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

Étude d'un bâtiment à usage multiple

(Sous-sols+RDC+7 étages)

Présenté par

GUESMIA MOUADH

BENBAKHMA NOUREDDINE

BENAZIZA RABAH

Proposé et Dirigé par

Mr. TOUZOUT MOHAMED AMINE

Promotion juillet 2020


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

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

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

Nous remercions en particulier notre Promoteur
Mr. TOUZOUT MED AMINE

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

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

Un grand merci pour l'ingénieur

Mr OULDTERKI BENAISSA
Pour son aide.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour L'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicace

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mon frère Abderrahmane,

Á mes chères sœurs Sarah , Selma "hayam et rawan"

et toute la famille Guesmia

Á mes chers amis lotfi, mohamed , chahrazed ,kaouter

et ahlem et à tous mes amis.

Á mon Trinôme Rabah, Noureddine et toute la promotion 2020

MOUADH

Dédicace

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes frères AYOUBE et AMINE

Á mes chères sœur fariel et ahlem et toute la famille ben bakhma

Á mes chers amis abdesslem ,aziz , hocine et benaissa et à tous mes amis.

Á mon Trinôme mouadh ,rabah et toute la promotion 2020

NOUREEDDINE

Dédicace

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mon frère nounou

Á mes chères sœurs chahinaze. et mahdia et toute la famille ben aziza

Á mes chers amis mnouer, ishak, et à tous mes amis.

Á mon Trinôme noureddine ,mouadh
et toute la promotion 2020

RABAH

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier un bâtiment en béton armé composé de
(Sous-sol + rez-de-chaussée + 7 étages)
Il est situé dans la wilaya d'Alger, considérée comme ayant une forte activité sismique,
Et nous garantissons la résistance du bâtiment à toutes les charges horizontales et verticales au moyen d'un système de poutres et colonnes + murs en béton armé
Mesure dimensionnelle, armement et armement de divers éléments de base conçus selon les normes et lois en vigueur en Algérie
(RPA2003.CBA93)
L'étude cinématique a été réalisée par le programme d'analyse de structure
(SAP2000 version 20)

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من (طابق تحت الارض+ طابق ارضي+7طوابق)
تقع في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي ونضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الافقية و العمودية بواسطة نظام العارضات و الاعمدة+ جدران من الاسمنت المسلح
قياس الابعاد وتسليح و تسليح مختلف العناصر الاساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(RPA2003.CBA93)
الدراسة الحركية انجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل
(SAP2000 version 20)

Abstract

The aim of this work is to study a reinforced concrete building composed of
(basement + ground floor + 7 floors)
It is located in the wilaya of Algiers, considered to have a strong seismic activity,
and we guarantee the resistance of the building to all horizontal and vertical loads by means of a system of beams and columns + reinforced concrete walls.
Dimensional measurement, armament and armament of various basic elements designed according to the standards and laws in force in Algeria
(RPA2003.CBA93)
The kinematic study was carried out by the structural analysis program
(SAP2000 version 20)

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Presentation de l'ouvrage 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.3.2. Classification des ouvrage selon leur importance: 1
I.3.3. Classification des sols : 2
I.3.4. Classification des systèmes de contreventement : 2
I.4. Conception structurelle : 2
I.4.1. Les Planchers : 2
I.4.2. Les balcons : 2
I.4.3. Les escaliers : 3
I.4.4. Maçonnerie : 3
I.4.5. Revêtement : 3
I.4.6. L'acrotère : 3
I.4.7. Le Plafond : 3
I.5. Caractéristique physique et mecanique: 4
I.5.1. Béton : 4
I.5.2. Acier : 4

CHAPITRE II : Predimensioment

II.1. Introduction : 5
II.2. Pre dimensionnement des planchers : 5
II.2.1. Plancher à corps creux. : 5
II.2.2. Plancher à dalle pleine : 6
II.2.3. Evaluation des charges : 7
II.2.3.1. Plancher a corps creux terrasse inaccessible : 7
II.2.3.2. Plancher en dalle pleine terrasse inaccessible : 7
II.2.3.3. Plancher a corps creux etage courant : 8
II.2.3.4. Plancher en dalle pleine etage courant : 8
II.2.4. Maçonnerie: 9
II.2.4.1. Murs extérieur (Double cloison) : 9
II.2.4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) : 9
II.2.5. Charges d'exploitation : 9
II.2.6. Pré dimensionnement des poutres : 10
II.2.7. : Pré dimensionnement des longrines 11
II.2.8. Pré dimensionnement des poteaux : 11
II.2.8. Pré dimensionnement des poteaux : 11
II.2.9. D'écent des charges : 13
II.2.9.1. Le poteau plus sollicité : 14
II.2.9.2. Surcharge d'exploitation : 16

II.2.9.3. Détermination de l'effort normal ultime : 16
II.2.10. verifications des conditions de RPA : 17
II.2.11. verifications des zones nodales : 18
II.2.12. Les voiles : 19

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. L'Acrotère : 20
III.1.1. Principe de calcul : 20
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : 20
III.1.3. Détermination des efforts: 20
III.1.4. Calcul de ferraillage à l'ELU : 21
III.1.5. vérification des contraintes à l'ELS : 21
III.2. Plancher a corps creux : 22
III.2.1. Dalle de compression : 22
III.2.2. Les poutrelles : 24
III.2.2.1. Avant coulage : 24
III.2.2.2. Apres coulage : 26
III.2.2.2.1 Vérification des contraintes cisaillements EH : 27
III.2.2.2.2 Vérification de la flèche EH: 27
III..2.2.2.3. Vérification des contraintes cisaillements EC : 28
III.2.2.2.4 Vérification de la flèche EC: 28
III..2.2.2.5. Vérification des contraintes cisaillements EC : 29
III.2.2.2.7 Vérification de la flèche EC: 31
III.3. .Dalle pleine: 32
III.3.1 .Difinition 32
III.3.2. Méthode de calcul: 32
III.3.3. Principe de calcule : 32
III.3.4.Hypothese du calcule: 33
III.3.5. Evaluation des sollicitations: 33
III.3.6.Principe du travail virtuel : 34
III.3.7. Calcul des moments : 35
III.3.8. calcul de ferraillage : 35
III.3.9 . Vérification de l'espacement: 35
III.3.11. Vérification prèliminaire de la flèche 36
III.3.13 Ferraillage de la dalle plein 36
III.4 Les escaliers : 37
III.4.1. Dimensionnement : 37
III.4.2 Evaluation des charges et surcharges. 38
III.4.2 .1 Charge parmanent : 38
III.4.2.2. Charge d'exploitaion 38
III.4.2.3 Determinations des sollicitations: 38
III.4.2.4. Determinations des efforts : 40
III.5. Ferraillage : 41
III.5.1. Armateur longitudinales: 41
III.5.2. Armateur de repartition 41

III.5.3. Vérification à l'E.L.S :.....41
III.5.4. Vérification de l'effort tranchant :.....42
III.5.5. Vérification de la flèche :.....42
III.6.Dimensionnement :.....42
III.6.1 Evaluation des charges et surcharges.....43
III.6.1 .1 Charge parmanent :.....43
III.6.1.2. Charge d'exploitaion.....44
III.6.1.3 Determinations des sollicitations:.....44
III.6.1.4. Determinations des efforts :.....43
III.7. Ferraillage :.....43
III.7.1. Armateur longitudinales:.....43
III.7.2. Armateur de repartition.....45
III.7.3. Vérification à l'E.L.S :.....46
III.7.4. Vérification de l'effort tranchant :.....46
III.7.5. Vérification de la flèche :.....47

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....47
IV.2. Carasteristiques géometriques de la structure.....48
IV.2.1. centre de masse :.....48
IV.2.2. centre de torsion:.....48
IV.2.3.excentricité :.....51
IV.3. Choix de la methode de calcul.....52
IV.3.1. Introduction :.....52
IV.3.2. Methode dynamique modale spectrale :.....52
IV.3.2.1. Principe de la methode :.....52
IV.3.2.2. Modélisation :.....52
IV.3.2.3. le spectre de réponse de calcul :.....52
IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :.....54
IV.3.2.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment :.....54
IV.3.2.6. participation massique :.....55
IV.3.3. Analyse statique et dynamique :.....56
IV.3.3.1. Vérification de stabilité de la structure :.....56
IV.3.3.2 Vérification des déplacements inter etage :.....57
IV.3.3.3. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....58
IV.3.3.4 Vérification de cisaillement des élements :.....60
IV.3.3.5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :.....62

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. Introduction.....64
V.2. Ferraillage des poutres :.....64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :.....64
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....65
V.2.3 Vérification de la flèche :.....65
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ACC ou l'ELU :.....66

V.2.5. Ferraillage transeversal des poutres: 66
V.3. Ferraillage des poteaux: 72
V.3.1.Les armatures longitudinailes: 72
V.3.1.1. Recommendation selon les règlementes : 72
V.3.1.2. Sollicitations extreme pour le ferraillage : 73
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 74
V.3.2. Armatures transversales : 74
V.4. Ferraillage des voiles: 77
V.4.1. Ferraillage des trumeaux: 77
V.4.1.1. Calcul les armatures verticales : 78
V.4.1.2. Vérification des contraintes*à l'ELS :* 81
V.4.2. Ferraillege des linteaux : 81
V.4.2.1. Ferraillege des linteaux en flexion simple: 81
V.4.2.2. Ferraillege des linteaux en traction/ compresion: 82

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

VI.1. Introduction : 85
VI.2. Types de fondation : 85
VI.3. Carateristique du sol : 85
VI.4. Choix du type de fondation....86
VI.4.1.Semelle isolée sous poteau : 87
VI.4.2. Semelle filante sous plusieurs poteaux 88
VI.4.2.1. Les hypothèses de calcul : 88
VI.4.2.2. Ferraillage de la semelle filante 89
VI.4.2.2.1. Vérification de poinçonnement : 90
VI.4.2.3. Pré dimonesionnement de poutre de libage 90
VI.4.2.3.1. Détermination des moments de la poutre de libage: 91
VI.4.3.Calcul le ferraillage de longrine 92
VI.4.3.1.Calcul de ferraillage à l'ACC ou l'ELU .: 93
VI.4.3.2.Vérification des contraintes normal à l'etat limite de servise 93
VI.4.3.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisailement 94
VI.4.4.Calcul de voile périphérique 94
VI.4.4.1.Calcul de la poussée de terres 95
VI.4.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS 96
VI.4.4.3.Vérification au cisaillement à l'ELU 96

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITER I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 *hypothèses de calcul béton* 3
Tableau I.2 *hypothèses de calcul acier* 4

CHAPITER II
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1 *Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux* 7
Tableau II.2 *Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine* 7
Tableau II.3 *Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant* 8
Tableau II.4 *Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant* 8
Tableau II.5 *Charges du mur double cloison* 9
Tableau II.6 *Charges du mur simple cloison* 9
Tableau II.7 *Surcharges d'exploitation* 9
Tableau II.8 *pré dimensionnement des poutres* 10
Tableau II.9 *calcul de l'effort N* 13
Tableau II.10 *Détermination des charges permanentes* 15
Tableau II.11 *Détermination des charges d'exploitation* 17
Tableau II.12 *Détermination de l'effort normal ultime* 17
Tableau II.13 *Vérification des sections selon le RPA2003* 18
Tableau II.14 *Vérification aux zones nodales* 18
Tableau II.14 *épaisseur des voiles* 19

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère* 20
Tableau III.2 *Les efforts exercés sur l'acrotère* 21
Tableau III.3 *La section d'armatures* 21
Tableau III.4 *Vérification des contraintes* 21

Tableau III.5 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage* 25
Tableau III.6 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage* 25
Tableau III.7 *Sollicitation a l'ELU de la poutrelle* 26
Tableau III.8 *Sollicitation a l'ELS de la poutrelle* 26
Tableau III.9 *La section d'armature calculées et choisies* 27
Tableau III.10 *Vérification des contraint a l'ELS* 27
Tableau III.11 *Vérification des contraintes de cisaillement* 27
Tableau III.12 *Vérification de la flèche de la poutrelle* 27
Tableau III.13 *Sollicitation Les Moments de la poutrelle* 28
Tableau III.14 *La section d'armature calculées et choisies* 28
Tableau III.15 *Vérification des contraint a l'ELS* 28
Tableau III.16 *Vérification des contraintes de cisaillement* 29
Tableau III.17 *Vérification de la flèche de la poutrelle* 29
Tableau III.18 *Sollicitation Les Moments de la poutrelle* 29
Tableau III.19 *La section d'armature calculées et choisies* 29
Tableau III.20 *Vérification des contraint a l'ELS* 30
Tableau III.21 *Vérification des contraintes de cisaillement* 30
Tableau III.22 *Vérification de la flèche de la poutrelle* 31
Tableau III.23 *ferraillages des poutrelles.* 31
Tableau III.24 *Evaluations des sollicitations* 33
Tableau III.25 *Les efforts internes* 33
Tableau III.26 *Vérification de l'ELS* 34
Tableau III.27 *Vérification de la flèche de la Dalle pleine* 34
Tableau III.28 *Vérification de contrainte de cisaillement* 35
Tableau III.29 *Charge permanente de la paillasse* 36
Tableau III.30 *Charge permanente du palier de repos* 36
Tableau III.31 *Combinaisons des charges dans l'escalier* 37
Tableau III.32 *Sollicitation dans l'escalier* 38
Tableau III.33 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier* 39
Tableau III.34 *Vérification de la section d'armatures* 40
Tableau III.35 *Section d'armatures de répartition dans l'escalier* 41
Tableau III.36 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS* 42
Tableau III.37 *Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier* 42
Tableau III.38 *Vérification de la flèche de l'escalier* 42

Tableau III.39 *Charge permanente de la paillasse*..... 43
Tableau III.40 *Charge permanente du palier de repos*..... 43
Tableau III.41 *Combinaisons des charges dans l'escalier*..... 43
Tableau III.42 *Sollicitation dans l'escalier*..... 43
Tableau III.43 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*..... 44
Tableau III.44 *Vérification de la section d'armatures*..... 44
Tableau III.45 *d'armatures de répartition dans l'escalier*..... 44
Tableau III.46 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*..... 45
Tableau III.47 *Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier*..... 45
Tableau III.48 *Vérification de la flèche de l'escalier*..... 46

CHAPITRE VI
ETUDE DYNAMIQUE

Tableau VI.1 *Centre de masse et centre de torsion*..... 49
Tableau VI.2 *Excentricité suivant les deux directions*..... 50
Tableau VI.3 *Distribution des sollicitations suivant X*..... 52
Tableau VI.4 *Distribution des sollicitations suivant Y*..... 53
Tableau VI.5 *Facteur de qualité*..... 53
Tableau VI.6 *Comportement des trois premiers modes*..... 54
Tableau VI.7 *Comportement jusqu' a mode retenu*..... 54
Tableau VI.8 *Les valeurs de la force sismique*..... 56
Tableau VI.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*..... 57
Tableau VI.10 *Valeurs des moments de stabilité et de renversement*..... 58
Tableau VI.11 *vérification de renversement.*..... 58
Tableau VI.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X*..... 59
Tableau VI.13 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*..... 60
Tableau VI.14 *Vérification de l'effet P-Δ*..... 61
Tableau VI.15 *Vérification de cisaillement des poutres*..... 61
Tableau VI.16 *Vérification de cisaillement des voiles*..... 62
Tableau VI.15 *Vérification de l'effort normal réduit*..... 62
Tableau VI.16 *Dimensions finales des éléments*..... 63

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres* 64
Tableau V.2 *La section choisie d'armatures des poutres* 65
Tableau V.3 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS* 65
Tableau V.4 *Vérification de section d'armatures* 66
Tableau V.5 *Vérification de la flèche* 67
Tableau V.6 *Vérification des contraintes de cisaillement* 68
Tableau V.7 *La section d'armatures transversales* 68
Tableau V.8 *La section d'armatures des poteaux* 71
Tableau V.9 *Vérification des contraintes à l'ELS* 71
Tableau V.10 *La section d'armatures transversales des poteaux* 72
Tableau V.11 *section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y)* 74
Tableau V.12 *section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y)* 74
Tableau V.13 *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)* 74
Tableau V.14 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X)* 76
Tableau V.15 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y)* 77
Tableau V.16 *La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant Y)* .. 78
Tableau V.17 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)* 79
Tableau V.18 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)* 80
Tableau V.19 *Choix de la méthode de calcul* 80
Tableau V.20 *La section d'armatures des linteaux (Suivant X)* 81
Tableau V.21 *Choix de la méthode de calcul* 81
Tableau V.22 *La section d'armatures des linteaux (Suivant X)* 82

