	11.14	3	0.6			
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	240.88	135.612	105.58	6.6	3.1			
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	240.88	135.612	105.58	6.6	3.1			

V.4.1.2. Vérification des contraintes *à l'ELS :* [2]

Tableau V-19 vérification à l' ELS

Section	*Niveaux*	*Cas*	*N*	M_x	M_y	σ_b	$\overline{\sigma_b}$		σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_s}$
(70x 70)	***s.sol** 1*	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*2627.2*	*86.21*	*15.85*	*5.39*	*15*		*0*	*78.09*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*258.2*	*115.8*	*27.94*	*5.61*				*82.08*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*258.2*	*115.8*	*27.94*	*5.61*				*82.08*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*258.2*	*115.8*	*27.94*	*5.61*				*82.08*	
(65 x 65)	***s.sol** 1*	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*2517.8*	*52.45*	*4.35*	*5.46*	*15*		*0*	*79.74*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*1218.7*	*64.6*	*28.15*	*3.47*				*50.14*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*2199.5*	*104.0*	*13.17*	*5.51*				*80.58*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*1628.4*	*34.67*	*65.10*	*4.49*				*63.77*	
(60 x 60)	***s.sol** 2*	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*2431.3*	*108.7*	*0.96*	*6.99*	*15*		*0*	*102.4*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*1022.4*	*57.02*	*30.30*	*3.72*				*53.14*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*2338.3*	*116.7*	*0.321*	*7.36*				*104.7*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*1441.8*	*78.97*	*56.26*	*5.48*				*77.85*	
(55 x 55)	***RDC et** 1_{er}*	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*2057.6*	*94.93*	*1.10*	*7.79*	*15*		*0.00*	*110.1*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*430.38*	*18.2*	*16.81*	*2.03*			*19.2*	*27.92*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*1227.4*	*118.6*	*74.3*	*8.24*			*19.2*	*109.6*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*1227.4*	*118.6*	*74.3*	*8.24*			*0.00*	*109.6*	
(50 x 50)	***$2_{éme}$ Et $3_{éme}$***	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*1310.8*	*75.22*	*13.15*	*6.8*	*15*		*0.00*	*98.00*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*228.58*	*25.98*	*12.79*	*2.13*			*27.6*	*27.64*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*302.23*	*105.8*	*14.36*	*6.08*			*80.2*	*80.23*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*659.0*	*104.5*	*88.23*	*10.0*			*125*	*125.9*	
(45 x 45)	***$4_{éme}$ Et $5_{éme}$***	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	*638.1*	*59.63*	*7.93*	*5.5*	*15*		*0*	*77.54*	*201.63*
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	*35.32*	*26.09*	*8.09*	*2.48*				*27.1*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*176.82*	*99.05*	*77.27*	*13.4*				*148.6*	
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	*176.82*	*99.05*	*77.27*	*13.4*				*148.6*	

V.4.2. Armatures transversales : [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \; t \; T_u}{h_1 \; f_e}$$

Tu : Effort tranchant.

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

$$\begin{cases} 2.50 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm\ e \\ \min[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

Tableau V-20 vérification de cisaillement

Section	*b (cm)*	*h(cm)*	*L(cm)*	*Combinaison*	*T*	τ	τ_{adm}	***Obs***
PT	*70*	*70*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*73.985*	*0.156*	*1.875*	***Vérifier***
PT	*65*	*65*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*69.82*	*0.172*	*1.875*	***Vérifier***
PT	*60*	*60*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*84.80*	*0.246*	*1.875*	***Vérifier***
PT	*55*	*55*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*80.7*	*0.279*	*1.875*	***Vérifier***
PT	*50*	*50*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*74.91*	*0.315*	*1.875*	***Vérifier***
PT	*45*	*45*	*374*	*1.35G+1.5Q₁+1.5Q₂*	*62.25*	*0.326*	*1.875*	***Vérifier***

Tableau V-21 Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	Niveaux	$Vu(KN)$	Zone	S_T Cm	A_{cal} cm^2	A_{choi} cm^2
70 x 70	**s.sol 1**	73.89	courant	10	0.659	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		
65 x65	**s.sol 1**	69.82	courant	10	0.671	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		
60 x60	**s.sol 2**	84.80	courant	10	0.883	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		
55 x55	RDC ;1^{er}	80.7	courant	10	0.917	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		
50 x50	2em; 3em	74.61	courant	10	0.936	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		
45 x45	4em;5em	62.25	courant	10	0.864	$4\emptyset\mathbf{8} = \mathbf{2.01}$
			Nodale	15		

V.4.3. Coupe de ferraillage des poteaux :