CHAPITRE VI
CALCUL DES FONDATIONS

Tableau IV.1 *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS*.....87
Tableau IV.2 *Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS*.....88
Tableau IV.3 *Vérification de l'excentricité* 90
Tableau IV.4 *Ferraillage parallèle* 90
Tableau IV.5 *Parallèlement à l'axe de longitudinal* 91
Tableau IV.6 *vérification de poinçonnement*.....91
Tableau IV.7 *Pré dimensionnement de Poutre de Libage* 92
Tableau IV.8 *vérification de poinçonnement*.....92
Tableau IV.9 *Sollicitations des forces* 91
Tableau IV.10 *Détermination des sollicitations de la poutre de libage*.....91
Tableau IV.11 *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU*.....91
Tableau IV.12 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS* ..92
Tableau IV.13 *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage* 92
Tableau IV.14 *Vérification des contraintes normal* 93
Tableau IV.15 *Vérification des contraintes normal* 94
Tableau IV.16 *Vérification des contraintes tangentielle* 94
Tableau IV.17 *La section d'armatures du voile périphérique* 96
Tableau IV.18 Vérification des contraintes à l'ELS 96

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1 *Coupe du plancher à corps creux* 6
Figure II.2 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité(en plan d'architecture)* 13
Figure II.3 *Surface reprise par le poteau le plus sollicité* 14
Figure II.4 *Zone nodale* 18

CHAPITER III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1 *Acrotere* 20
Figure III 2 *ferraillage de l'acrotère* 21
Figure III.3 *Dispositions des armateurs de la dalle de compression* 23
Figure III.4 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle* 26
Figure III.5 *Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle* 26
Figure III.6 *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle* 26
Figure III.7 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle* 28
Figure III.8 *Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle* 28
Figure III.9 *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle* 28
Figure III.10 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle* 29
Figure III.11 *Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle* 29
Figure III.12 *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle* 29

Figure III.13 *dalle pleine rectangulaire* 33
Figure III.14 *ferraillage de dalle pleine*..... 36
Figure III.15*shema statique d'une volée d'escalier* 37
Figure III.16 *chargement dans l'escalier* 37
Figure III.17 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*..... 38
Figure III.18 *Diagramme de l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELU*..... 38
Figure III.19 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS* 38
Figure III.20 *Schéma statique d'une volée d'escalier* 39
Figure III.21 *Chargement dans l'escalier* 40
Figure III.22 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*..... 40
Figure III.23 *Diagramme de l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELU*..... 41
Figure III.24 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS* 42
Figure III.25 *Coffrage escalier*..... 46

CHAPITER IV
ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 *Vue en 3D de la structure* 47
Figure IV.2 *Disposition des voiles* 47

CHAPITER V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

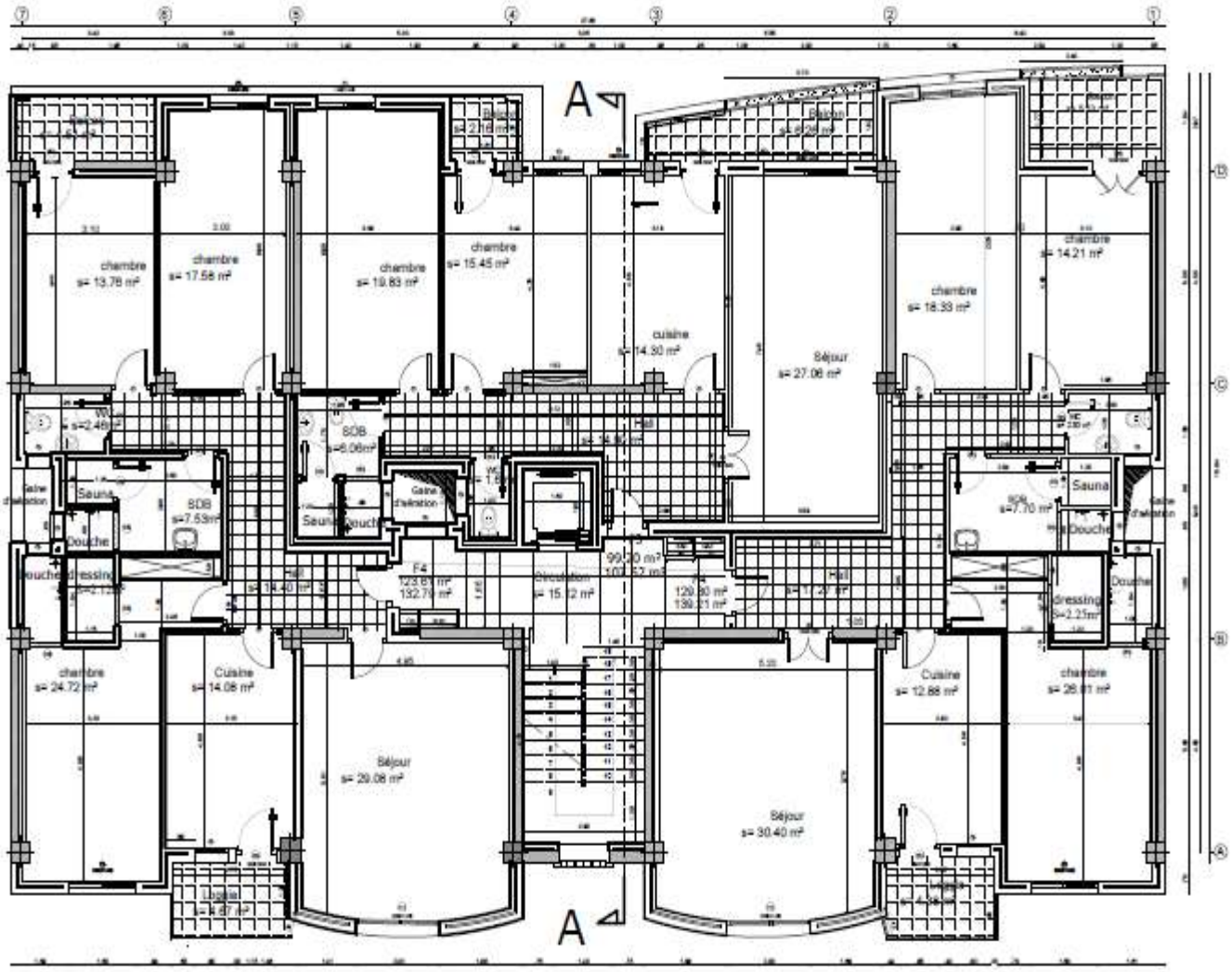
Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales Ordinaire.*..... 69
Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres principales Spécial.*..... 69
Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire commercial* 69
Figure V.4 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire Habitation*..... 70
Figure V.5 *Dessin de ferraillage des poutres porteuses*..... 70
Figure V.6 *Dessin de ferraillage des poutres palière* 70
Figure V.7 *Dessin de ferraillage des Poteaux 60x60*..... 73
Figure V.8 *Dessin de ferraillage des Poteaux 55x55*..... 73
Figure V.9 *Dessin de ferraillage des Poteaux 50x50*..... 73
Figure V.10 *Dessin de voile suivant Y*..... 83
Figure V.11 *Dessin de voile suivant X*..... 83

Figure V.12 *Dessin de voile suivant X*..... 83
Figure V.13 *Dessin de voile suivant X*..... 83
Figure V.14 *Dessin de voile suivant X*..... 84
Figure V.15 *Dessin de voile suivant X*..... 84
Figure V.16 *Dessin de voile suivant X*..... 84

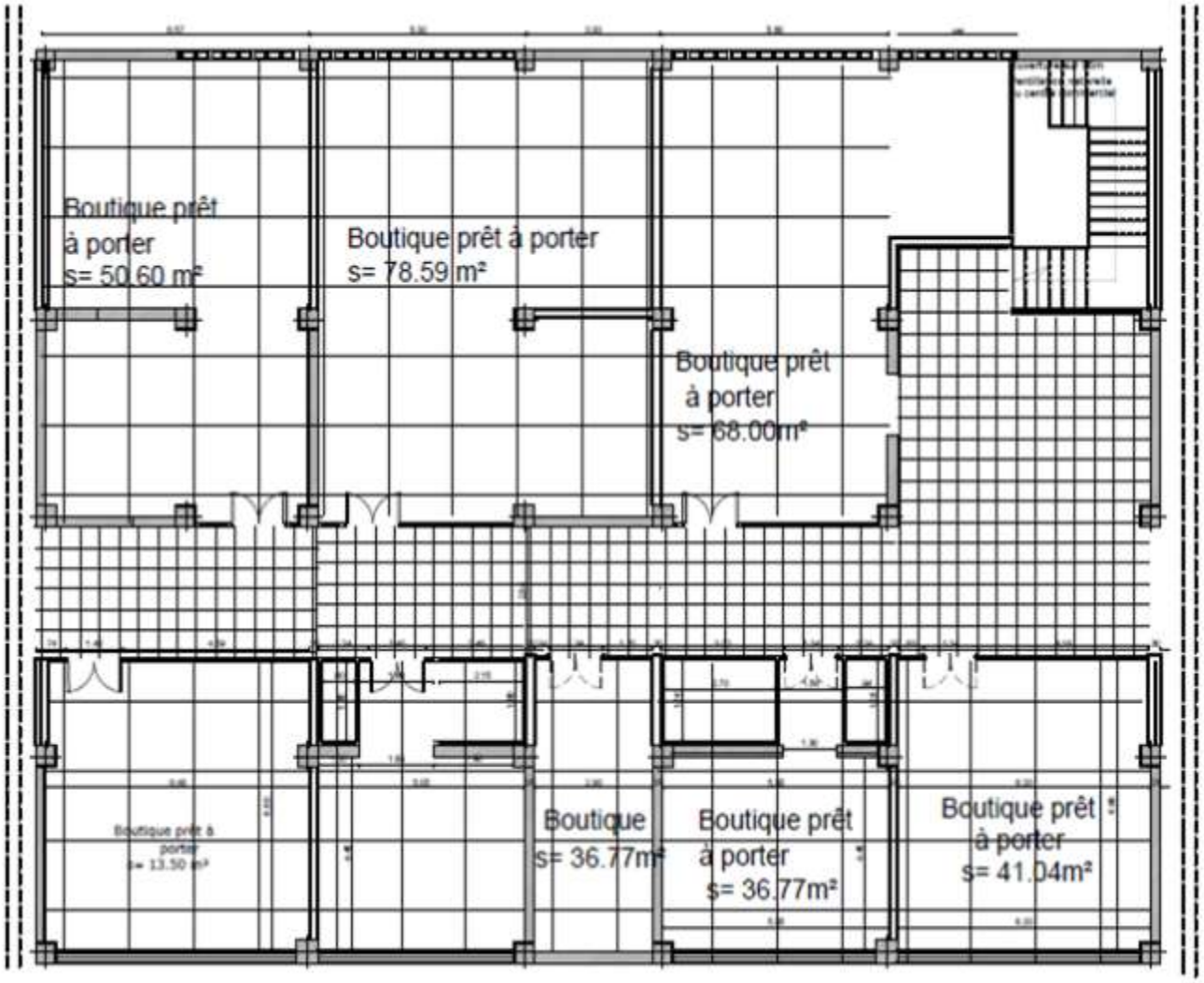
CHAPITER VI
CALCUL DES FONDATIONS

Figure VI.1 *Les effort normal a la base.* 86
Figure VI.2 *Dessin des bulles de pression*..... 87
Figure VI.3 *Dimensionnement des semelles filante* 89
Figure VI.4 *ferraillage de poutre de libage*..... 92
Figure VI.5 *ferraillage de Longrine*..... 94
Figure VI.6 *Schéma statique du voile périphérique*..... 95

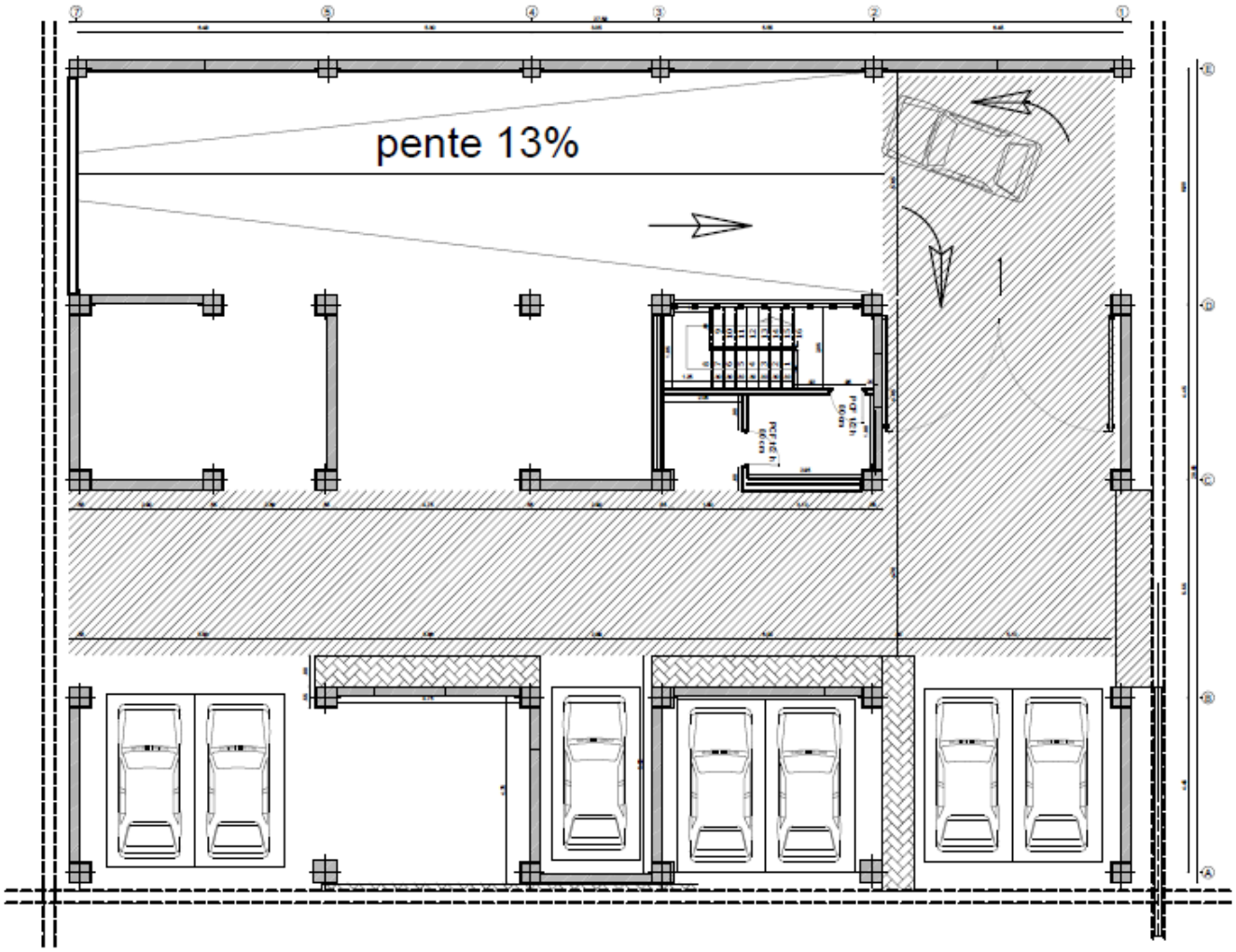
LES PLANS ARCHITECTURAUX :