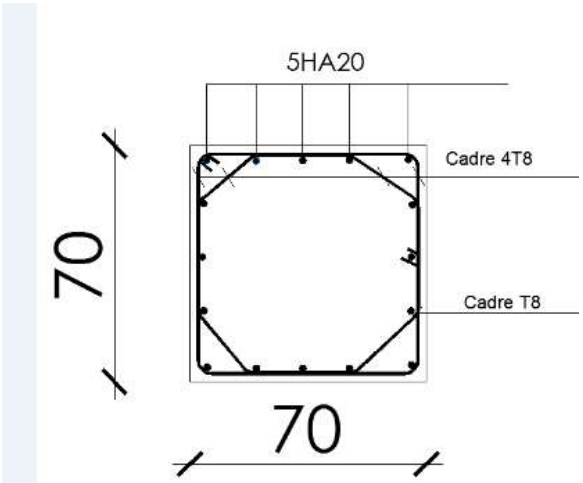


Figure V.13 ferraillage de poteau 70*70

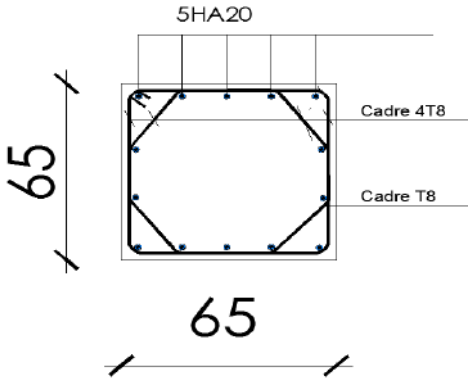


Figure V.12 ferraillage des poteaux 65*65

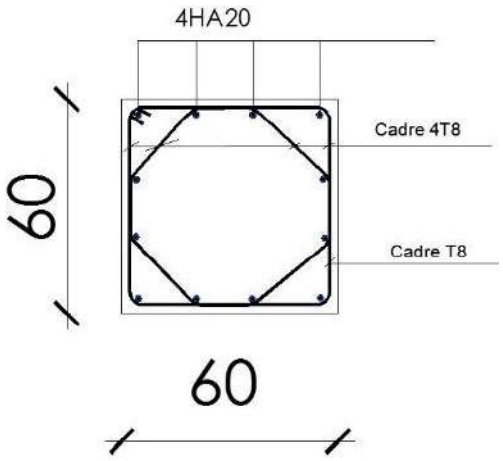


Figure V.15 ferraillage des poteaux 60*60

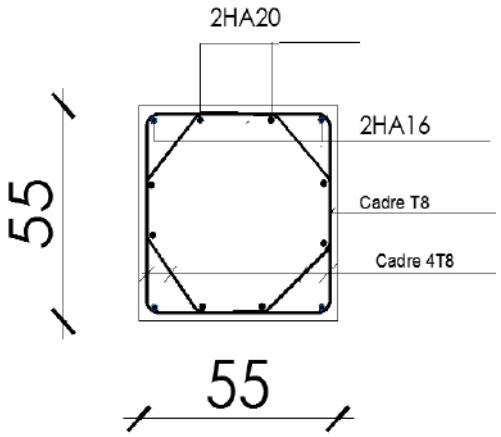


Figure V.14 ferraillage des poteaux 55*55

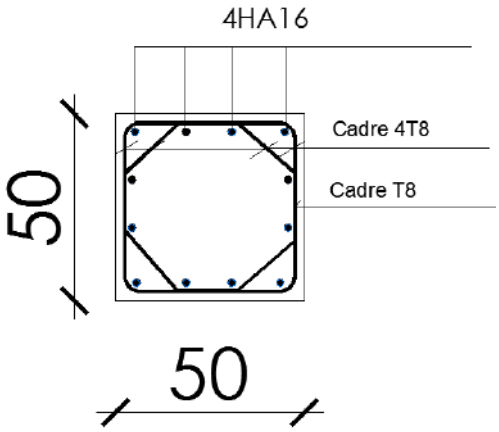


Figure V.16 ferraillage des poteaux 50*50

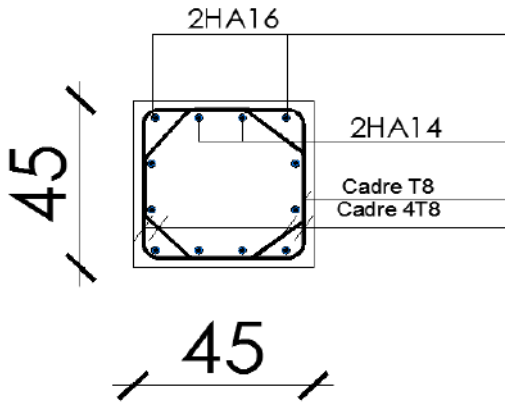


Figure V.17 ferraillage des poteaux 45*45

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les types des voiles :

-Voile pleine (trumeau)

-Voile avec ouverture (trumeau- linteau)

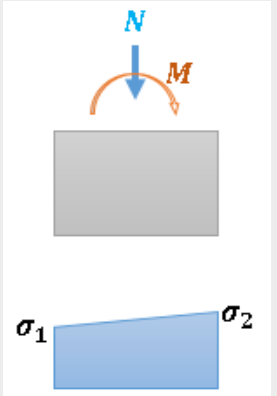
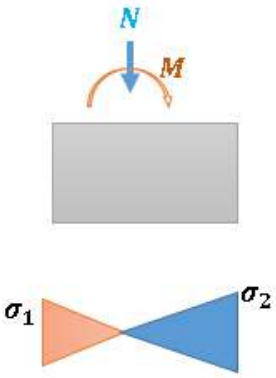
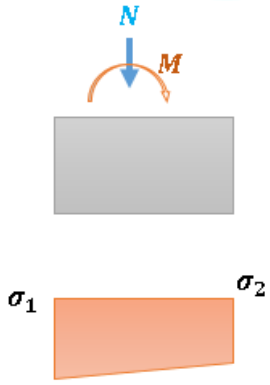
V.5.1. Ferraillage des voiles pleine et des trumeaux : [2]

Tableau V-22 les données de calcul

Situation durable		*Situation accidentelle*	
Béton	*Acier*	*Béton*	*Acier*
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	*FeE 400*	$f_{c28} = 25\ MPa$	$f_{c28} = 25\ MPa$
$\sigma_{bc} = 14.2\ MPa.$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_{bc} = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa.$

- **Méthode de calcul**.

Tableau V-23 méthode de calcul de ferraillage les voiles pleines et les trumeaux

Cas	*Diagramme*	*Etat*	*Armatures*
1ére cas $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $\sigma_2 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $L_t = 0$ $L_c = 0$ $N_t = 0$		*La section du voile est entièrement comprimée*	$A_V = A_{min}$
2éme cas $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $\sigma_2 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1+\sigma_2}.L$ $L_c = L - L_t$ $N_t = \frac{\sigma_1.L_t.a}{2}$		*La section du voile est partiellement comprimée*	$\boldsymbol{A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}}$
3éme cas $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $\sigma_2 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $L_t = L$ $L_c = 0$ $N_t = \frac{(\sigma_1.+\sigma_2)L_t.a}{2}$		*La section du voile est entièrement tendue*	$\boldsymbol{A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}}$

- **Section minimales et maximales : [3]**

$A_v = 0.2\%B_t$ 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.

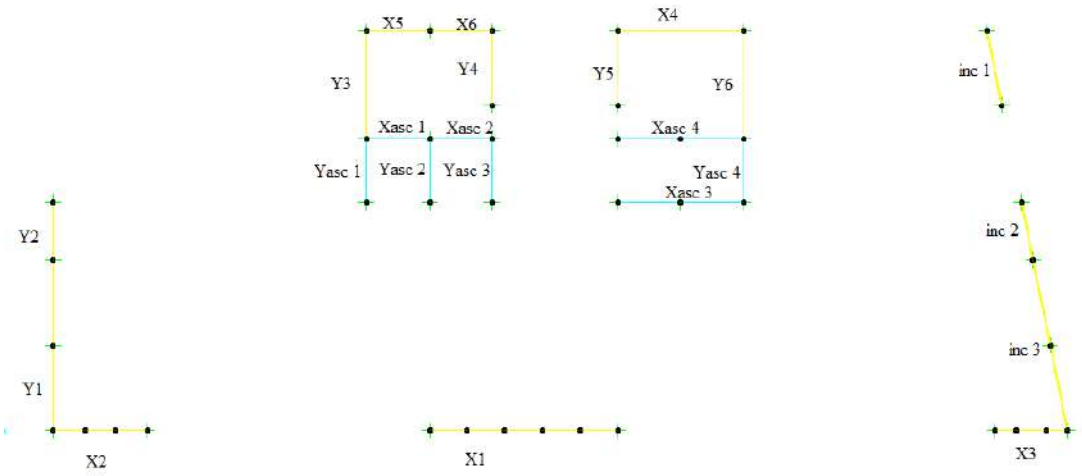


Figure V.18 disposition des voiles

V.5.1.1. Calcul d'armatures verticales :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V-24 les sollicitations des trumeaux (Suivant X).

Voile	*Niveau*	*L (m)*	*a (Cm)*	*N* $(\boldsymbol{kN})$	*M* $(\boldsymbol{kN.m})$	*Etats De section*	$\boldsymbol{N_t}$ $(\boldsymbol{kN})$	*Combinaison*
Trumeau X2	***SS1 ;SS2***	*7.5*	*25*	*390.17*	*- 10421.6*	*S.P.C*	*1893.78*	*0.8G-Edx*
	RDC.1eR;2em	*1.27*	*25*	*-593.25*	*-291.87*	*S.P.T*	*705.16*	*0.8G-Edx*
	3em ;4eme ;5eme	*1.27*	*25*	*-409.02*	*-248.98*	*S.P.T*	*534.14*	*0.8G-Edx*
Trumeau X1	***SS1-SS2***	*7.5*	*25*	*3465.93*	*-16806.9*	*S.P.C*	*1851.78*	*0.8G-Edx*
	RDC	*1.50*	*25*	*-773.94*	*-613.8*	*S.P.T*	*1061.76*	*0.8G-Edx*
	1eR;2em	*1.50*	*25*	*-638.58*	*--387.1*	*S.P.T*	*772.23*	*0.8G-Edx*
	3em ;4eme ;5eme	*1.50*	*25*	*-136.41*	*-307.3*	*S.P.T*	*379.29*	*0.8G-Edx*
Trumeau X3	***Ss1;ss2***	*2.90*	*25*	*-583.1*	*-802.7*	*S.P.T*	*757.92*	*0.8G-Edx*
	RDC	*0.85*	*25*	*-494.87*	*-164.93*	*S.P.T*	*591.08*	*0.8G-Edx*
	1er ;2^{em}	*0.85*	*25*	*-266.26*	*-155.87*	*S.P.T*	*424.30*	*0.8G-Edx*
	3^{em}; 4em;5em	*0.85*	*25*	*-27.45*	*-124.76*	*S.P.T*	*234.10*	*0.8G-Edx*

Tableau V-25 les sollicitations des voiles pleines (Suivant X).