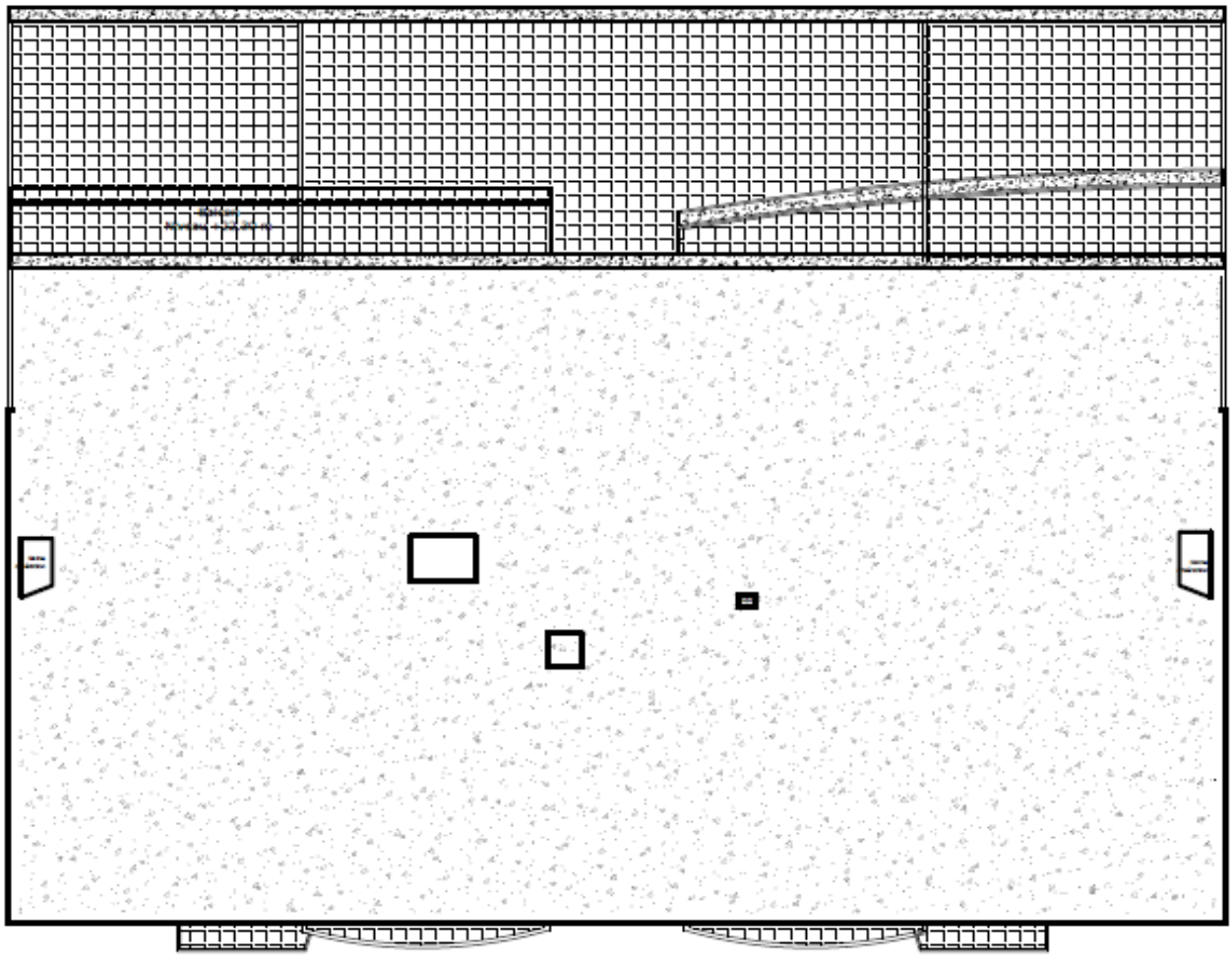
Plan d'étage habitation



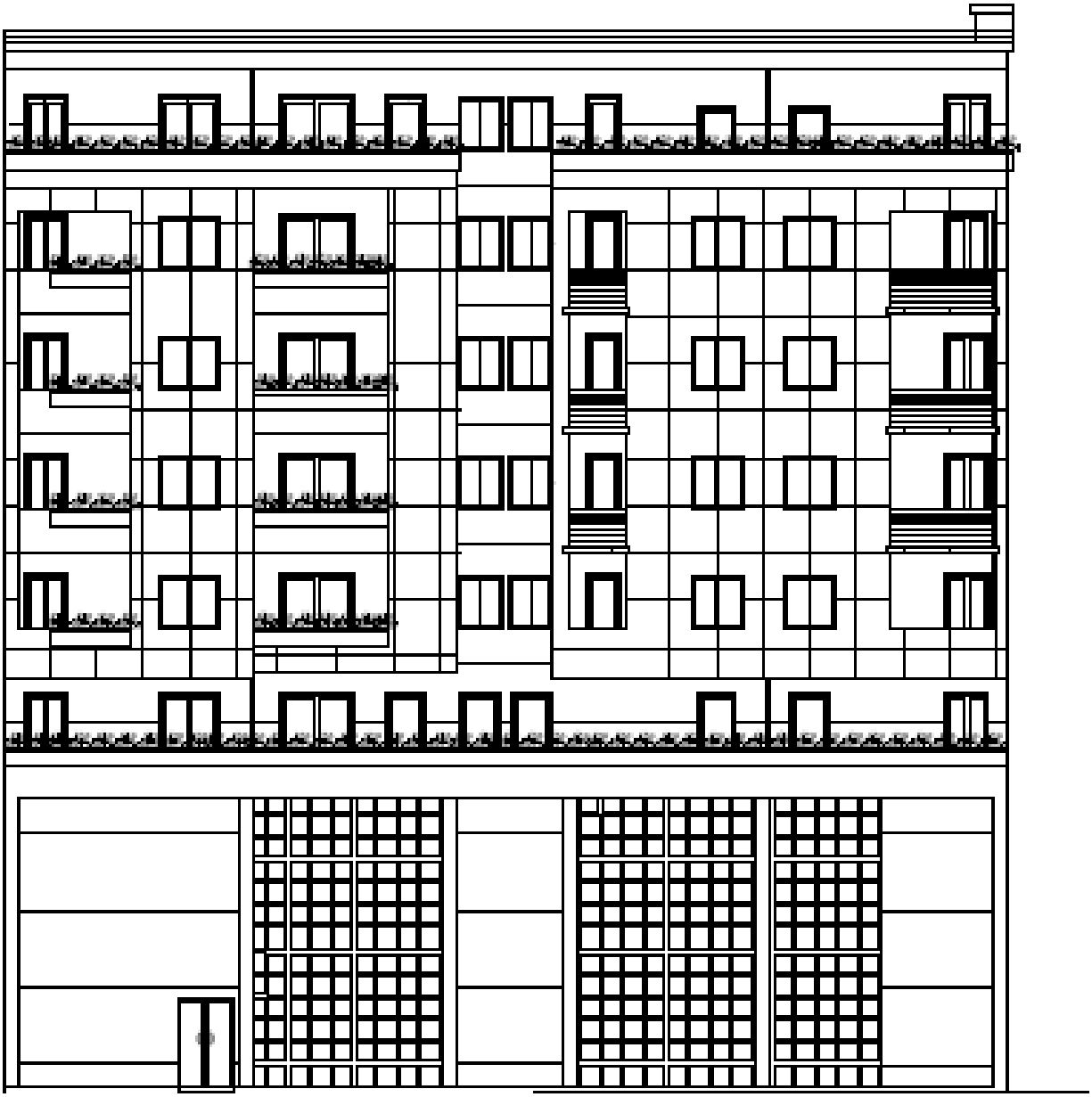
Plan d'étage Commercial



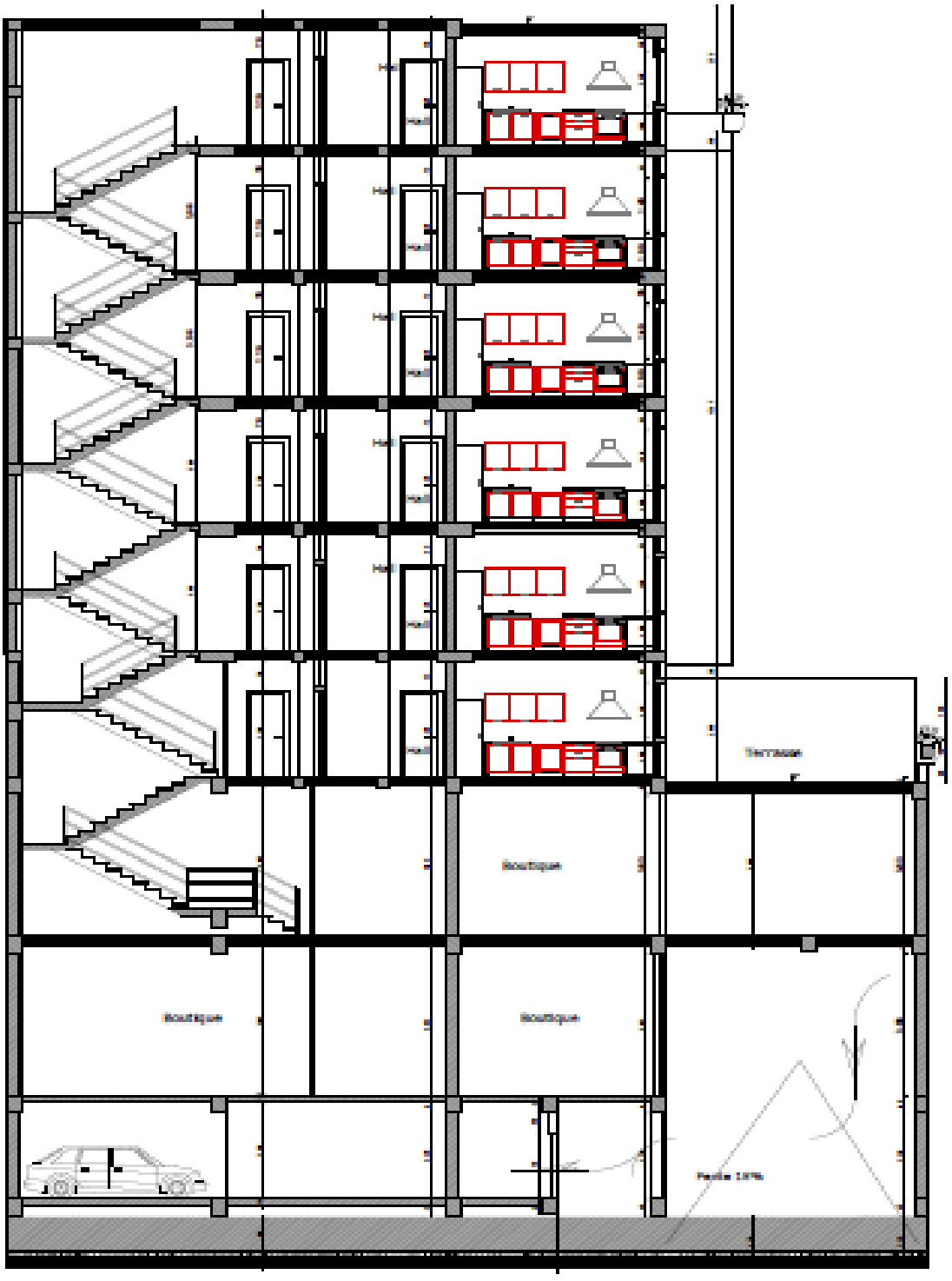
Plan sous-sol



Plan de toiture



Façade principale



Coupe A-A

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

-La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.

-Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

-Confort

- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se s vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le $5^{ème}$ chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITREI

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I .1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé en Sous-sol + RDC + 7 étages à multi-usages (commerce, habitation) qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

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

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I .2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I .2.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment .....Ht=27.55 m.
- Hauteur d'étage courant .....H=3.23 m.
- Hauteur du RDC et 1ere étage ..... H=4.08 m.
- Hauteur du sous-sol ..... H=2.64 m.

I .2.2.Dimensions en plan

- Sens transversal ..... L=27.58 m
- Sens longitudinal ..... L=20.95m

I .3.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I .3.1.Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

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

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

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective et à usage Commercial dont la hauteur de 27.55 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I .3.3.Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I .3.4.Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**
2- 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] .**
3- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

I .4CONCEPTION STRUCTURELLE :

I .4.1.Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I .4.2.Les balcons :

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

I .4.3.Escaliers :

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

I .4.4.Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

  1- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  2- L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
  3- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I .4.5.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I .4.6.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.

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité d'étanchéité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I .4.7.Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I .5.HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I .5.1.Béton:

Tableau I.5-1 : hypothèses de calcul béton

La mass volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	-υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ = 1x10E-5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	

I .5.2.Acier:

Tableau I.5-2 : hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85\ t/m3$	
La limite élastique de l'acier à Haute Adherence	fe = 400 MPA	
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

CHAPITREII

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II .1.INTRODUCTION :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

RPA99v2003 , **DTR.B.C.2.2** , **C.B.A 93.**

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

II .2.1.Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

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

Avec :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles ht : hauteur totale du plancher

L=600cm

$$\text{d'où alors } \frac{600}{25} \leq ht \leq \frac{600}{20}$$

$$24 \leq ht \leq 30$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 24 = (20+4)}$ tel que :

d=20 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)

e=4 (épaisseur de la table de compression)

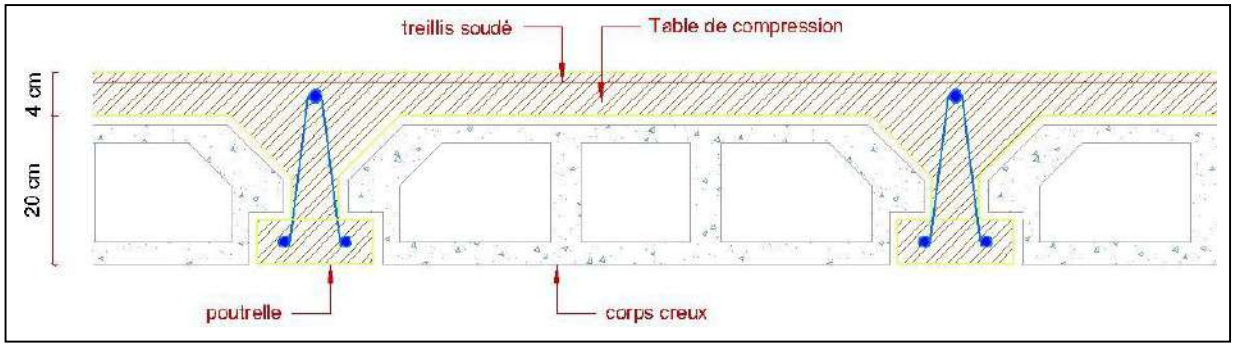


Figure II.1 : Plancher a corps creux

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.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

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

a)Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=184 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec : $4.08 \leq e \leq 4.6$

On adopte **e = 15cm**

II .3EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a)Plancher terrasse inaccessible :

II .3.1Planche à corps creux :

Tableau II.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.20+0.04	-	3.20
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	6.67 KN/m^2		

II .3.2.Planche dalle pleine :

Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.22 KN/m^2		

b)Plancher étage courant :

II .3.3.Plancher à corps creux :

Tableau II.3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.20+0.04	-	3.20
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison +	0.10	09	0.90
7	Enduit en plâtre +	0.01x2	18x2	0.18x2
8	Enduit en ciment	0.01x2	18x2	0.18x2
	G (charges permanentes)	6.36 KN/m^2		

II .3.4.Plancher dalle pleine :

Tableau II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison +	0.10	09	0.90
7	Enduit en plâtre +	0.01x2	-	0.18x2
8	Enduit en ciment	0.01x2	-	0.18x2
	G (charges permanentes)	6.91 KN/m2		

II .4.Maçonnerie :

II .4.1.Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x 2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x 2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
4	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.52 KN/m^2		

II .4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau II.6 : Charges du mur simple cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.62 KN/m2		

II .5.Charges d'exploitation :

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
27.54	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
24.31	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
21.08	Habitation	1.5	
17.85	Habitation	1.5	
14.62	Habitation	1.5	
11.39	Habitation	1.5	
8.16	Commercial	5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]
4.08	Commercial	5	

II .6.POUTRES :

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.3\,h < b < 0.7h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

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

$$h \geq 30\ cm$$
$$b \geq 20\ cm$$
$$h/b \leq 4$$

Tableau II.8 : pré dimensionnement des poutres.

Element	Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre palier	Poutre pourteur
Longueur	L=6.45m	L=6.00 m	L=3.35m	L=6.45 m
Pré dimensionnement	$43 \leq h \leq 64.5$ h=55cm $16.5 \leq b \leq 38.5$ b=30cm	$40 \leq h \leq 60$ h=45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b=30cm	$22.3 \leq h \leq 33.5$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm	$43 \leq h \leq 64.5$ h=45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b=30cm
Section choisir	30cm x 55cm	30cm x 45cm	30cm x 30cm	30cm x 45cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.83...cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.5.....cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.....cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.5.....cv
Conclusion	30cm x 55cm	30cm x 45cm	30cm x 30cm	30cm x 45cm

II .7.LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:

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

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

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

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site **S3** donc la section des longrines : **30cm x 35cm**

II .8.LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

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

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

Avec :

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

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

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

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

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b =1,15 situation accidentelle.

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

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s = 1 situation accidentelle.

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

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

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

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

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

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

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale A=B/1000

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25

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

II .9.Décente des charges :

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.9 : calcul de l'effort N.