Voile	*Niveau*	*L (m)*	*a (Cm)*	*N* (kN)	*M* ($kN.m$)	Etats De section	N_t (kN)	Combinaison
Voile pleine X4	***Ss1;ss2 ;RDC***	5.00	25	89.89	-9095.9	S.P.C	2684.03	0.8G-Edx
	1er	5.00	25	230.27	-6921.9	S.P.C	1963.03	0.8G-Edx
	2em; 3em	5.00	25	377.63	-5272.9	S.P.C	1398.70	0.8G-Edx
	4em; 5em	5.00	25	321.00	-2372.7	S.P.C	560.35	0.8G-Edx
X Voile pleine 5	***Ss1;SS2 ;RDC ; 1er ;2em ;3em***	2.5	25	2169.5	2818.98	S.P.C	780.56	0.8G-Edx
	4em; 5em	2.5	25	444.21	1061.09	S.P.C	433.92	0.8G-Edx
X Voile pleine 6	***Ss1;SS2 ;RDC ; 1er ;2em ;3em***	2.5	25	1285.02	2262.87	S.P.C	791.23	0.8G-Edx
	4em; 5em	2.5	25	469.42	1526.31	S.P.C	696.11	0.8G-Edx
X Voile pleine asc	***SS1;SS2 ;RDC***	2.5	20	-981.72	-2568.9	S.P.T	2071.27	0.8G-Edx
	1ER	2.5	20	-507.8	-2075.9	S.P.T	1512.39	0.8G-Edx
	2eme ;3eme	2.5	20	-218.61	-1726	S.P.T	1147.79	0.8G-Edx
	4eme ;5eme	2.5	20	102.21	-1299.1	S.P.C	729.19	0.8G-Edx

Tableau V-26 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (Suivant X).

Voile	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,t}\ min$ *(cm²)*	Lcr *(m)*	$A_{v\,cr}$ *(cm²)*	$A_{v\ geniral}$ *(cm²)*	$A_{v\ general\ min}$ *(cm²)*	S *(cm)*	$A_{adoptée}$ *(cm²)*
Trumeau X2	***SS1 SS2***	3.57	47.34	17.87	3.93	0.88	95.57	36.62	10	2x37HA14=113.85
	RDC-1Er-2em	0.91	17.63	4.54	0.00	0.00	24.65	6.35	10	2x13HA12=29.29
	3em4em5em	0.86	13.35	4.28	0.00	0.00	19.82	6.35	10	2x13HA12 =20.41
Trumeau X1	***SS1 SS2***	2.78	46.29	13.92	1.93	4.83	97.42	32.67	10	2x37HA14=113.85
	RDC	0.99	26.54	4.93	0.00	0.00	40.36	7.50	10	2x15HA14=46.16
	1er-2em	1.06	19.31	5.30	0.00	0.00	27.34	7.50	10	2x15HA12=33.91
	3em-4em-5em	0.83	9.48	4.17	0.00	0.00	17.07	7.50	10	2x15HA10=23.55
Trumeau X3	***SS1 SS2***	1.96	18.95	9.80	0.00	0.00	28.05	14.50	10	2x29HA14=92.36
	RDC	0.61	14.78	3.03	0.00	0.00	20.74	4.25	10	2x8HA14=24.62
	1er 2em	0.53	10.61	2.64	0.00	0.00	17.08	4.25	10	2x8HA12=18.09
	3em-4em-5em	0.44	5.85	2.19	0.00	0.00	9.54	4.20	10	2x8HA10=12.56

Tableau V-27 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleines (Suivant X).

Voile	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,t\,min}$ *(cm²)*	Lcr *(m)*	$A_{v\,cr}$ *(cm²)*	$A_{v\,geniral}$ *(cm²)*	$A_{v\,general\,min}$ *(cm²)*	S *(cm)*	$A_{adoptée}$ *(cm²)*
Voile pleine X4	***SS1 SS2-RDC***	2.48	67.10	12.41	0.04	0.10	134.30	24.90	10	2x50HA14=153.86
	1^{ER}	2.43	49.08	12.15	0.14	0.35	98.50	24.65	10	2x50HA12=113.04
	2em-3em	2.35	34.97	11.75	0.30	0.75	70.68	24.25	10	2x50HA10=78.50
	4em 5em	2.22	14.01	11.09	0.56	1.41	29.43	23.59	10	2x50HA8 =50.24
Voile pleine X5 et X6	***SS1 SS2 RDC 1^{er} 2em 3em***	0.95	19.78	4.77	0.59	1.48	41.04	11.02	10	2x25HA12 =56.52
	4em 5em	1.09	17.40	5.45	0.32	0.80	35.61	11.70	10	2x25HA10 =39.25
Voile pleine Xasc	***SS1 SS2 RDC***	1.45	51.78	5.80	0.00	0.00	89.34	10.00	8	2x30HA14 =90.019
	1^{er}	1.38	37.81	5.51	0.00	0.00	68.62	10.00	8	2x30HA14 =90.019
	2em 3em	1.32	28.69	5.26	0.00	0.00	54.51	10.00	8	2x30HA12 =67.86
	4em 5em	1.21	18.23	4.84	0.00	0.00	36.62	9.84	8	2x30HA10 =47.12

Tableau V-28 les sollicitations des voiles pleines (Suivant Y).

Voile	*Niveau*	*L (m)*	*a (Cm)*	*N* (kN)	*M* ($kN.m$)	Etats De section	$\mathbf{N_t}$ (**kN**)	Combinaison
Voile pleine Y1	***SS1 ;SS2 RDC.1eR;2em 3em ;4eme;5em***	2.3	25	1192.8	1787.38	S.P.C	645.57	0.8G-Edy
Voile pleine Y2	***SS1 ;SS2 RDC ;1^{er}***	6.8	25	925.2	10250.2	S.P.C	1822.13	0.8G-Edy
	2em ;3em 4em ;5em	6.8	25	741.2	7521.36	S.P.C	1309.31	0.8G-Edy
Voile pleine Y3	***SS1 ;SS2 RDC ; 1^{er}***	4.3	25	294.99	5455.09	S.P.C	2053.29	0.8G-Edy
	2em ;3em	4.3	25	228.76	4090.31	S.P.C	1314.76	0.8G-Edy
	4em ;5em	4.3	25	374.62	2481.5	S.P.C	688.46	0.8G-Edy
Voile pleine Y4	***SS1 ;SS2 RDC***	2.95	25	311.02	1212.9	S.P.T	782.04	0.8G-Edy
	.1eR;2em 3em ;4eme ;5eme	2.95	25	326.97	666.13	S.P.T	521.92	0.8G-Edy
Voile pleine Y5	***SS1 ;SS2 RDC ; 1eR***	2.95	25	58.34	1601.51	S.P.T	843.8	0.8G-Edy
	2em 3em ;4eme ;5eme	2.95	25	81.64	1054.23	S.P.T	577.67	0.8G-Edy
Voile pleine Y6	***SS1 ;SS2 RDC ; 1eR***	4.3	25	289.12	3332.65	S.P.T	1311.61	0.8G-Edy
	2em 3em ;4eme ;5eme	4.3	25	176.58	2558.69	S.P.C	806.46	0.8G-Edy

Tableau V-29 Tableau V 27 les sollicitations des voiles pleines incliné et pour l'ascenseur

Voile	*Niveau*	*L (m)*	*a (Cm)*	*N* (kN)	*M* ($kN.m$)	Etats De section	N_t (kN)	Combinaison
Voile pleine incliné 1	***SS1 ;SS2 ;RDC***	2.35	25	842.68	1874.71	S.P.T	1655.05	0.8G-Edy
	1eR.2em	2.35	25	506.35	1248.71	S.P.T	1070.33	0.8G-Edy
	3eme ;4eme;5em	2.35	25	244.59	1022.59	S.P.T	780.74	0.8G-Edy
Voile pleine incliné 2	***SS1 ;SS2 RDC***	6.93	25	569.65	7390.08	S.P.C	1327.44	0.8G-Edy
	.1eR;2em 3em ;4eme ;5eme	6.93	25	868.77	6637.29	S.P.C	1035.09	0.8G-Edy
Voile pleine incliné 3	***SS1 ;SS2 RDC***	3.00	25	784.79	2401.58	S.P.C	840.45	0.8G-Edy
	.1eR;2em 3em ;4eme ;5eme	3.00	25	311.57	857.01	S.P.C	286.88	0.8G-Edy
Voile pleine Yasc	***SS1 ;SS2 RDC .1eR;2em***	2.5	20	-570.77	1539	S.P.C	1230.84	0.8G-Edy
	3em ;4eme ;5eme	2.5	20	-70.18	1075.3	S.P.C	680.75	0.8G-Edy

Tableau V-30 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,t}\,min$ *(cm²)*	Lcr *(m)*	$A_{v\,cr}$ *(cm²)*	$A_{v\,genir}$ *(cm²)*	$A_{v\,general\,min}$ *(cm²)*	S *(cm)*	$A_{adoptée}$ *(cm²)*
Voile pleine Y1	***Tous les etage***	0.86	16.4	4.28	1.44	1.47	33.75	10.03	10	2x22HA10 =34.56
Voile pleine Y2	***SS1 ;SS2 RDC;1er***	3.05	45.5	15.26	0.7	1.74	92.85	32.26	10	2x68HA10 =106.82
	2em;3em 4em 5em	3.02	32.4	15.10	0.76	1.90	67.36	32.10	10	2x68HA8 =68.36
Voile pleine Y3	***SS1 ;SS2 RDC 1e***	2.23	51.3	11.17	0.00	0.00	98.83	21.50	10	2x43HA14 =132.38
	2em.3em	2.06	32.8	10.32	0.17	0.43	66.17	21.07	10	2x43HA12 =97.26
	4em;5em	1.92	12.1	9.85	2.33	0.9	25.01	20.6	10	2x43HA10 =67.54
Voile pleine Y4	***SS1 ;SS2 RDC***	1.66	19.5	8.30	0.00	0.00	34.72	14.75	10	2x29HA10 =45.55
	Tous les etages	1.83	13.1	9.15	0.00	0.00	21.02	14.75	10	2x29HA8 =29.15
Voile pleine Y5	***SS1 ;SS2 RDC***	1.5	21.1	7.51	0.00	0.00	41.45	14.75	10	2x29HA10 =45.55
	Touts les etages	1.53	14.4	7.66	0.00	0.00	27.82	14.75	10	2x29HA8 =29.15
Voile pleine Y6	***SS1 ;SS2 RDC 1eR***	2.28	32.8	11.42	0.00	0.00	61.74	21.50	10	2x43HA10 =67.54
	2em 5em	2.04	20.1	10.22	0.21	0.53	40.85	20.97	10	2x43HA8 =43.23

Tableau V-31 la section d'armature calculé verticale des voiles pleines incliné et pour l'ascenseur

Voile	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,t}\ min$ *(cm²)*	Lcr *(m)*	$A_{v\,cr}$ *(cm²)*	$A_{v\ genir}$ *(cm²)*	$A_{v\ general\ min}$ *(cm²)*	S *(cm)*	$A_{adoptée}$ *(cm²)*
Voile pleine Incliné 1	***SS1 ;SS2 RDC ;***	1.38	41.4	6.91	0.00	0.00	70.36	11.75	10	2x23HA14 =70.81
	1eR.2em	1.36	26.8	6.81	0.00	0.00	46.18	11.75	10	2x23HA12 =52.02
	3em 4em 5em	1.29	19.5	6.43	0.0	0.00	35.69	11.75	10	2x23HA10 =36.13
Voile pleine Incliné 2	***SS1 ;SS2 RDC***	3.16	33.2	15.78	0.62	1.54	67.91	33.11	10	2x69HA10 =108.38
	Touts les etages	2.94	25.9	14.71	1.05	2.62	54.37	32.03	10	2x69HA8 =69.36
Voile pleine Incliné 3	***SS1 ;SS2 RDC***	1.25	21.0	6.27	0.49	1.24	43.25	13.77	10	2x30HA10 =47.12
	Touts les etages	1.23	7.2	6.14	0.55	1.36	15.71	13.64	10	2x30HA8 =30.16
Voile pleine Y asc	***SS1 ;SS2 RDC . 1eR;2em***	1.44	30.7	5.77	0.00	0.00	53.3	10.00	10	2x25HA12 =56.55
	3em 4eme 5eme	1.28	17.0	5.14	0.00	0.00	33.14	10.00	10	2x25HA10 =39.27

V.5.1.2. Vérification des armatures à ELS *:* [2]

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

Tableau V-32 vérification des armatures à ELS (sens x)

sens	**voile**	**a [cm]**	**L [m]**	**N [kN]**	**M [kN.m]**	σb	σb	**Verification**
X	1	25	7.5	4914.53	316.27	2.756	15	cv
	2	25	2.9	1346.98	-319.16	2.769	15	cv
	3	25	7.5	2886.61	-361.91	1.694	15	cv
	4	25	2.5	1125.66	30.34	1.9	15	cv
	5	25	2.5	1150.66	133.53	1.32	15	cv
	6	25	5	1982.08	269.76	1.94	15	cv
	asc	20	2.5	958.25	248.2	2.65	15	cv

Tableau V-33 vérification des armatures à ELS (sens y)

sens	***voile***	***a [cm]***	***L [m]***	***N [kN]***	***M [kN.m]***	σb	σb	***Verification***
Y	*1*	*25*	*6.8*	*3235.6*	*985.89*	*2.415*	*15*	*cv*
	2	*25*	*2.3*	*1365.8*	*-367.83*	*4.044*	*15*	*cv*
	3	*25*	*4.3*	*1963.65*	*97*	*2.44*	*15*	*cv*
	4	*25*	*2.95*	*1279.68*	*114.28*	*2.56*	*15*	*cv*
	5	*25*	*2.95*	*1265.75*	*113.05*	*2.028*	*15*	*cv*
	6	*25*	*4.3*	*1646.1*	*147.54*	*2.15*	*15*	*cv*
	asc	*20*	*2.5*	*1958.23*	*687.5*	*3.25*	*15*	*cv*

Tableau V-34 vérification des armatures à ELS (incliné)

sens	**voile**	**a [cm]**	**L [m]**	**N [kN]**	**M [kN.m]**	σb	σb	**Verification**
Incliné	1	25	3	1615.91	-113.43	2.449	15	cv
	2	25	3.35	919.02	127.27	2.122	15	cv
	3	25	6.93	2778.25	-539.11	1.871	15	cv

V.5.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : [3]

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times T$$

Tableau V-35 vérification des contraintes de cisaillement à ELU

senx	**voile**	**a [cm]**	**L [m]**	τ **[kN]**	$\bar{\tau}$ **[kN.m]**	**Verification**
X	1	25	7.5	1037.56	0.86	cv
	2	25	2.9	468.39	1.00	cv
	3	25	7.5	3735.69	3.09	cv
	4	25	2.5	1127.94	2.80	cv
	5	25	2.5	1034.55	2.57	cv
	6	25	5	1906.23	2.37	cv
	ascenseur	20	2.5	997.05	3.10	cv
Incliné	1	25	3	801.58	1.66	cv
	2	25	3.35	984.11	1.82	cv
	3	25	6.93	1897.31	1.70	cv
Y	1	25	6.8	5242.29	4.79	cv
	2	25	2.3	979.97	2.65	cv
	3	25	4.3	1768.11	2.553	cv
	4	25	2.95	284.93	0.603	cv
	5	25	2.95	564.62	1.194	cv
	6	25	4.3	1038.27	1.50	cv
	ascenseur	20	2.5	1045.05	3.2	cv

V.5.1.4. Calcul des armatures horizontaux et transversales :

- Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le **: [2]** et **[3]**

$$\mathbf{A_h}=\text{Max}\{\frac{2}{3}\times \boldsymbol{A_{vch}};\ \mathbf{0.15.\%.}\boldsymbol{a.h_e}\}.$$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) 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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile selon **[3]**

Tableau V-36 La section d'armatures horizontal et transversale des trumeaux (Suivant X).