Etage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(m2)	α
7	40	2.261	0.115	19.581	25	1600	1444	1.6	0.800
6	40	2.261	0.115	19.581	25	1600	1444	1.6	0.800
5	40	2.261	0.115	19.581	25	1600	1444	1.6	0.800
4	45	2.261	0.130	17.405	25	2025	1849	2.025	0.810
3	45	2.261	0.130	17.405	25	2025	1849	2.025	0.810
2	45	2.261	0.130	17.405	25	2025	1849	2.025	0.810
1	50	2.856	0.144	19.787	25	2500	2304	2.5	0.799
RDC	50	2.856	0.144	19.787	25	2500	2304	2.5	0.799
SS	50	1.848	0.144	12.803	25	2500	2304	2.5	0.828

II .9.1.Choix du poteau le plus sollicité :

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

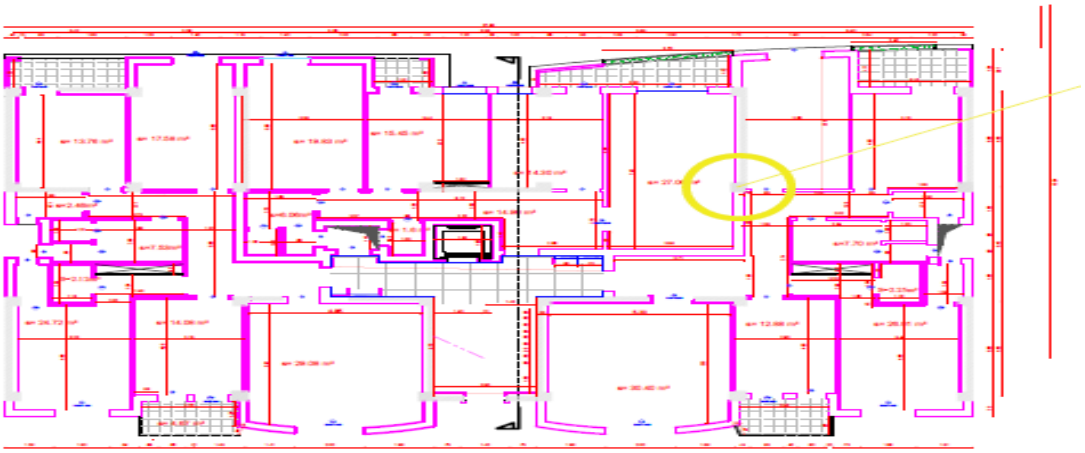


Figure II.2: position de poteau le plus sollicité

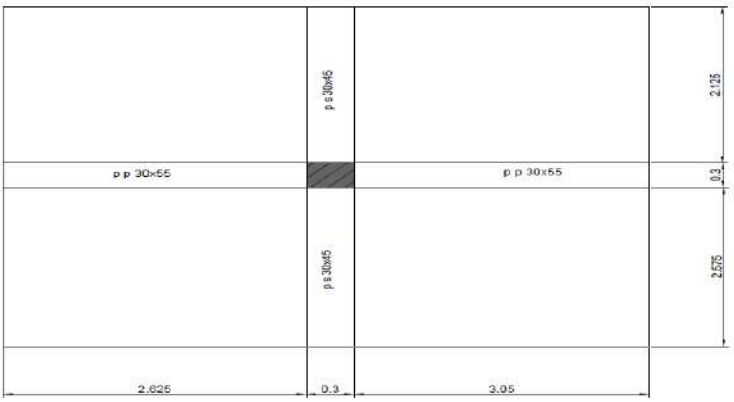


Figure II.3 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité

On a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=29.8750 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_P=26.6725 m²

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Détermination des charges permanente :

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

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

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

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

7eme étage : $G_7 = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

6eme étage : $G_6 = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

5eme étage : $G_5 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

4eme étage : $G_4 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

3eme étage : $G_3 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

2^{eme} étage : $G_2 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

1^{er} étage : $G_1 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

RDC : $G_0 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

S/Sol : $G_s = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

Tableau II.10 : Détermination des charges permanentes.

Etage	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp(KN)	G ps(KN)	Gp pourteur(KN)	G(KN)	G cum(KN)
7^{eme} étage	177.902	12.920	23.409	15.863	0	230.094	230.094
6^{eme} étage	169.634	12.920	23.409	15.863	0	221.826	451.920
5^{eme} étage	169.634	12.920	23.409	15.863	0	221.826	673.746
4^{eme} étage	169.634	16.352	23.409	15.863	0	225.258	899.003
3^{eme} étage	169.634	16.352	23.409	15.863	0	225.258	1124.261
2^{eme} étage	169.634	16.352	23.409	15.863	0	225.258	1349.519
1^{er} étage	169.634	25.500	23.409	15.863	19.153125	253.559	1603.078
RDC	169.634	25.500	23.409	15.863	19.153125	253.559	1856.637
S/Sol	169.634	16.500	23.409	15.863	19.153125	244.559	2101.195

II .9.2.Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

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

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

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1, Q2, \ldots\ldots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

7^{eme} étage : Q_0

6^{eme} étage : Q_0+Q_1

5^{eme} étage : $Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$

4^{eme} étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3^{eme} étage : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2^{er} étage : $Q_0 + 0.80\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1^{er} étage : $Q_0 + 0.75\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

RDC : $Q_0 + 0.71\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

S/Sol : $Q_0 + 0.71\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
7^{eme} étage	1	29.875	/	29.87	29.875
6^{eme} étage	1.5	29.875	1.000	44.81	74.688
5^{eme} étage	1.5	29.875	0.950	44.81	115.019
4^{eme} étage	1.5	29.875	0.900	44.81	150.869
3^{eme} étage	1.5	29.875	0.850	44.81	182.238
2^{eme} étage	1.5	29.875	0.800	44.81	209.125
1^{er} étage	1.5	29.875	0.750	44.81	231.531
RDC	5	29.875	0.714	149.37	252.743
S/Sol	5	29.875	0.690	149.37	277.240

II .9.3.Détermination de l'effort normal ultime :

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.12 : Détermination de l'effort normal ultime.

etage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU(kN)	verification
7	230.094	29.875	355.440	390.984	2183.581	Vérifiée
6	451.920	74.688	722.123	794.335	2183.581	Vérifiée
5	673.746	115.019	1082.085	1190.293	2183.581	Vérifiée
4	899.003	150.869	1439.958	1583.953	2830.345	Vérifiée
3	1124.261	182.238	1791.109	1970.220	2830.345	Vérifiée
2	1349.519	209.125	2135.538	2349.092	2830.345	Vérifiée
1	1603.078	231.531	2511.452	2762.597	3478.243	Vérifiée
RDC	1856.637	252.743	2885.573	3174.130	3478.243	Vérifiée
SS	2101.195	277.240	3252.474	3577.721	3604.122	Vérifiée

II .10.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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

Tableau II.12 : Vérification conditions RPA99v2003.

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥ he/20	1/4 < b/h < 4	Vérification
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥10.7cm Min (50,50) ≥17.9 cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥17.9cm Min (45,45) ≥13.65cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥13.65cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥13.65cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30) ≥13.65cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II .11.Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

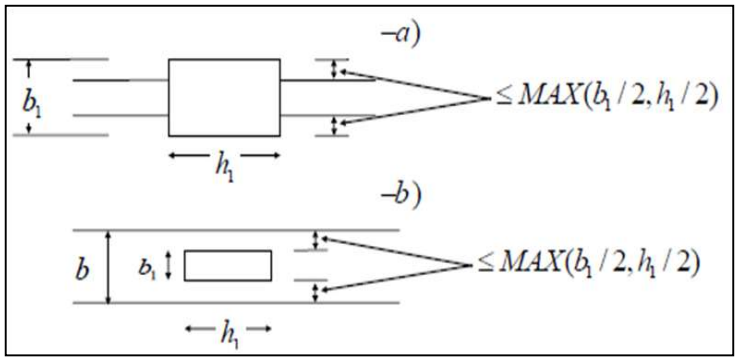


Figure II.4: Zones nodales

Tableau II.13 : Vérification aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
R7	30	30	30	Vérifiée	0	15	Vérifiée
R5+R6	30	35	35	Vérifiée	2.5	17.5	Vérifiée
R3+R4	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
R_1+R_2	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée
S/Sol et RDC	30	50	50	Vérifiée	10	25	Vérifiée

II .12.LES VOILES :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]** :

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{224}{25} \Rightarrow e \geq 8.96cm$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{224}{22} \Rightarrow e \geq 10.18cm$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{224}{20} \Rightarrow e \geq 11.20cm$$

Tableau II.14 : CALCULER LES EPAISSEURS DES VOILES.

LES ETAGES	he=ht-hpp (cm)	$e \geq \frac{h_e}{25} cm$	$e \geq \frac{h_e}{22} cm$	$e \geq \frac{h_e}{20} cm$	e choisi (cm)
SOUS SOL	224	8.96	10.18	11.20	20
RDC/ R1	368	14.72	16.73	18.40	20
R2 a R7	283	11.32	12.86	14.15	15

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

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

III.1.1. Principe de calcul :

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

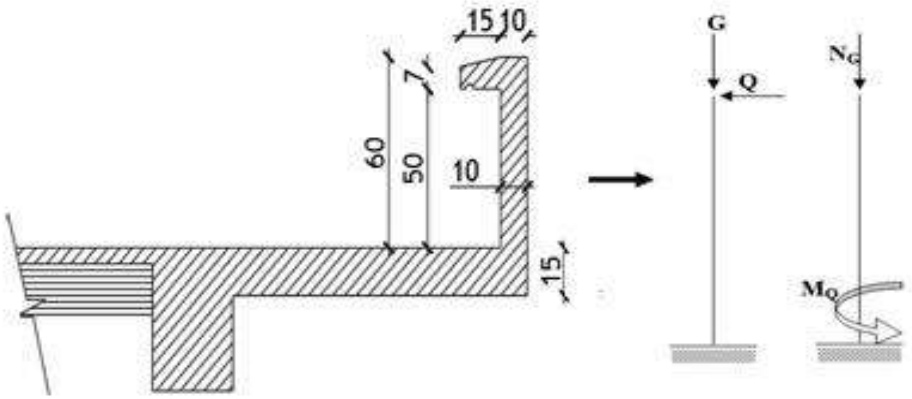


Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

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

Charges permanentes	G=1.53 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

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

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53\ kN$	$N_u = G = 1.87\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul 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.3 : *La section d'armatures.*

f_{c28}= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σ_{badm}= 14.16 Mpa	σ_{adm}= 348 Mpa
$A_{calcule}$=4.4cm²	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm²			St= 15 cm
A_{rep}=1.375 cm²	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01cm²			St= 15 cm

III.1.5.La vérification des contraintes à l'ELS

Tableau .III.4 : *Vérification des contraintes .*

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34Mpa	σ_{badm}=15Mpa	vérifiée		τ=0.02 Mpa	τadm=2.5Mpa	vérifiée
σs=2.16Mpa	σs'=2.64Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

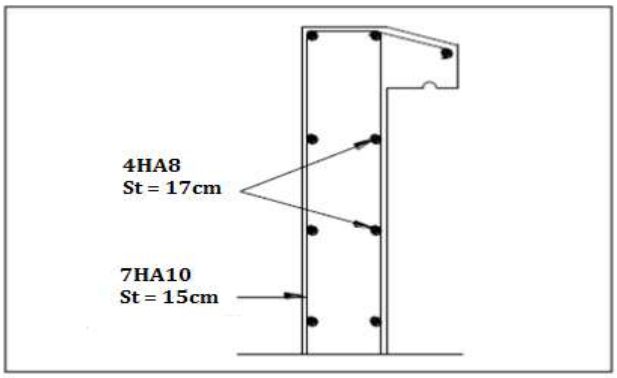


Figure III.2. *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 25 m

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

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

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

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

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

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

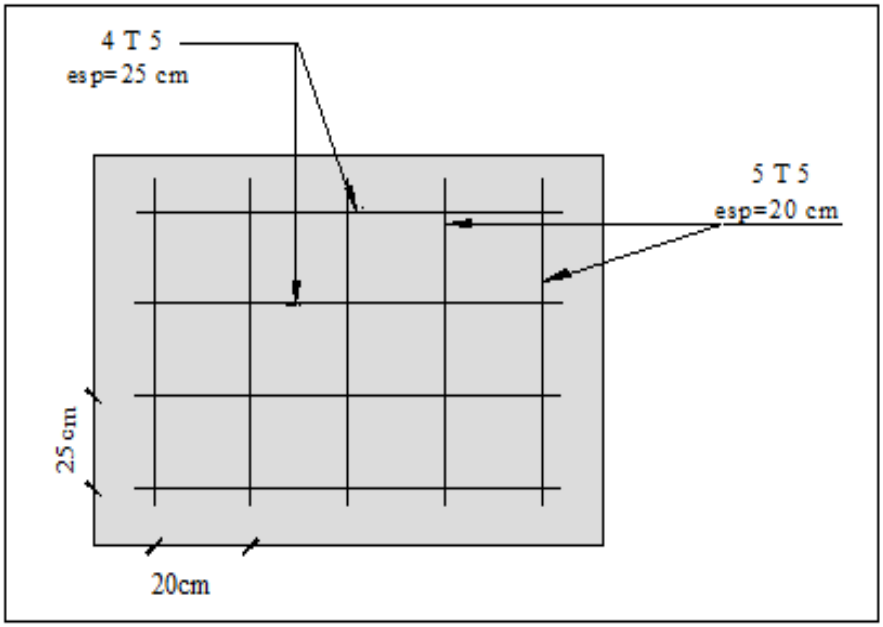


Figure.III.3 : *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

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

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

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

a)Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$G_{\text{plancher 20+4}} = 2.8\ \text{kN/m}^2$

$G = [(0.04 * 0.12) * 25] - [0.6 * 1] = 0.72\text{kN/ml}$

$Q = Max[1kN\,; 0.5L = 3.00] = 3.00\ kN$

b)Calcul de μ :

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

$$M_G = 3.24kN.m \quad , \quad M_Q = 4.5kN.m \qquad \Rightarrow \qquad M_u = 11.124kN.m$$

$$\mu = 7.253 \gg \mu_l = 0.372$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

c)Vérification de la flèche :

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

$$On\ a : \quad L = 6.00\ m > 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{6000}{1000} + 5 = 11\ mm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.72 * 6000^4}{348 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{3000 * 6000^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 124.6\ cm$$

$$f_{max} = 124.6\ cm \leq \bar{f} = 1.1\ cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau III.5 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage***.**

étaiement	G	Q	fc28	E (MPa)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (mm)	F barr (mm)	F<F baar
0	0.72	3	25	32164.20	6000	640000	1246.0478	11	cnv
1	0.72	1.5	25	32164.20	3000	640000	77.877988	6	cnv
2	0.72	1	25	32164.20	2000	640000	15.383306	4	cnv
3	0.72	1	25	32164.20	1500	640000	5.7212996	3	cnv
4	0.72	1	25	32164.20	1200	640000	2.6932121	2.4	cnv
5	0.72	1	25	32164.20	1000	640000	1.4674865	2	cv

Tableau III.6 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage***.**

étaiement	G	Q	fc28	E (MPa)	L (mm)	I (mm4)	Fmax mm)	F barr (mm)	F<F baar
0	0.72	2.72	25	32164.20	5450	640000	848.23	10.45	cnv
1	0.72	1.36	25	32164.20	2725	640000	53.01	5.45	cnv
2	0.72	1	25	32164.20	1816.6667	640000	11.02	3.63	cnv
3	0.72	1	25	32164.20	1362.5	640000	4.129	2.72	cnv
4	0.72	1	25	32164.20	1090	640000	1.95	2.18	cv

III.2.2.2.Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. dans notre bâtiment, on doit calculer deux types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 4 travées(Plancher à usage commercial).
- Poutrelle à 3 travées(Plancher à habitation).