Voile	Niveau	**H** (cm)	$\mathbf{h_e}$ (cm)	$\mathbf{h_p}$ (m)	$\mathbf{A_h}$ (cm²)	**S** (cm)	$\mathbf{Ah_{adoptée}}$ (cm²)	$\mathbf{A_t}$ (cm²)	$\mathbf{At_{adoptée}}$ (cm²)
Trumeau X1	**SS1 :SS2**	374	304	70	75.90	10	2x30HA14 =92.36	22.80	91HA8 =45.74
	RDC 1er;2em	374	304	70	19.59	10	2x30HA12 =67.86	3.86	15HA8 =7.54
	3em;4em 5em	374	304	70	13.61	10	2x30HA12 =67.86	3.86	15HA8 =7.54
Trumeau X2	**SS1 :SS2**	374	304	70	75.90	10	2x30HA14 =92.36	22.80	91HA8 =45.74
	RDC	374	304	70	30.77	10	2x30HA12 =67.86	4.56	18HA8 =9.05
	Autres etages	374	304	70	22.61	20	2x30HA12 =67.86	4.56	18HA8 =9.05
Trumeau X3	**SS1 :SS2**	374	304	70	20.51	10	2x30HA12 =67.86	8.82	35HA8 =17.59
	RDC	374	304	70	16.41	10	2x30HA12 =67.86	2.58	10HA8 =7.85
	Autres etages	374	304	70	12.06	10	2x30HA12 =67.86	2.58	10HA8 =7.85

Tableau V-37 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleine (Suivant X).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (m)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)	A_t (cm²)	$At_{adoptée}$ (cm²)
Voile Pleine X4	**SS1 :SS2, RDC**	374	304	70	102.6	8	2x38HA14 =117.00	15.20	61HA8 =30.66
	1er ;2em;3em	374	304	70	75.36	10	2x30HA14 =92.36	15.20	61HA8 =30.66
	4em;5em	374	304	70	33.49	10	2x30HA10 =47.12	15.20	61HA8 =30.66
Voile Pleine X5 et X6	**SS1 :SS2, RDC ;1er 2em ;3em**	374	304	70	37.68	10	2x30HA10 =47.12	7.60	30HA8 =15.08
	4em ;5em	374	304	70	26.17	10	2x30HA8 =30.16	7.60	30HA8 =15.08
Voile Pleine Xasc	**SS1 :SS2 RDC ;1er**	374	304	70	60.13	10	2x30HA12 =67.86	7.60	30HA8 =15.08
	2em ;3em	374	304	70	45.24	10	2x30HA10 =47.12	7.60	30HA8 =15.08
	4em ;5em	374	304	70	31.41	10	2x30HA10 =47.12	7.60	30HA8 =15.08

Tableau V-38 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles (Suivant Y)

Voile	*Niveau*	H *(cm)*	h_e *(cm)*	h_p *(m)*	A_h *(cm²)*	S *(cm)*	$Ah_{adoptée}$ *(cm²)*	A_t *(cm²)*	$At_{adoptée}$ *(cm²)*
Voile pleine Y1	***SS1 :SS2 RDC ;1er 2em ;3em 4em***	374	304	70	23.04	20	2x15HA10 =23.56	6.99	28HA8 =14.07
	5em	374	304	70	14.75	20	2x15HA8 =15.08	6.99	28HA8 =14.07
Voile pleine Y2	***SS1 :SS2 RDC ;1er***	374	304	70	71.21	10	2x30HA14 =92.36	20.67	83HA8 =41.72
	2em ;3em 4em ;5em	374	304	70	45.57	10	2x30HA12 =67.86	20.67	83HA8 =41.72
Voile pleine Y3	***SS1 :SS2 RDC;1er***	374	304	70	88.25	10	2x30HA14 =92.36	13.07	52HA8 =26.14
	2em ;3em	374	304	70	45.03	10	2x30HA10 =47.12	13.07	52HA8 =26.14
	4em ;5em	374	304	70	28.81	10	2x30HA8 =30.16	13.07	52HA8 =26.14
Voile pleine Y4 et Y5	***SS1 :SS2 RDC ;1er***	374	304	70	30.1	10	2x30HA8 =30.16	8.97	36HA8 =18.1
	2em ;3em 4em ;5em	374	304	70	19.44	10	2x30HA8 =30.16	8.97	36HA8 =18.1
Voile pleine 6	***SS1 :SS2 RDC ;1er***	374	304	70	45.03	10	2x30HA10 =47.12	13.07	52HA8 =26.14
	2em ;3em 4em ;5em	374	304	70	28.82	10	2x30HA8 =30.16	13.07	52HA8 =26.14

Tableau V-39 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles (incliné)

Voile	*Niveau*	H *(cm)*	h_e *(cm)*	h_p *(m)*	A_h *(cm²)*	S *(cm)*	$Ah_{adoptée}$ *(cm²)*	A_t *(cm²)*	$At_{adoptée}$ *(cm²)*
Voile pleine incliné 1	***SS1 :SS2 RDC ;1er***	374	304	70	34.68	10	2x30HA10 =47.12	7.14	29HA8 =14.58
	2em ;3em 4em ;5em	374	304	70	24.09	10	2x30HA8 =30.16	7.14	29HA8 =14.58
Voile pleine incliné 2	***SS1 :SS2 RDC***	374	304	70	72.25	10	2x30HA14 =92.36	21.07	84HA8 =42.22
	Autres etages	374	304	70	46.24	10	2x30HA10 =47.12	21.07	84HA8 =42.22
Voile pleine incliné 3	***SS1 :SS2 RDC***	374	304	70	30.08	10	2x30HA8 =30.16	9.12	36HA8 =18.10
	Autres etages	374	304	70	20.11	10	2x30HA8 =30.16	9.12	36HA8 =18.10
Voile pleine Yasc	***SS1 :SS2 RDC ;1er 2em***	374	304	70	37.70	10	2x30HA10 =47.12	7.60	30HA8 =15.08
	3em 4em ;5em	374	304	70	26.18	10	2x30HA8 =30.16	7.60	30HA8 =15.08

V.5.2. Les linteaux

V.5.2.1. Méthode de calcul : Dans le calcul des linteaux, on a deux cas **: [3]**

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

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

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

a) Aciers longitudinaux : [3]

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

b) Aciers transversaux :

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

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

- **Linteau long : [3]**

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$$Z = h - 2d' \qquad \bar{V} = 1.4 V_u$$

- **Linteau court : [3]**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)} \qquad V = \min(V_1 ; V_2)$$

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

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 :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

Aciers diagonales : [3]

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

$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$

$\alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$

-Ferraillage minimal : [3]

a) Armatures longitudinales :

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

b) 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

c) Armatures de peau :

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

Linteau 1 : (X1)

Tableau V-40 les sollicitations de linteau (X1).

Niveau	a [cm]	H [m]	L [m]	T	M	τ	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
5éme	25	2.14	1.5	197.39	12.77	1.08	***Flexion simple***
4éme-5	25	2.14	1.5	573.63	16.18	1.67	***Traction/compression***
3éme-4	25	2.14	1.5	677.16	10.87	1.97	***Traction/compression***
2éme-3	25	2.14	1.5	962.53	9.89	2.8	***Traction/compression***
1er-2	25	2.14	1.5	1215.03	8.09	3.53	***Traction/compression***
R-1er	25	2.14	1.5	1699.31	8.39	4.94	***Traction/compression***

Tableau V-41 les sections des armatures de linteau (X1).

Niveau	A calculé					A choisie			
	Ad	Al	At	Ap	St	Ad	Al	At	Ap
5éme	/	0.41	1.58	/	10	/	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	/
4éme-5	8.76	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
3éme-4	10.34	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
2éme-3	14.69	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
1er-2	18.55	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
R-1er	23.96	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62

Linteau 2 et 3 : (X2/X3)

Tableau V-42 les sollicitations des linteaux (X2/X3)

Niveau	a [cm]	H [m]	L [m]	T	M	τ	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
5éme	25	2.14	1.2	133.35	12.6	0.73	***Flexion simple***
4éme-5	25	2.14	1.2	388.22	16.84	1.13	***Flexion simple***
3éme-4	25	2.14	1.2	487.96	15.78	1.42	***Flexion simple***
2éme-3	25	2.14	1.2	602.87	15.87	1.75	***Traction/compression***
1er-2	25	2.14	1.2	769.8	14.64	2.24	***Traction/compression***
R-1er	25	2.14	1.2	1129.49	15.45	3.28	***Traction/compression***

Tableau V-43 les sections des armatures des linteaux (X2/X3).

Niveau	A calculé					A choisie			
	Ad	Al	At	Ap	St	Ad	Al	At	Ap
5éme	/	0.4	1.58	/	10	/	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	/
4éme-5	/	0.28	1.58	/	10	/	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	/
3éme-4	/	0.26	1.58	/	10	/	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	/
2éme-3	8.64	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA14 =12.32	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
1er-2	11.03	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA14 =12.32	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62
R-1er	16.19	8.03	0.94	10.7	10	2x4HA 16 =24.12	2x4HA 12 =9.05	2x2HA 10 =1.57	2x10HA12 =22.62

Chapitre :

VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations:

✓ Fondation superficielle :

- ➢ Semelle isolée.
- ➢ Semelle filante.
- ➢ Radier général.

✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol :

VI.1. Reconnaissances du sol :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 2.1 bars
- ✓ Le tassement admissible est 1.8 cm
- ✓ L'agressivité du sol contre le béton est nulle
- ✓ L'angle de frottement est environ 26°
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2)

L'analyse chimique nous donne :

-le pourcentage au sulfate indique que l'agressivité du sol est nulle ;

-le PH est proche de la neutralité.

VI.2. CHOIX DE LA FONDATION :

VI.2.1. Semelle isolé

Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS).

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI:1 Dimensionnement des semelles filantes

Semelle	N_{ser} *(KN)*	σ_{sol} *(MPa)*	*A (m)*	*B (m)*	A_{adop} *(m)*	B_{adop} *(m)*	*H (Cm)*	H_{adop} *(Cm)*
S-i-1	*2681.04*	*0.21*	*3.66*	*3.66*	*4.00*	*4.00*	*86*	***90***
S-i-2	*1780.14*	*0.21*	*2.98*	*2.98*	*3.2*	*3.2*	*69*	*70*
S-i-3	*1094.71*	*0.21*	*2.23*	*2.23*	*2.4*	*2.4*	*49*	*50*

VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Tableau VI:2 Vérification du chevauchement

Direction	*A (m)*	*A' (m)*	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	*L (m)*	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Suivant X	4.0	.3.3	5.47	2.3	***Non Vérifiée***
Suivant Y	4.0	4.0	6	7.5	***Vérifiée***

Remarque : On doit passer aux semelles filantes parce qu'on a eu un chevauchement entre les semelles isolées. Dans la direction x

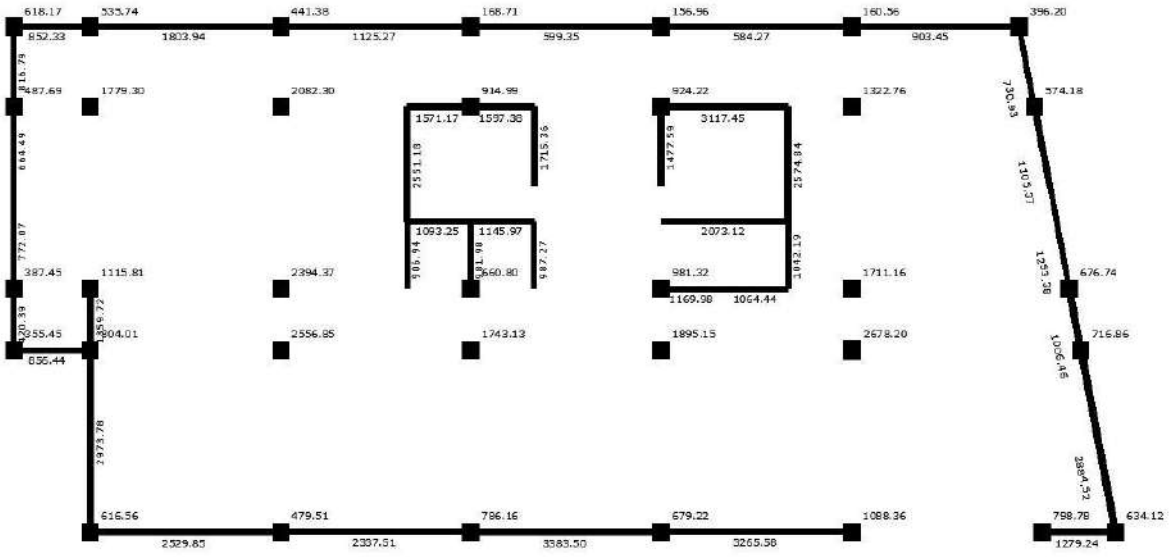


Figure VI.1 Schéma des semelles isolées

VI.2.2. Semelle Filante :

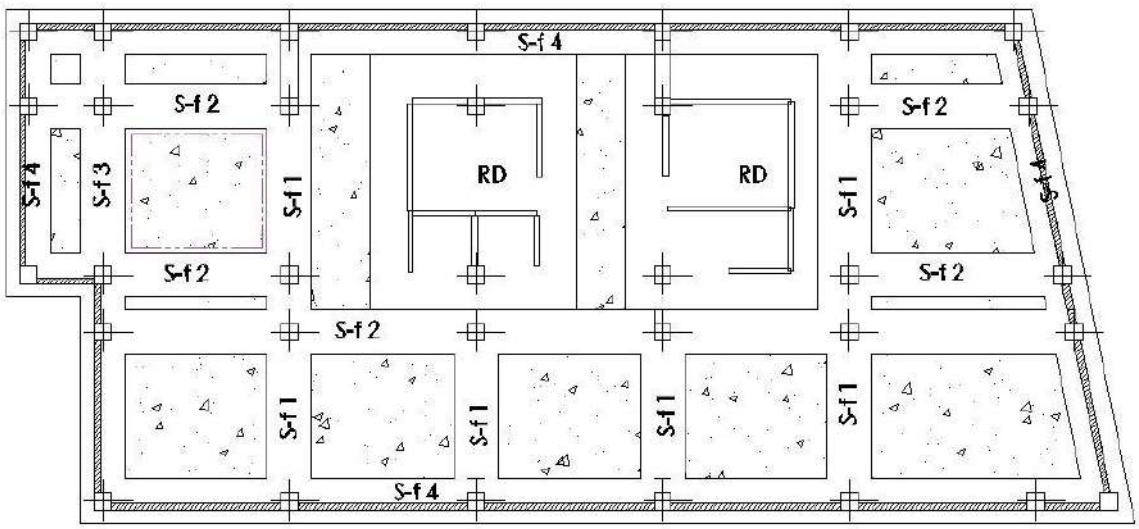


Figure VI.2 Disposition des semelles filante.

VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)

Tableau VI:3 Dimensionnement des semelles filantes

Elément	semelle	L	σ_{sol}	$B_{calculé}$	$B_{adopté}$	h calculé	h adpté
S.F.sous Poteaux	***S-f1***	21.3	2.1	1.2	1.5	30.25	50
	S-f1	21.3	2.1	0.96	1.5	25.3	50
	S-f1	21.3	2.1	0.73	1.5	23.3	50
	S-f2	42.8	2.1	1.26	1.5	30.6	50
	S-f2	44.1	2.1	1.43	1.5	35.3	50
	S-f2	44.1	2.1	1.42	1.5	37.3	50
S.F.sous Poteaux + voile	***S-f3***	11.00 10.35	2.1	0.62	1.5	22.6	50
S.F.sous voile	***S-f4***	14.8	2.1	1.42	1.5	31.75	50
	S-f4	42.8	2.1	1.76	1.5	32.5	50
	S-f4	42.0	2.1	1.71	1.5	24.3	50
Incliné	***S-f5***	22.3	2.1	2.15	1.5	25.9	50

Tableau VI:4 Vérification des contraintes.

Nt [KN]	**σ [Mpa]**	**σsol [Mpa]**	**σ ≤ σsol**
5689.2	0.18	0.21	Vérifiée

VI.2.2.2. Vérification du chevauchement

Tableau VI:5 Vérification du chevauchement

Direction	*B (m)*	*B′ (m)*	$\frac{(B+B')}{2}$	*L (m)*	$L > \frac{(B+B')}{2}$
S.F.sous poteaux	1.5	1.5	1.5	7.5	***vérifiée***
S.F.sous voile	1.5	1.5	1.5	7.5	***vérifiée***

Remarque :

- ✓ D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles, on

Adopté des semelles filantes d'une largeur de B=1.5 m et une hauteur H=50cm.

- ✓ Tous les semelles ayons les même dimension et le même ferraillage de la poutre de libage

Dimensionnement de la poutre de libage

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \;\; ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} \;\; ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Tableau VI:6 Dimensionnement poutre de la poutre de libage

Elément	*B(m)*	L_{max}*(m)*	*hp calculé (cm)*	*hp adopté (cm)*
PL 1	*0.7*	*6.80*	*0.96*	*110*
PL 2		*7.5*	*1.09*	

VI.2.2.3. Ferraillage

On a deux cas des semelles filantes :

- ✓ Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- ✓ Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.2.2.4. Ferraillage de la Poutre de libage

Tableau VI:7 Dimensionnement de la poutre de libage

elément	L_{max} (cm)	*K (Mpa)*	*E (Mpa)*	*B (mm)*	H_{pl} *(cm)*	$H_{pl\ choise}$ *(cm)*
PL 1	*680*	*0.04*	*32164.20*	*0.7*	*96*	*110*
PL 2	*750*	*0.04*	*32164.20*	*0.7*	*109*	

VI.2.2.4.1. Armatures longitudinales :

Tableau VI:8 'armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU

Sollicitation					Section d'armature			
PL	b (cm)	h (cm)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Travée		Appui	
					A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
PL 1	70	110	944.79	-983	26.5	0.00	0.00	27.7
PL 2	70	110	506.44	766.15	13.9	0.00	0.00	21.3

VI.2.2.4.2. Les armatures choisies :

Tableau VI:9 Les armatures choisies.

A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A'_{S1} (cm^2)	A'_{S2} (cm^2)
7HA16+7HA16=28.15	7 HA16 = 14.07	7 HA16 = 14.07	7HA16+7HA16=28.15

VI.2.2.4.3. Armatures de peau :

On adopte **8HA12=9.05cm^2.**

VI.2.2.4.4. Vérification de cisaillement :

Tableau VI:10 Vérification de cisaillement

Elément	section	sollicitation				vérification	Espacement et armature	
		A_t choise	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$		Z_n	Z_c
PL 1	(110*70)	3.02	976.623	1.304	2.5	Vérifiée	10	15
PL 2	(110*70	3.02	765.3	1.02	2.5	Vérifiée	10	15

VI.2.2.4.5. Vérification des contraintes à L'ELS.

Tableau VI:11: Vérification des contraintes

Poutre de libage	Sollicitation a l'ELS								Contrainte admissibles		$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (Mpa)
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Travée			Appui					
			σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_s$	
(110*70)	612.13	688.91	5.9	201.6	78.7	7.4	201.6	90.3	15	201.6	Vérifiée
(110*70)	514.3	625.6	4.4	185.3	59.4	6.1	201.6	76.8	15	201.6	Vérifiée

VI.2.2.5. Semelle filante :

VI.2.2.5.1. Vérification de l'excentricité

Tableau VI:12 Vérification de l'excentricité

semelles	e_0 (m)	$\frac{B}{6}$ (m)	$e_0 \leq \frac{B}{18}$	méthode
S-f1	0.21	0.25	NON	Moments
S-f2	0.19	0.25	NON	Moments
S-f3	0.24	0.25	NON	Moments
S-f4	0.22	0.25	NON	Moments
S-f5	0.24	0.25	NON	Moments

VI.2.2.5.2. Ferraillage Armatures principales :

Tableau VI:13Ferraillage des armatures principales

	semelles	N_U (KN)	A_b (cm^2)	$A_{b\ choise}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.sous Poteaux	*S-f1*	3671.34	22.82	22HA12=24.88	20
	S-f2	3671.34	23.5	40HA12= 45.24	20
	S-f3	2434.61	15.7	44HA12= 49.76	10
S.F.sous voile		4056.57	36.92	67HA12=75.78	
	S-f4	4638.94	75.54	74HA12=83.69	10
Incliné	*S-f5*	3912.49	58.4	67HA12=75.78	10

VI.2.2.5.3. Armature de repartions :

Tableau VI:14; Ferraillage des armatures de reptations

	semelles	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choise}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.sous Poteaux	*S-f1*	2.05	6HA12=6.79	15
	S-f2	2.06	6HA12=6.79	15
	S-f3	4.10	6HA12=6.79	15
S.F.sous voile		4.17	10HA12=11.31	
	S-f4	3.77	10HA12=11.31	15
Incliné	***S-f5***	3.22	10HA12=11.31	15

VI.2.3. Radier partiel :

Le radier partiel fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Les étapes de calcul le radier :

1- Pré dimensionnement du radier.
2- Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS
3- Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC
4- Calcul des nervures.
   4-1 Pré dimensionnement.
   4-2 vérification de cisaillement à l'ELU
   4-3 Ferraillage des nervures.
   5-ferraillage de radier à l'ELU ou ACC

VI.2.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS :

$h_r \geq \frac{l_{i\,max}}{20} = \frac{680}{20} = 34\ cm$ On adopte : $h_r = 35\ cm.$

Sb=Lx* Ly =6.8*5.2=35.36m^2

$$S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{14124.94 * 10^3}{0.2 * 10^6} = 70.62\ m^2$$

VI.2.3.2. Verification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser+P_{remblai}}}{S_{ch}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

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

$P_{radier} = S_{ch} * h_r * \rho_{béton}$

On faire les vérifications dans le tableau suivant :

Tableau VI:15 vérification de contrainte à l'ELS

N_{SER} (KN)	P_{radier} (kN)	Debord d (cm)	S_{ch} (m^2)	σ (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	vérifications
14534.4	409	70	46.80	3.18	2.1	Non vérifier
14663.9	539	100	61.60	2.38	2.1	Non vérifier
14823.19	698.25	150	79.80	1.8	2.1	vérifier

VI.2.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU : [2]

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*35)] * 2 = 400cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1243.46\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 4000 * 350 * \frac{25}{1.5} = 1050\ KN$$

$N_u = 1243.46\ kN \geq N_{limite} = 1050\ kN$ Condition non vérifiée

On doit prévoir des nervures dans un seul direction pour :

- Eviter le risque de poinçonnement.
- Rigidifier le radier dans les deux directions .
- Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier.
- Assurer un tassement uniforme de radier.
- C'est une solution économique

VI.2.3.4. Calcul des nervures :

VI.2.3.4.1. Pré dimensionnement :

$$h_n \geq \frac{l_{i\,max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{430}{10} = 43\ cm$$

On adopte : $h_n = 50\ cm$.