Le calcul des Moments de flexions se fait par la méthode des éléments finis moyennant le logiciel SAP2000

a) ETAGE HABITATION:

$$G = 6.36\ kN/ml \quad , \ Q = 1.5\ kN/ml$$

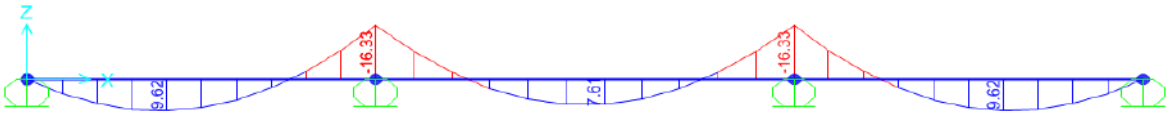


Figure.III.4 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle*

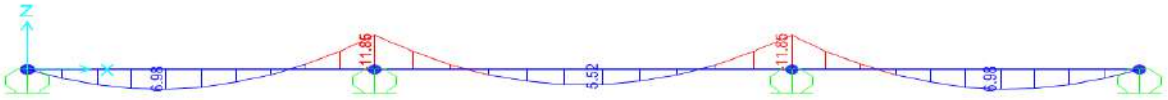


Figure.III.5 *Diagramme des moments l'ELS de la poutrelle*



Figure.III.6 *Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle*

M travée = 0.8M0 = 0.8x9.62 = 7.696 KN.m

M appuis = -0.2xMo = -0.2x9.62 = -1.924 KN.m

Tableau III.7 *Sollicitation a l'ELU de la poutrelle*

Travée	**AB**		**BC**		**CD**	
$\mathbf{M_t\ (kN.m)}$	7.696		7.61		7.696	
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	$\mathbf{M_A}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_C}$	$\mathbf{M_C}$	$\mathbf{M_D}$
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	−1.924	−16.33	−16.33	−16.33	−16.33	−1.924
T (kN)	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$
T (kN)	-11.20	18.38	-17.72	17.72	-13.38	11.20

Tableau III.8 *Sollicitation a l'ELS de la poutrelle*

Travée	***AB***		***BC***		***CD***	
$M_t\ (kN.m)$	5.584		5.52		5.584	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D
$M_a\ (kN.m)$	−1.396	−11.85	−11.85	−11.85	−11.85	−1.396
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-8.13	13.33	-12.85	12.85	-13.33	8.13

Tableau III.9 *La section d'armature calculées et choisies*

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{ch1}\ (cm^2)$	$A_{ch2}\ (cm^2)$
Type 1	7.69	- 16.33	1.02	2.75	2HA10 =1.57	1HA10+2HA12= 3.05

Tableau III.10 *Vérification des contraint a l'ELS*

Poutrelles	**Sollicitation à l'ELS**		**Contraintes**		**Contraintes admissible**	**Vérification**
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	5.58	-11.85	2.38	10.58	15	CV

III.2.2.2.1Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.11 *Vérification des contraintes de cisaillement*

Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	**Vérification**
Type 1	18.38	1.04	3.33	CV

III.2.2.2.2.Vérification de la flèche :

Tableau III.12 *Vérification de la flèche de la poutrelle*

Poutrelles	**F**	**Fadm**	**vérification**
Type 1	4.80	10.40	CV

b) ETAGE COMMERCIAL:

$$G = 6.36\ kN/ml \quad , \qquad Q = 1.5\ kN/ml$$



Figure.III.7 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle*

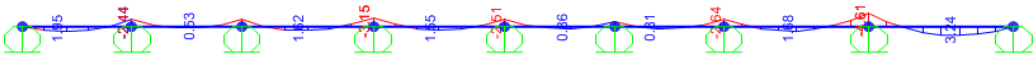


Figure.III.8 *Diagramme des moments l'ELS de la poutrelle*

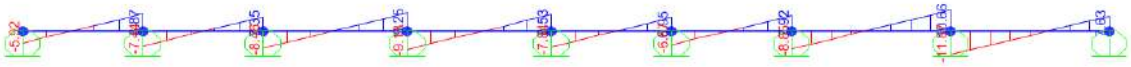


Figure.III.9 *Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle*

Tableau III.13 *Sollicitation Les Moments de la poutrelle*

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Etage Commercial	-6.36	-4.61	3.58	2.59

-Le calcul de ferraillage se fera soit par la ROBOT EXPERT:

Tableau III.14 *La section d'armature calculées et choisies*

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{ch1}\ (cm^2)$	$A_{ch2}\ (cm^2)$
Type 2	3.58	-6.36	0.47	0.96	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau III.15 *Vérification des contraint a l'ELS*

Poutrelles	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification*
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 2	2.59	-4.61	00.00	4.93	15	CV

III.2.2.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.16 *Vérification des contraintes de cisaillement*

Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
Type 2	11.87	0.67	3.33	CV

III.2.2.2.4.Vérification de la flèche :

Tableau III.17 *Vérification de la flèche de la poutrelle*

Poutrelles	*F*	*Fadm*	vérification
Type 2	0.8	11	CV

c) ETAGE COMMERCIAL ET SOUS-SOL:

$$G = 6.36\ kN/ml \quad , \quad Q = 5kN/ml$$

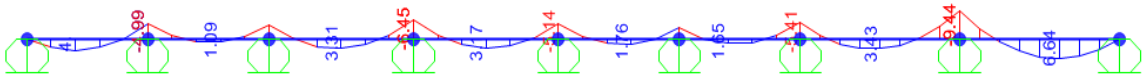


Figure.III.10 *Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle*

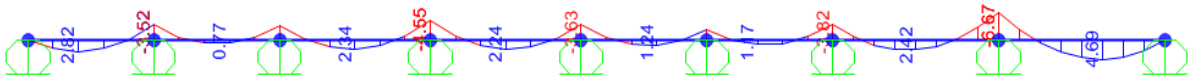


Figure.III.11 *Diagramme des moments l'ELS de la poutrelle*

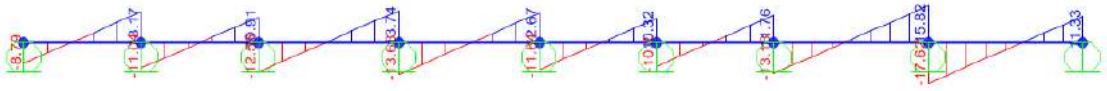


Figure.III.12 *Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle*

M travée = 0.8M0 = 0.8 x 6.64= 7.696 KN.m

M appuis = -0.2xMo = -0.2 x 6.64 = -1.924 KN.m

Tableau III.18 *Sollicitation Les Moments de la poutrelle*

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Sous-sol+RDC	-9.44	-6.67	5.313	3.752

-Le calcul de ferraillage se fera soit par la ROBOT EXPERT:

Tableau III.19 *La section d'armature calculées et choisies*

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{ch1}\,(cm^2)$	$A_{ch2}\,(cm^2)$
Type 3	5.31	- 9.44	0.7	1.5	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau III.20 *Vérification des contraint a l'ELS*

Poutrelles	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification*
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 3	3.75	-6.67	1.60	7.13	15	CV

III.2.2.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.21 *Vérification des contraintes de cisaillement*

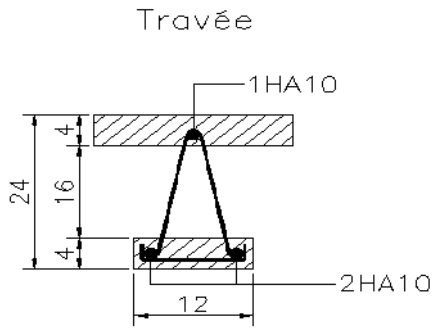
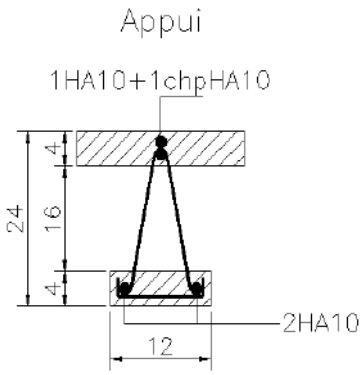
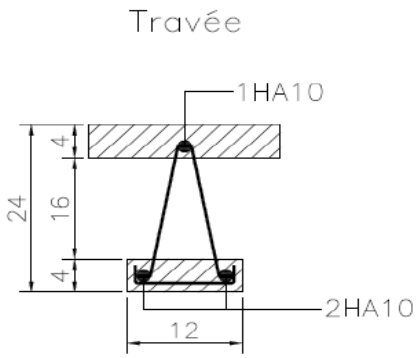
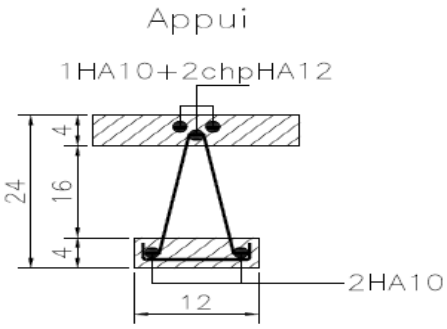
Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
Type 3	17.62	1.00	3.33	CV

III.2.2.2.6.Vérification de la flèche :

Tableau III.22 *Vérification de la flèche de la poutrelle*

Poutrelles	*F*	$Fadm$	vérification
Type 3	3.30	11	CV

Tableau III.23 *ferraillages des poutrelles.*

Le ferraillage	Travée	Appuis
commerce		
Habitation		

III.3.Les dalles pleines :

III.3.1.Définition :

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

III.3.2Méthode de calcul :

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

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3.Principe de calcule :

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

a)travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q. S. f$

Avec:

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b)Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

III.3.4.Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) on schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

III.3.5.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.24 *Evaluations des sollicitations*

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u	q_s
Terrasse	6.67	1	10.505	7.67
E.C	6.36	3.5	14.578	10.41

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

$q_u = 10.505$ KN/m^2

$q_s = 7.86$ KN/m^2

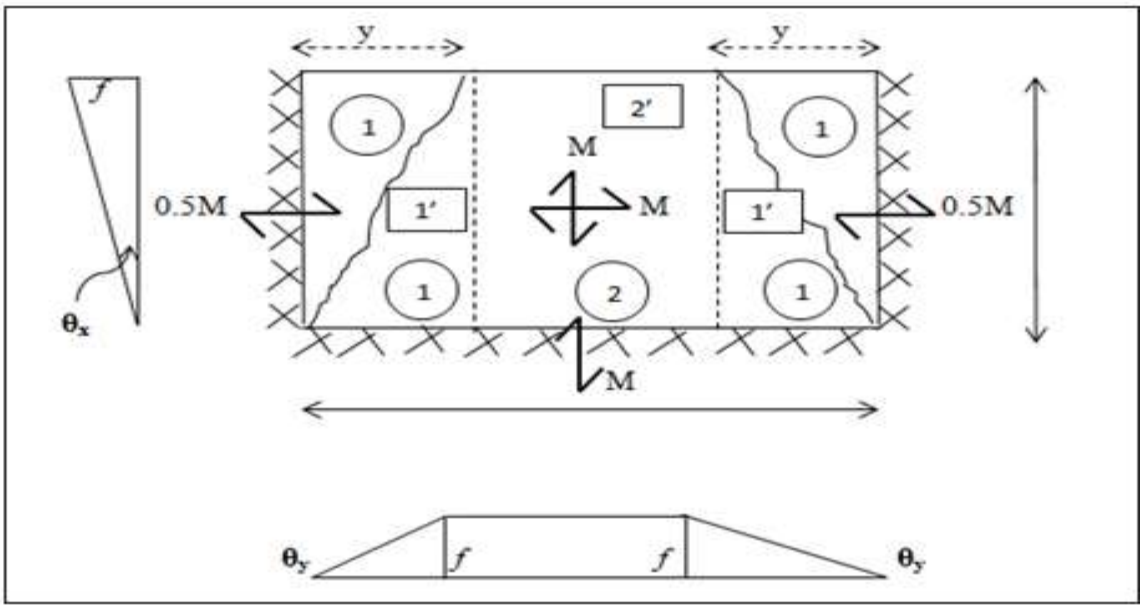


Figure III.13 *Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis*

a)Travail externe :

$$Text = q\, f\, S$$

$Text = \Sigma\, Text\ i$ $\quad T_{ext} = 4\, T_{1ext} + T_{2ext}$

$T_{1ext} = q\frac{f}{3}(\frac{1.84}{2}y)$; $\quad 4T_{1ext} = 1.226\ q\, f\, y$

$T_{2ext} = \frac{f}{2}q(6.45 - 2y)(1.84)$; $\quad T_{2ext} = 0.92\ f\, q(6.45 - 2y)$

$$T_{ext} = fq(5.934 - 0.614y)$$

b)Travail interne :

$$Tint = Mi\ Li\ \theta i$$

$\theta y = \theta y = \frac{f}{y}$; $\quad \theta x = \frac{f}{1.5}$

$T\ int = \Sigma\, Tint\ i = 2\, T\ 1'int + T\ 2'int$

$T_{1'int} = M\frac{f}{y}(1.84) + 0.5\, M\frac{f}{y}(1.84)$; $\quad 2\, T_{1'int} = \frac{5.52}{y}\, Mf$

$T_{2'int} = M\frac{f}{1.84}(2y) + M\frac{f}{1.84}(6.45)$; $\quad T_{2'int} = \frac{Mf}{1.84}(2y + 6.45)$

$$T_{int} = Mf\,(\frac{5.52}{y} + 1.08y + 3.5)$$

III.3.6.Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $\quad (\Sigma\, T_{ext\ i} = \Sigma\, T_{int\ i})$

$(5.934 - 0.614y)\ qf = \left(\frac{5.52}{y} + 1.08y + 3.5\right)Mf$; $\quad \mathbf{q = M\ [\frac{1.08y^2 + 3.5y + 5.52}{-0.614y^2 + 5.934y}]}$

$q = \frac{U}{V}$ $\quad q' = 0$

$U'(y).V(y) - U(y).V'(y) = 0$

$8.556\ y^2 + 6.778y - 32.775 = 0$; $y = 1.6$ m ; $q = 1.754$ M ; **M=0.57q**

III.3.7. Calcul des moments :

Tableau III.24 *Les efforts internes*

E.L.U	E.L.S
q_u = 14.578 KN	q_s = 10.41 KN
$M_u = M = 0.57\ q_u$ M = 0.57 (14.578) = 8.309KN.m	$M_s = M = 0.57\ q_s$ M = 0.57 (10.41) = 5.934 KN.m
Mt =8.309KN.m Ma = -4.155KN.m	Mt=5.934 KN.m Ma= -2.967 KN.m

III.3.8.Le calcul de ferraillage se fera Manuel:

Tableau III.25 *Les efforts internes*

	M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En travée	8.309	0.0374	0.981	CV	0	1.9	1.5	CV	1.9	**5HA10 = 3.93**
En appuis	4.155	0.0187	0.991	CV	0	0.96	1.5	CV	1.5	**5HA10 = 3.93**

III.3.9.Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=20cm.

- Le vérification se fera soit par la ROBOT EXPERT:

III.3.10.Vérification de l'ELS :

Tableau III.26. *Vérification de l'ELS.*

	Suivant X	
	M_a	**M_t**
M_{ser} (Kn.m)	-2.697	5.934
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b(MPA)	0.2	0.3
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	***CV***	

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.11. Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau III.27 *Vérification de la flèche de la Dalle pleine*

Dalle pleine	*F(mm)*	$Fadm(mm)$	vérification
Type 1	0.2	3.7	CV

III.3.12.Vérification de la contrainte du cisaillement :

Tableau III.28 *Vérification de contrainte de cisaillement*

	Suivant X
V(KN)	Vx= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x}$ = 17.079Kn
τ_u	$\frac{Vx}{b_0 \cdot d} = 0.136MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	CV

III.3.13.ferraillage de la dalle pleine:

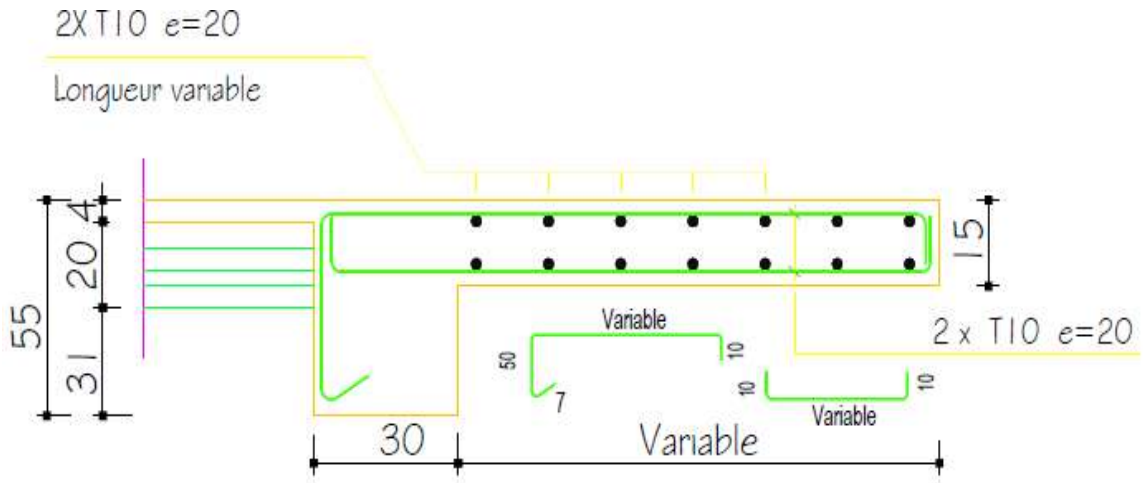


Figure III.14 *ferraillage dalle pleine.*

III.2. LES ESCALIERS :

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

III.2.2. Dimensionnement :

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

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

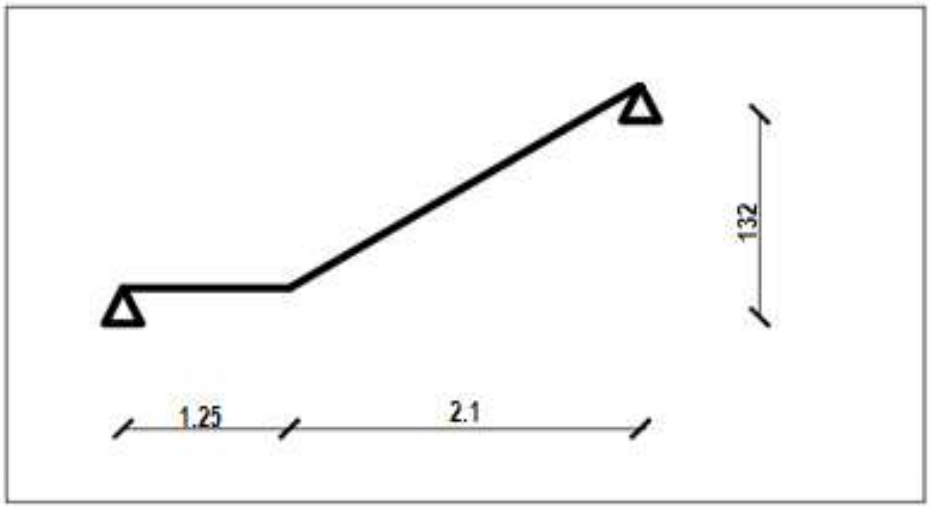


Figure III.15 *Schéma statique d'une volée d'escalier*

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.50m = 2.068 + 1.50 \Rightarrow \quad L = 3.57m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 10.2cm \leq e \leq 11.90cm$$

On prendra : e=15cm

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.29 *Charge permanente de la paillasse*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	***Poids propre de la paillasse***	0.15/cosα	25	4.30	Art. B
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.13	

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

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

III.2.3.2 Charges d'exploitation :

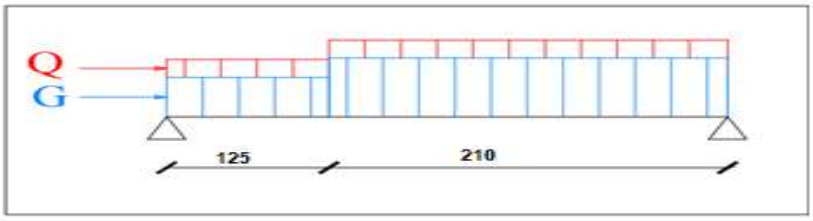
- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$

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

III.3.4. Détermination des sollicitations :

$\boldsymbol{ELU}$: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

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



- **Figure III.16** *Chargement dans l'escalier*

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

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8.13	2.5	14.73	10.63
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.3.5. Détermination des efforts :

Tableau III.32 *Sollicitation dans l'escalier*

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	T(kN)
ELU	15.35	-9.03	23.06
ELS	11.05	-6.5	/

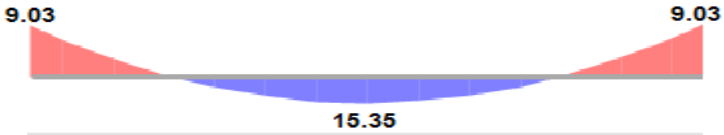


Figure III.17 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

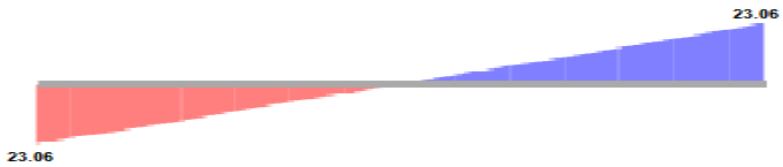


Figure III.18 *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

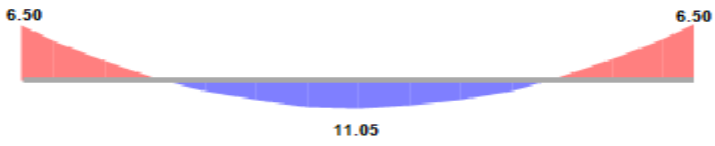


Figure III.19 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS*

III.2.6. Ferraillage :

III.2.6.1. Armatures longitudinales :

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

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

	$\mathbf{M_{max}}$ $(\mathbf{kN.m})$	$\mathbf{A_{calculée}(cm^2)}$		$\mathbf{A_{choisie}(cm^2)}$		$\mathbf{S_t(cm)}$	$\mathbf{\overline{S_t}(cm)}$	$\mathbf{S_t \leq \overline{S_t}}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	15.35	3.66	0	7HA12=7.92	0	15	33	CV
Appuis	-9.03	0	2.12	0	7HA12=7.92	15	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 1.5$.

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

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	7.92	1.5	CV
Appuis	7.92	1.5	CV

III.3.6.2. Armatures de répartition :

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

	$\mathbf{A_{rép} = A/4\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adoptée}(cm^2)}$	$\mathbf{S_t(cm)}$	$\mathbf{\overline{S_t}(cm)}$	$\mathbf{S_t \leq \overline{S_t}}$
En travée	1.98	7HA8=3.52	15	45	CV
En appuis	1.98	7HA8=3.52	15	45	CV

III.3.7. Vérification à l'ELS :

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

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

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

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

	A (cm^2)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	verification
En travée	7.92	11.05	4.56	126.41	00	201.63	15	CV
En appuis	7.92	-6.5	1.49	00	14.53	201.63	15	CV

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.37 *Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier*

Section(cm)	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	23.06	0.184	1.16	CV

Vérification de la flèche :

Tableau III.38 *Vérification de la flèche de l'escalier*

Escalier	*F*	*Fadm*	vérification
Type 1	2.40	7.10	CV

III.2.2. Dimensionnement :

Le deuxième type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

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

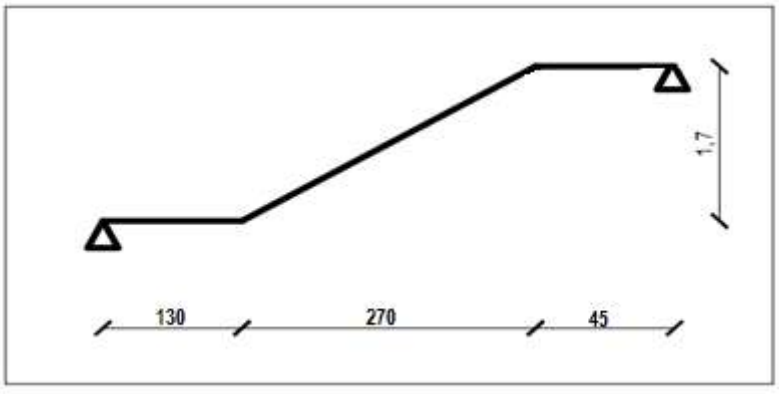


Figure III.20. *Schéma statique d'une volée d'escalier*

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = 1.3 + 3.10 + 0.4 \Rightarrow \quad L = 4.8m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 13.7cm \leq e \leq 16cm$$

On prendra : e=17cm

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.39 *Charge permanente de la paillasse*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	***Poids propre de la paillasse***	0.17/cosα	25	4.88	Art. B
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.68	

Tableau III.40 *Charge permanente du palier de repos*

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

III.2.3.2 Charges d'exploitation :

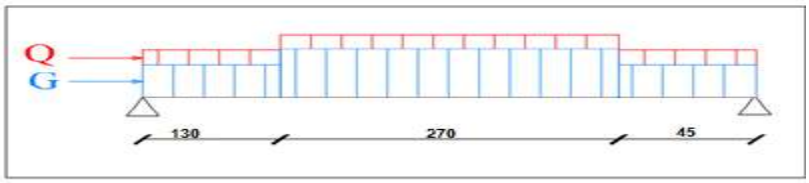
- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

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

III.3.4. Détermination des sollicitations :

$\boldsymbol{ELU}$: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

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



- **Figure III.21.** *Chargement dans l'escalier*

Tableau III.41 *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8.68	2.5	15.47	11.18
Palier	5.95	2.5	11.78	8.45

III.3.5. Détermination des efforts :

Tableau III.42 *Sollicitation dans l'escalier*

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	T(kN)
ELU	36.42	-21.43	35.06
ELS	26.30	-15.47	/

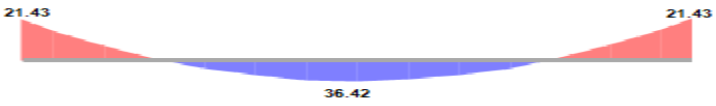


Figure III.22 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

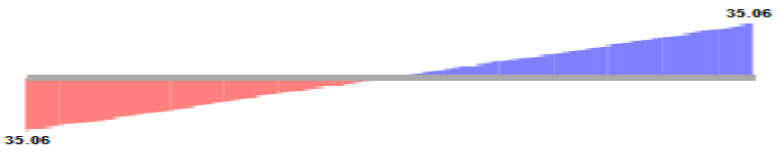


Figure III.23 *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

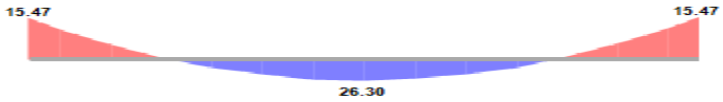


Figure III.24 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS*

III.2.6. Ferraillage :

III.2.6.1. Armatures longitudinales :

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

Tableau III.43 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\bar{S}_t$ (cm)	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	36.42	7.73	0	7HA12=7.92	0	15	33	CV
Appuis	-21.43	0	4.41	0	7HA12=7.92	15	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 1.7$.

Tableau III.44 *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	7.92	1.7	CV
Appuis	7.92	1.7	CV

III.3.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.45 *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	1.98	7HA8=3.52	15	45	CV
En appuis	1.98	7HA8=3.52	15	45	CV

III.3.7. Vérification à l'ELS :

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

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

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

Tableau III.46 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	A (cm^2)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
En travée	7.92	26.3	8.49	201.63	00	201.63	15	CV
En appuis	7.92	-15.47	5.00	151.42	00	201.63	15	CV

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.47 *Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\overline{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
100X15	35.06	0.24	1.16	CV

Vérification de la flèche :

Tableau III.48 *Vérification de la flèche de l'escalier*

Escalier	F	Fadm	vérification
Type 2	9.4	9.6	CV

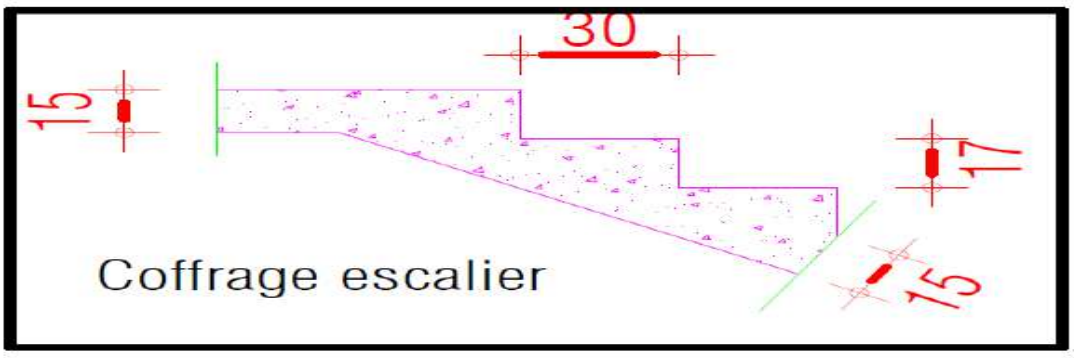


Figure III.25 *Coffrage escalier*

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

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



Figure IV.1 *Vue en 3D de la structure*

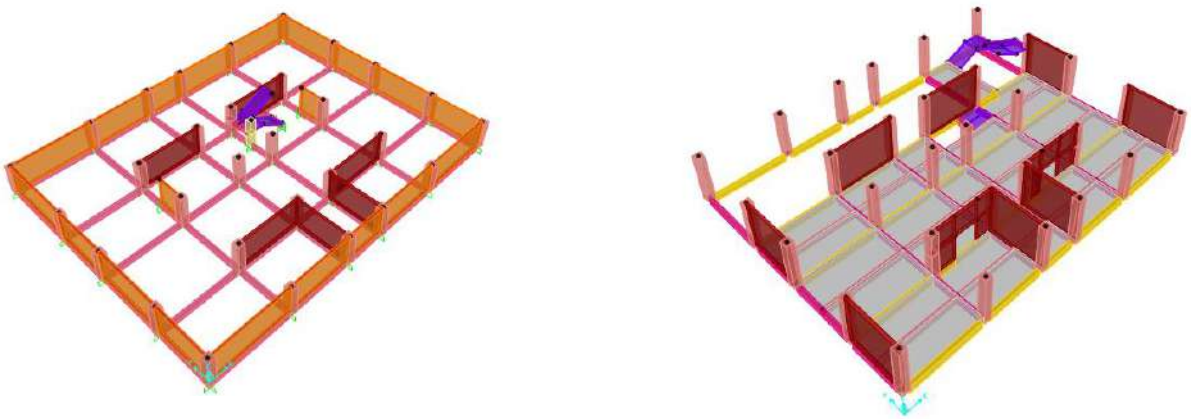


Figure IV.2 *Disposition des voiles*

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion:

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

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

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

Tableau VI.1 *Centre de masse et centre de torsion.*

Niveau (m)	***Masse et centre de Masse***			***Inertie et centre d'inertie***	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
2.64	7088.477	13.742	8.385	13.405	7.784
6.72	7718.820	13.235	10.027	13.544	8.939
10.80	6428.094	13.534	9.832	13.502	8.859
14.03	4861.641	13.526	7.265	13.489	8.311
17.26	4861.641	13.526	7.265	13.482	7.936
20.49	4818.818	13.528	7.263	13.477	7.688
23.72	4779.393	13.528	7.262	13.473	7.520
26.95	4759.684	13.533	7.268	13.470	7.409
30.18	4127.301	13.543	6.756	13.467	7.344

IV.2.3. Excentricité:

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

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

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

Tableau VI.2 *Excentricité suivant les deux directions.*

Excentricité			
Niveau (m)	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
2.64	0.337	0.601	Ok
6.72	0.309	1.088	Ok
10.80	0.032	0.973	Ok
14.03	0.037	1.046	Ok
17.26	0.044	0.671	Ok
20.49	0.051	0.425	Ok
23.72	0.055	0.258	Ok
26.95	0.063	0.141	Ok
30.18	0.076	0.588	Ok

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.
Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v19 ».

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

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

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

(Zone III, groupe d'usage 2)

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

c) Coefficient de comportement R :

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

Donc : R=3.5

Tableau VI.3 *Distribution des sollicitations suivant X.*

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Tx (%)**	**Tx /Poteaux (%)**	**Tx /Voiles (%)**
A_ DIAPH_ 30.18	100	71.025	28.975	100	52.276	47.724
B_ DIAPH_ 26.95	100	71.229	28.771	100	29.773	70.227
C_ DIAPH_ 23.72	100	71.917	28.083	100	22.870	77.130
D_ DIAPH_ 20.49	100	73.978	26.022	100	23.985	76.015
E_ DIAPH_ 17.26	100	74.273	25.727	100	20.326	79.674
F_ DIAPH_ 14.03	100	74.870	25.130	100	17.143	82.857
G_ DIAPH_ 10.80	100	72.999	27.001	100	15.249	84.751
H_ DIAPH_ 6.72	100	74.304	25.696	100	13.036	86.964
I_ DIAPH_ 2.64	100	51.487	48.513	100	0.855	99.145

Tableau VI.4 *Distribution des sollicitations suivant Y.*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 30.18	100	62.003	37.997	100	36.798	63.202
B_ DIAPH_ 26.95	100	62.525	37.475	100	16.084	83.916
C_ DIAPH_ 23.72	100	62.930	37.070	100	12.805	87.195
D_ DIAPH_ 20.49	100	65.888	34.112	100	14.036	85.964
E_ DIAPH_ 17.26	100	66.099	33.901	100	11.335	88.665
F_ DIAPH_ 14.03	100	66.311	33.689	100	14.885	85.115
G_ DIAPH_ 10.80	100	68.402	31.598	100	21.754	78.246
H_ DIAPH_ 6.72	100	69.934	30.066	100	14.490	85.510
I_ DIAPH_ 2.64	100	58.404	41.596	100	1.524	98.476

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

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

Tableau VI.5 *Facteur de qualité.*

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

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

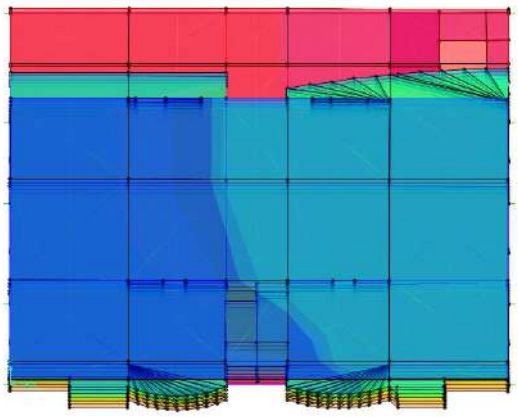
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale :**