VI.2.3.4.2. Vérification de poinçonnement à l'ELU : [2]

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*50)] * 2 = 460cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1243.46\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 4600 * 500 * \frac{25}{1.5} = 1725\ KN$$

$N_u = 1243.46\ kN \leq N_{limite} = 1725\ kN$ Condition vérifiée

✓ **Evaluation des charges :**

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35 P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{19273.66 + 1.35(698.25)}{79.80} = 253.34 kN/m^2$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{14124.94 + 698.25}{79.80} = 185.75\ kN/m^2$$

✓ Evaluation des charges :

$$\tau_{max} = \frac{|T_{max}|}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{98.29 * 10^3}{450 * 470} = 0.46MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 2.5\ MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.5. Ferraillage des nervures :

VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage des nervurer se fait comme une poutre renversée (flexion simple)

Avec : A_{min} =0.5% b*h **[3]**

Tableau VI:16; La section d'armatures longitudinales des nervures

Elément	(bxh)	*Armatures en travées*				*Armatures aux appui*		
		M_t $(kN.m)$	A_{St} (cm^2)	A_{min}	$A_{St\ ch}$ (cm^2)	M_a $(kN.m)$	A_{Sa} (cm^2)	$A_{Sa\ ch}$ (cm^2)
Nervures	45x50	45.74	2.8	11.25	4HA14 = 6.16	-80.82	5.1	4HA14 = 6.16

VI.2.3.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI:17; Vérification des contraintes à l'ELS.

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérific*
	$M_{t\ ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\ ser}$ $(kN.m)$	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)	
Nervures	27.86	-49.75	1.3	17.2	17.2	3.7	169.1	41.1	15	201.63	CV

VI.2.3.5.3. Armatures transversales :

Tableau VI:18 La section d'armatures transversales des nervures

Elément	$Tu(MPa)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
nervure			$S(ZN)$ **(cm)**	$S'(ZC)$ **(cm)**	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	98.29	0.46	10	15	4HA8=2.01

VI.2.3.6. Ferraillage de radier :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre côtés, chaque panneaux travaille en flexion simple + effort tranchant (utilise logiciel ETAPS), le calcul se fait pour une bande de 1m (b=100cm ; h =h_{radier}).

VI.2.3.6.1. Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{1151.47 * 10^3}{(1000 * 320)} = 3.59\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition non vérifée.

Remarque : il faut augmenter la hauteur de radier à 50 cm.

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{8.00}{10.0} = 0.8$$

VI.2.3.6.2. Ferraillage du radier à l'ELU :

Tant que le rapport$0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$F_u = 258.40\ kN/m^2 \quad , \quad F_{ser} = 189.5\ kN/m^2$$

Tableau VI:19La section d'armatures de radie

Direction	*Dimension*		*Armatures en travées*				*Armatures aux appuis*			
	b (cm)	**e** (cm)	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	100	50	51.48	5.2	10HA12 =11.31	10	-226.28	14.4	10HA12+10chapHA10 =19.16	10
Suivant Y	100	50	80.43	5.2	10HA12 =11.31	10	-335.67	21.8	10HA12+10chapHA12 =22.62	10

VI.2.3.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau VI:20: Vérification des contraintes à l'ELS

Direction	*Contraintes en travées*					*Contraintes aux appuis*					
	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Suivant X	37.65	11.31	0.4	5.4	5.4	-190.37	19.16	2.7	110.8	35.5	Vérifiée
Suivant Y	60.21	11.31	0.6	8.6	8.6	-282.23	22.62	3.8	140.4	50.3	Vérifiée

VI.2.3.6.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{511.88 * 10^3}{(1000 * 470)} = 1.09\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

VI.3. CALCUL DU MUR DE SOUTENEMENT PERIPHERIQUE :

Le mur de soutènement périphérique est assimilé à une dalle sur deux appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est *:* $\boldsymbol{e \geq 15\ cm}$,

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de ***25 cm.***

VI.3.1. Calcul de la poussée des terres :

Tableau VI:21 ; Calcul de la poussée des terres

K_γ	$\gamma_{remblai}$	$P_{répartie}$	φ	h
0.39	17.4	118.65	16	7.48

$h = 3.74 \quad \Rightarrow \quad P_1 = \frac{1}{2}(17.4 * 0.39 * 3.74^2) = 47.46kN$

$h = 7.48 \quad \Rightarrow \quad P_2 = \frac{1}{2}(17.4 * 0.39 * 7.48^2) = 189.84kN$

$$P_{répartie} = \frac{P_2 - P_1}{2} + P_1 = \frac{189.84 - 47.46}{2} + 47.46 = 118.65kN/ml$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par **la méthode line de rupture pour** une bande de 1m.

Tableau VI:22: Sollicitation des voiles périphériques

P_u	P_{serv}	α	M_x	M_y
160.17	118.65	0.5	227.20	40.89

VI.3.2. Ferraillage de mur soutènement périphérique :

$$M_{t\,x} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{t\,y} = 0.85 * M_y$$

$$M_{a\,x} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{a\,y} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI:23: . La section d'armatures du voile périphérique

	Suivant X				*Suivant Y*			
	M $(kN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)	M $(kN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
Armatures en travées	193.12	20.04	***10HA16=20.11***	10	34.75	4.6	***7HA12=7.92***	15
Armatures aux appuis	113.6	12.9	***10HA16=20.11***	10	20.44	2.7	***7HA12=7.92***	15

VI.3.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

✓ **Suivant X :**

Tableau VI:24: Vérification des contraintes à l'ELS. X

	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)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
133.99	20.11	13.5	201.6	***Vérifiée***	45.14	11.31	7.9	198.6	***Vérifiée***

✓ **Suivant Y :**

Tableau VI:25: Vérification des contraintes à l'ELS. Y

	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)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
24.11	7.92	3.4	148.9	***Vérifiée***	14.18	7.92	1.2	13.8	***Vérifiée***

VI.3.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_x = \frac{qL_xL_y}{2L_y+L_x} \qquad T_y = \frac{qL_xL_y}{3L_y}$$

$$\tau_{max} = \frac{147.91 * 10^3}{(1000 * 220)} = \ 0.67\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$

Chapitre :

VII

Métrie

CHAPITRE VII : AVANT METRE

VII.1. METRE :

L'avant métré est établi avant tout commencement d'exécution pour déterminer le prix de l'ouvrage projeté. Il a pour de faire connaitre les quantités applicables à chaque opération élémentaire ces quantités ne s'expliquent pas de la même façon pour tous les éléments de construction.

Tableau VII-1 Devis quantitatif et estimatif de projet

	Section	Volume (m^3)	Prix Unitaire/ DA	Prix Total / DA
Superstructure	PP1 (35x70)	504.165	30000.00	15124950.00
	PP2 (35x80)	279.51	30000.00	8385300.00
	Poteau (70x70)	1.833	30000.00	54990.00
	Poteau (65x65)	58.46	30000.00	1753800.00
	Poteau (60x60)	51.16	30000.00	1534800.00
	Poteau (55x55)	95.033	30000.00	2850990.00
	Poteau (50x50)	76.67	30000.00	2300100.00
	Poteau (45x45)	62.10	30000.00	1863000.00
	Dalle pleine(22)	157.454	28000.00	4408712.00
	Dalle pleine 15	59.529	28000.00	1666812.00
	Plancher 20	173.128	24000.00	4155072.00
	Voile pr(20)	105.359	34000.00	3582206.00
	Voile ascenseur	158.400	34000.00	5385600.00
	Voile 25	459.479	34000.00	15622286.00
	Escalier	48.983	28000.00	1371524.00
Infrastructure	Radier	80.00	30000.00	2400000.00
	Poutre libage(45x110)	166.50	30000.00	4995000.00
	Semelle filante	185.39	30000.00	5561700.00
Somme totale				83016842.00

Conclusion Générale

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 se 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 architecturale et les exigences sécuritaires.

*Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir:**la sécurité, l'économie, l'exploitationet l'esthétique.***

Conclusion Générale

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 se 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 architecturale et les exigences sécuritaires.

*Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir:**la sécurité, l'économie, l'exploitationet l'esthétique.***