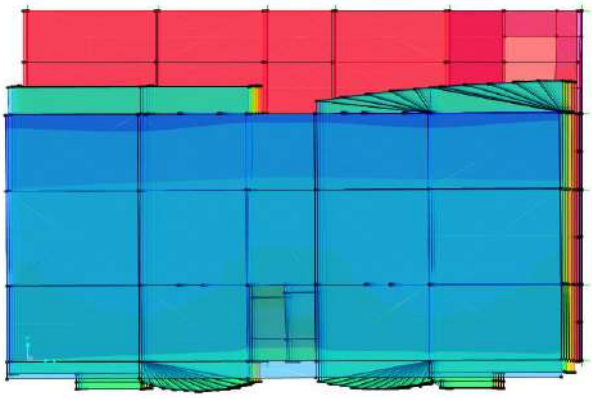
1-1 Comportement modal :

Tableau VI.6 *Comportement des trois premiers modes.*

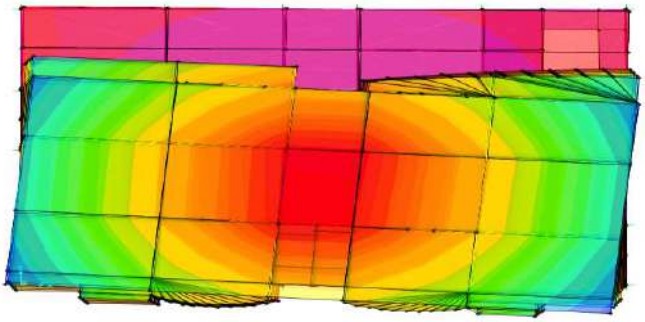
Modes	**1**	**2**	**3**
Période (s)	**0.531 s**	**0.460 s**	**0.432 s**
Participation massique suivant X	0.01	61.06	0.08
Participation massique suivant Y	58.68	0.01	0.00
Participation massique suivant Z	0.01	0.13	56.15
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z



Mode 1 : Translation suivant l'axe Y



Mode 2 : Translation suivant l'axe X



Mode 3 : Rotation autour l'axe Z

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

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0.2\ sec$$

Avec :

N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{7} = 7.93 \quad \Rightarrow \quad K = 8 \quad , \quad T_K = 0.077\ sec.$$

Tableau VI.7 *Comportement des premiers modes.*

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.531	0.011	58.68	0.015
2	0.46	56.975	58.695	7.536
3	0.432	62.294	58.697	56.589
-	-	-	-	-
98	0.036	87.933	91.142	84.368
-	-	-	-	-
126	0.028	90.053	92.192	88.113
-	-	-	-	-
194	0.019	91.313	95.781	90.003

1. La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 126 ème mode suivant l'axe (X).
2. La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 98 ème mode suivant l'axe (Y).
3. La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 194 ème mode auteur de l'axe (Z).
4. Le Temps des modes retenus = 9.57 s.

2- Analyse statique et dynamique :

2-1 Stabilité de la structure :

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

T_2: Période caractéristique.

η: Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

Tableau VI.8 *Les valeurs de la force sismique.*

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(kN)**	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0.25	2.205	2.095	1.1	1.1	3.5	49443.868	7046.059	6679.182

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

Tableau VI.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

/	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0.8}$
Sens X	8306.570	7046.059	0.848	Ok
Sens Y	7564.912	6679.182	0.883	Ok

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

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}V_{ty}$$

Tableau VI.10 *Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
2.64	7088.47	18713.579	174.1678	165.09921	459.8031388	435.8619263	97409.85093	59436.87965
6.72	7718.82	51870.470	482.7600	457.62351	3244.147583	3075.230017	102158.5827	77396.60814
10.8	6428.09	69423.415	646.1258	612.48311	6978.159201	6614.817635	86997.8242	63201.02021
14.03	4861.64	68208.823	634.8216	601.76746	8906.54715	8442.797514	65758.55617	35319.82187
17.26	4861.64	83911.923	780.9708	740.30694	13479.55677	12777.69785	65758.55617	35319.82187
20.49	4818.81	98737.580	918.9536	871.10524	18829.36109	17848.94644	65188.9699	34999.07513
23.72	4779.39	113367.20	1055.112	1000.1740	25027.25715	23724.12798	64655.6285	34707.95197
26.95	4759.68	128273.48	1193.845	1131.6836	32174.1293	30498.87395	64412.80357	34593.38331
30.18	4127.301	124561.94	1159.301	1098.9388	34987.72924	33165.97425	55896.03744	27884.04556
Somme		757068.42	7046.059	6679.182	144086.6906	136584.3276	668236.81	402858.6077

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

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

Tableau VI.11 *vérification de renversement.*

		Vérification
Msx/Mrx	4.637741395	CV
Msy/Mry	2.949522942	CV

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

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

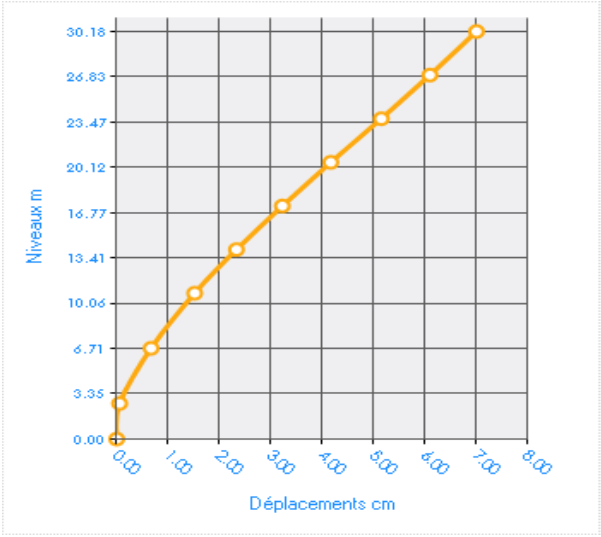
$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$ h_e : La hauteur d'étage k

Tableau VI.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

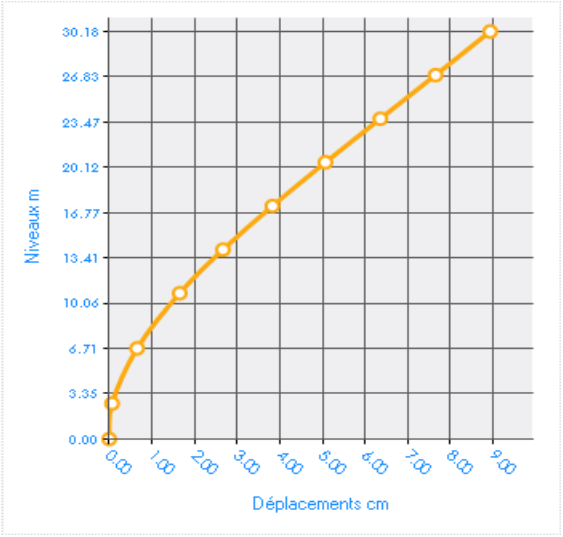
Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
30.18	2.007	7.025	0.91	3.23	Ok
26.95	1.747	6.115	0.949	3.23	Ok
23.72	1.476	5.166	0.987	3.23	Ok
20.49	1.194	4.179	0.945	3.23	Ok
17.26	0.924	3.234	0.896	3.23	Ok
14.03	0.668	2.338	0.815	3.23	Ok
10.8	0.435	1.523	0.851	4.08	Ok
6.72	0.192	0.672	0.616	4.08	Ok
2.64	0.016	0.056	0.056	2.64	Ok

Tableau VI.13 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

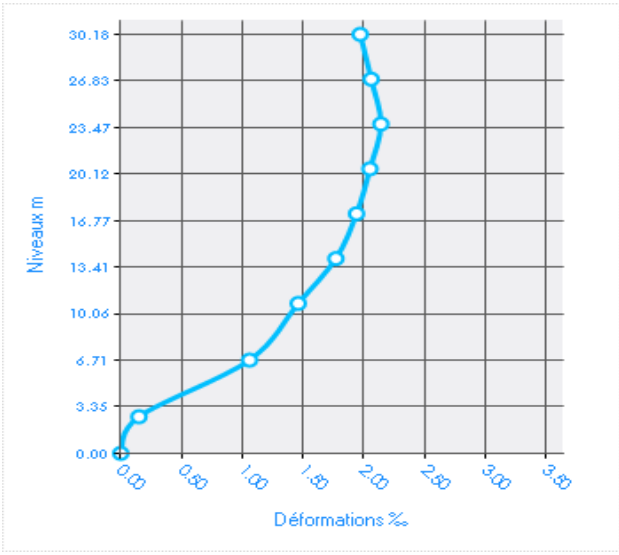
Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
30.18	2.551	8.929	1.278	3.23	Ok
26.95	2.186	7.651	1.295	3.23	Ok
23.72	1.816	6.356	1.288	3.23	Ok
20.49	1.448	5.068	1.242	3.23	Ok
17.26	1.093	3.826	1.159	3.23	Ok
14.03	0.762	2.667	1.015	3.23	Ok
10.8	0.472	1.652	0.997	4.08	Ok
6.72	0.187	0.655	0.588	4.08	Ok
2.64	0.019	0.067	0.067	2.64	Ok



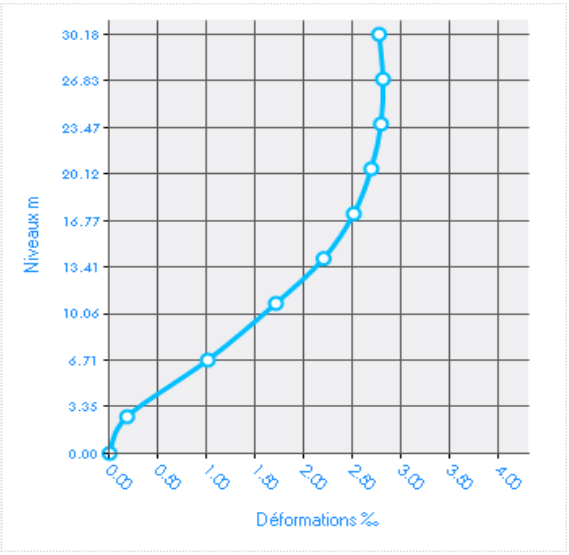
les déplacements inter-étage suivant X



les déplacements inter-étage suivant Y



les déformation inter-étage suivant X



les déformation inter-étage suivant Y

2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.

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

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

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.14 *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
30.18	4288.24	0.91	1.28	1185.12	1082.81	323	0.01	0.016	Ok
26.95	5136.21	0.95	1.31	1267.55	1158.13	323	0.012	0.018	Ok
23.72	5115.53	0.99	1.31	1111.14	1015.22	323	0.014	0.02	Ok
20.49	5154.95	0.92	1.26	967.23	883.73	323	0.015	0.023	Ok
17.26	5197.78	0.91	1.17	821.53	750.61	323	0.018	0.025	Ok
14.03	5197.78	0.82	1.03	667.79	610.14	323	0.02	0.027	Ok
10.8	6801.28	0.87	1.02	672.63	614.57	408	0.022	0.028	Ok
6.72	8394.18	0.64	0.61	516.55	471.96	408	0.025	0.027	Ok
2.64	7218.92	0.06	0.06	174.52	159.45	264	0.009	0.01	Ok

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Tableau VI.15 *Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	**Section (cm²)**	**V_u (kN)**	**Combinaison**	**τ (MPa)**	**Type de fissurations**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Poutres principales	30X55	290.38	$G + Q + E_{dx}$	1.84	Fissuration peu nuisible	3.26	Ok
Poutres secondaires	30X50	210.67	ELU	1.48	Fissuration peu nuisible	2.5	Ok
Poutre porteuse	30X45	178.54	ELU	1.40	Fissuration préjudiciable	3.33	Ok
longrine	30x35	9.38	ELU	0.10	Fissuration préjudiciable	2.5	Ok
Poutre palier	30x40	156.35	$G + Q + E_{dy}$	1.39	Fissuration peu nuisible	3.26	Ok

Les voiles :

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

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 1.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale :

$$\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$$

Tableau VI.16 *Vérification de cisaillement des voiles.*

Eléments	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	T_x (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Voile ph	20	5.55	90	$G + Q + E_{dx}$	1824.56	2.557	5	Ok
Voile	20	1.00	00	$G + Q + E_{dy}$	590.63	4.594	5	Ok

Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

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

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau VI.17 *Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
30.18	50	50	257.98	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.045	Ok
26.95	50	50	568.17	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.099	Ok
23.72	50	50	895.71	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.156	Ok
20.49	55	55	1231.49	2809.00	G+Q+Q1+Ed	0.175	Ok
17.26	55	55	1570.52	2809.00	G+Q+Q1+Ed	0.224	Ok
14.03	55	55	1912.36	2809.00	G+Q+Q1+Ed	0.272	Ok
10.8	60	60	2130.73	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.253	Ok
6.72	60	60	1980.53	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.235	Ok
2.64	60	60	2242.00	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.267	Ok

Conclusion :

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

Tableau VI.18 *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		**Section**
Poutres principales		30x55
Poutres secondaires		30x50
Poutre porteuse		30x45
Longrines		30x35
Poutre Palier		30x40
Voiles périphérique		20xL
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**5eme,6eme,7eme Etage**	50x50
	2eme,3eme,4eme Etage	55x55
	Sous-sol ,RDC,1ere Etage	60x60

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

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

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec : G : charges permanentes. Q : charges d'exploitation. E : charges sismiques.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

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

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

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
Poutres principales O	30x55	125.06	ELU	7.26	-260.62	$G+Q-Ed_x$	13.70
Poutres principales	30x55	80.58	ELU	4.52	-295.60	$G+Q-Ed_x$	15.79
Poutres secondaires C	30x50	298.59	ELU	22.39	-252.13	ELU	18.08
Poutres secondaires H	30x50	77.27	ELU	4.88	-240.31	$G+Q-Ed_y$	14.17
Poutres porteuses	30x45	110.88	ELU	8.14	-191.21	ELU	15.15
Poutre palière	30x35	41.98	ELU	3.34	-140.49	$G+Q-Ed_y$	10.41

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

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales O	7.26	13.70	$3HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$	$3HA16 + 4_{CH}HA16 = 14.07$
Poutres principales	4.52	15.79	$3HA16 = 6.03$	$3HA16 + 5_{CH}HA16 = 16.08$
Poutres secondaires C	22.39	18.08	$3HA16 + 6_{CH}HA20 = 24.88$	$3HA16 + 4_{CH}HA20 = 18.60$
Poutres secondaires H	4.88	14.17	$3HA16 = 6.03$	$3HA16 + 5_{CH}HA16 = 16.08$
Poutres porteuses	8.14	15.15	$3HA16 + 2_{CH}HA16 = 10.05$	$3HA16 + 5_{CH}HA16 = 16.08$
Poutre palière	3.34	10.41	$3HA16 = 6.03$	$3HA16 + 3_{CH}HA16 = 12.06$

V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:

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

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

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	
P P (o)	89.49	-135.81	6.18	/	/	7.90	/	/	CV
P P (n)	89.49	-135.81	6.18	/	/	7.90	/	/	CV
P S (c)	212.15	-179.32	12.42	/	/	11.38	/	/	CV
P S (h)	56.02	-76.70	3.81	/	/	5.03	/	/	CV
P (por)	78.65	-135.68	7.04	201.63	87.36	10.62	201.63	136.71	CV
P(pal)	30.13	-37.58	3.85	145.79	44.11	3.88	93.59	48.14	CV

Section minimale :

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

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

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

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales O	8.06	14.07	8.25	1.65	CV
Poutres principales	6.03	16.08	8.25	1.65	CV
Poutres secondaires C	24.88	18.60	7.5	1.5	CV
Poutres secondaires H	6.03	16.08	7.5	1.5	CV
Poutres porteuses	10.05	16.08	6.75	1.35	CV
Poutre palière	6.03	12.06	6	1.2	CV

V.2.1.2Vérification de la flèche :

Tableau V.5 *Vérification de la flèche*

Elément	*F (mm)*	*Fadm (mm)*	vérification
Poutres principales	4.70	11.45	CV
Poutres secondaires C	7.20	11.00	CV
Poutres secondaires H	1.90	8.90	CV
Poutres porteuses	5.30	11.45	CV
Poutre palière	5.20	11.45	CV

V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

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

Tableau V.6 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	*Section*	V_{max} (kN)	*Combinaison*	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales O	30x55	290.38	$G+Q-E_x$	1.84	4.34	CV
Poutres principales	30x55	290.38	$G+Q-Ed_x$	1.84	4.34	CV
Poutres secondaires C	30x50	210.67	ELU	1.33	3.33	CV
Poutres secondaires H	30x50	105.95	$G+Q+Ed_y$	0.74	3.26	CV
Poutres porteuses	30x45	-178.54	ELU	1.40	3.33	CV
Poutre palière	30x40	156.352	$G+Q-Ed_x$	1.6	3.26	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

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

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

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

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

Tableau V.7 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\boldsymbol{\tau_u}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{S_{adoptée}(cm)}$		$\boldsymbol{A_{t\ choisie}}$ *(cm²)*
		$\boldsymbol{S(ZN)}$ ***(cm)***	$\boldsymbol{S'(ZC)}$ ***(cm)***	
Poutres principales O	1.84	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres principales	1.84	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires C	1.33	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires H	0.74	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres porteuses	1.40	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutre palière	1.6	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

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

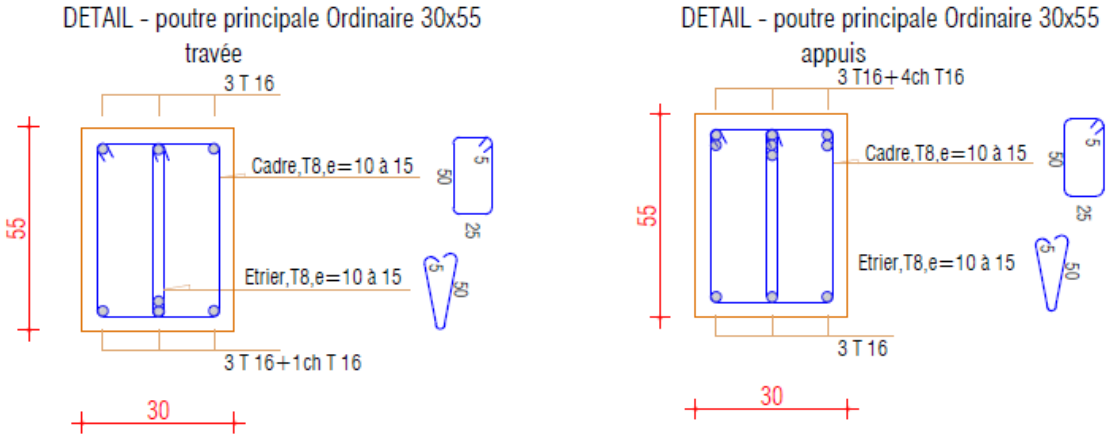


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales Ordinaire.*

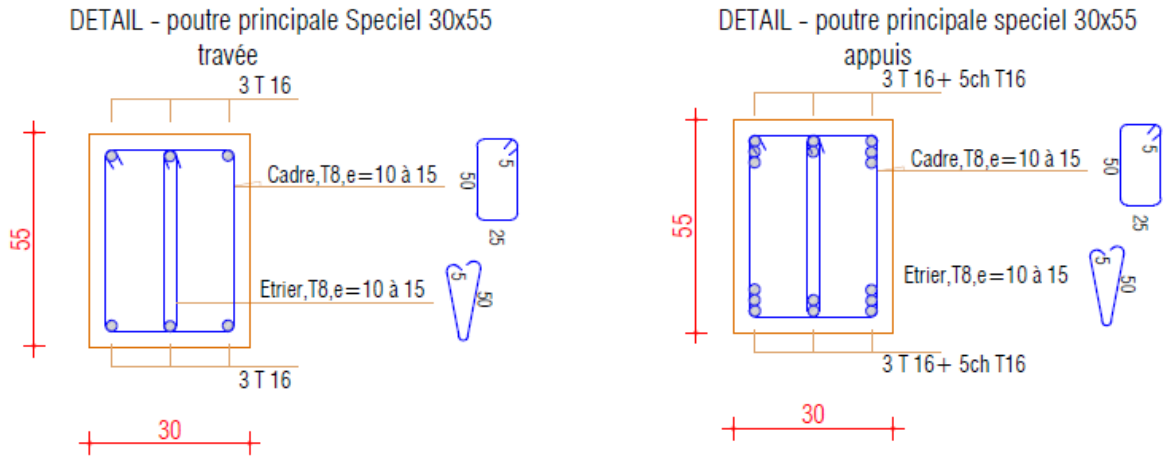


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres principales Spécial.*

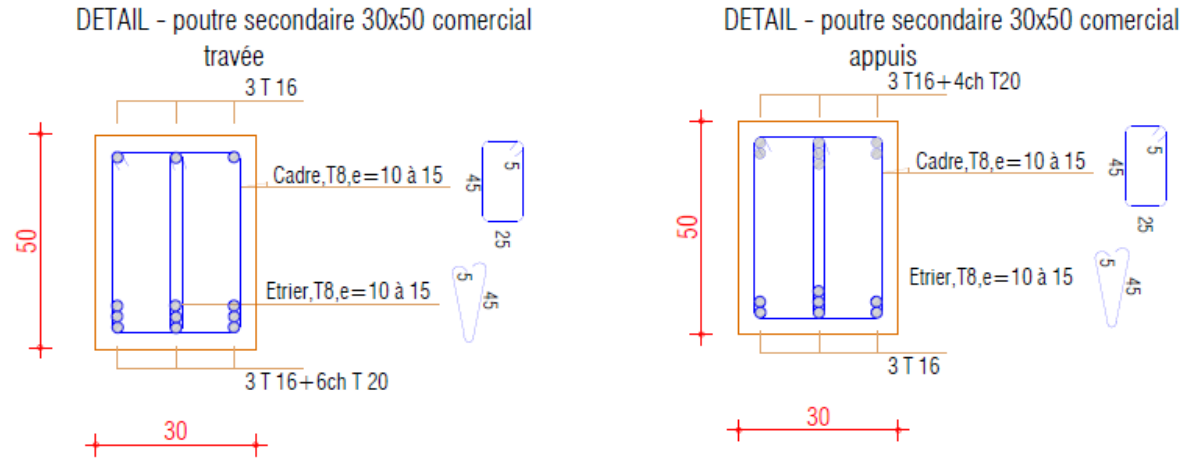


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire commercial.*

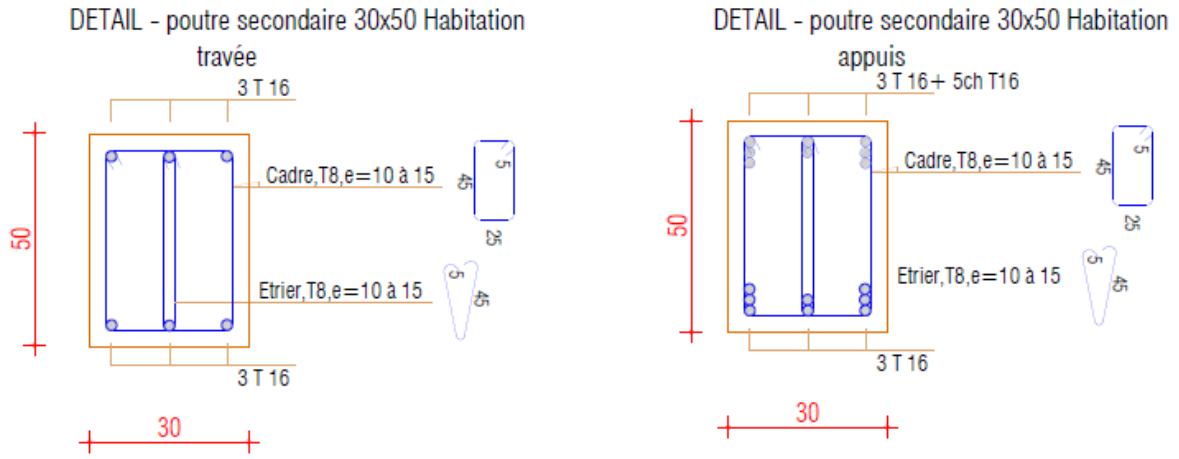


Figure V.4 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire Habitations.*

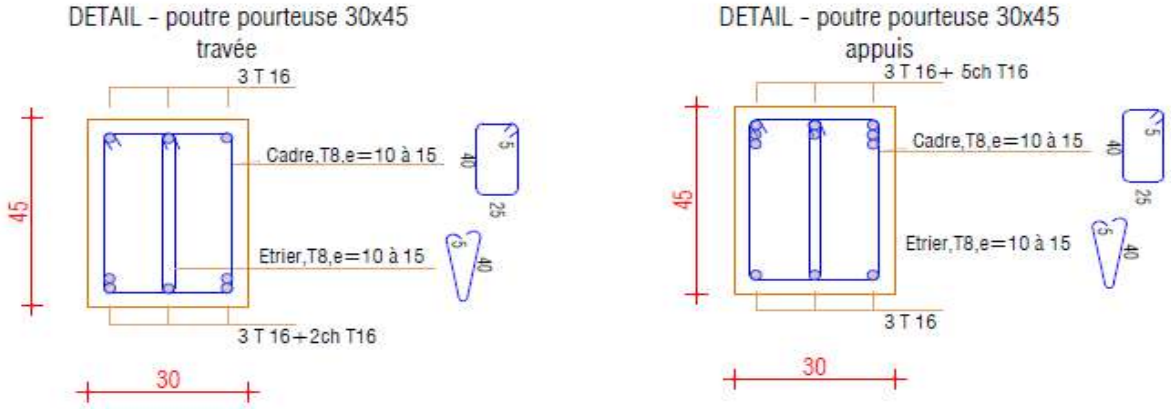


Figure V.5 *Dessin de ferraillage des poutres porteuses.*

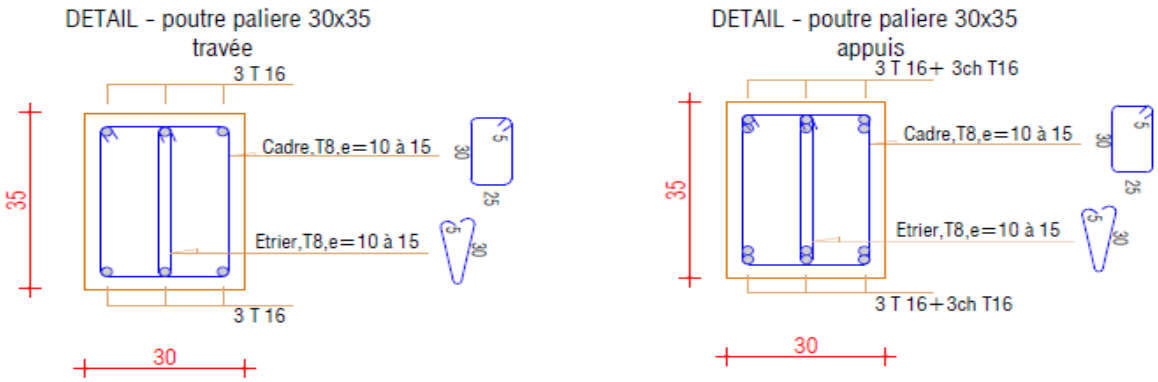


Figure V.6 *Dessin de ferraillage des poutres palière.*

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

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

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

Etage	*Section*	*N*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{cal\,Tat}$ *(cm²)*	$A_{min}(RPA)$ *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
									A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol +RDC+1ere étage	60x60	170	N_{max}	2773.480	$M_{x\,corr}$	22.694	$M_{y\,corr}$	-24.244	3.00	1.80	9.60	32.40	4HA16 +16HA14 = 32.67
		177	N_{min}	2730.701	$M_{x\,corr}$	70.133	$M_{y\,corr}$	24.394	3.00	1.80	9.60		
		177	M_{max}	2730.701	$M_{x\,corr}$	70.133	$M_{y\,corr}$	24.394	3.00	1.80	9.60		
2eme +3eme+4eme étage	55x55	183	N_{max}	2069.376	$M_{x\,corr}$	15.247	$M_{y\,corr}$	1.870	2.75	1.65	8.80	27.22	20HA14 = 30.79
		839	N_{min}	1106.461	$M_{x\,corr}$	14.292	$M_{y\,corr}$	-2.369	2.75	1.65	8.80		
		176	M_{max}	1697.696	$M_{y\,corr}$	14.731	N_{corr}	33.399	2.75	1.65	8.80		
5eme +6eme+7eme étage	50x50	182	N_{max}	966.016	$M_{x\,corr}$	9.850	$M_{y\,corr}$	-1.803	2.5	1.5	8.00	22.50	16HA14 = 24.63
		832	N_{min}	470.216	$M_{x\,corr}$	6.601	$M_{y\,corr}$	8.363	2.5	1.5	8.00		
		269	M_{max}	935.310	$M_{y\,corr}$	45.474	N_{corr}	11.369	2.5	1.5	8.00		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

Etage	***Section***	***N***	***Sollicitations***						σ_s (MPa)		σ_b (MPa)	**T.F**	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_t$
									$\sigma_s{}'$	σ_s			
Sous-sol +RDC+1ere étage	60x60	170	N_{max}	2011.890	$M_{x\,corr}$	16.117	$M_{y\,corr}$	-17.196	84.08	0.00	5.67	P.j	Ok
		177	N_{min}	1981.293	$M_{x\,corr}$	50.161	$M_{y\,corr}$	17.302	93.47	0.00	6.36	P.j	
		177	M_{max}	1981.293	$M_{x\,corr}$	50.161	$M_{y\,corr}$	17.302	93.47	0.00	6.36	P.j	
2eme +3eme+4eme étage	55x55	183	N_{max}	1509.981	$M_{x\,corr}$	11.152	$M_{y\,corr}$	1.348	/	/	4.69	N.p	Ok
		839	N_{min}	806.318	$M_{x\,corr}$	10.524	$M_{y\,corr}$	-1.724	39.49	0.00	2.66	P.j	
		176	M_{max}	1234.283	$M_{y\,corr}$	10.775	N_{corr}	24.314	/	/	4.45	N.p	
5eme +6eme+7eme étage	50x50	182	N_{max}	719.974	$M_{x\,corr}$	9.850	$M_{y\,corr}$	-1.351	/	/	2.88	N.p	Ok
		832	N_{min}	342.649	$M_{x\,corr}$	5.064	$M_{y\,corr}$	6.114	23.72	0.00	1.62	P.j	
		269	M_{max}	680.275	$M_{y\,corr}$	32.835	N_{corr}	8.329	56.95	0.00	3.96	P.j	

V.3.2 Armatures transversales :

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

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$ 3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$\boldsymbol{A_{t\,ch}(cm^2)}$
Sous-sol +RDC+1ere Etage	60 x 60	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
2éme+3éme+4 éme Etage	55 x 55	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
5éme+6éme+7 éme Etage	50 x 50	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$

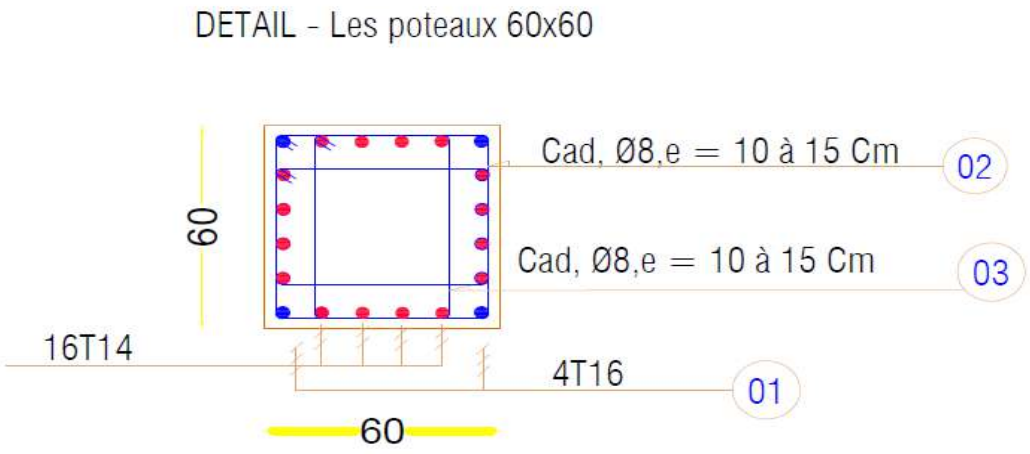


Figure V.7 *Dessin de ferraillage des Poteaux 60x60.*

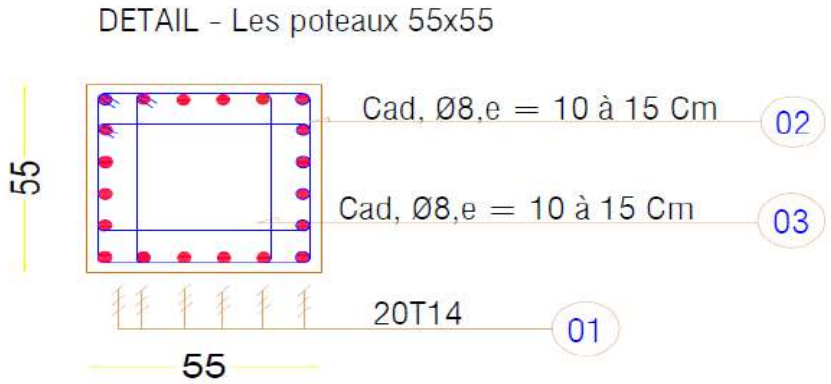


Figure V.8 *Dessin de ferraillage des Poteaux 55x55.*

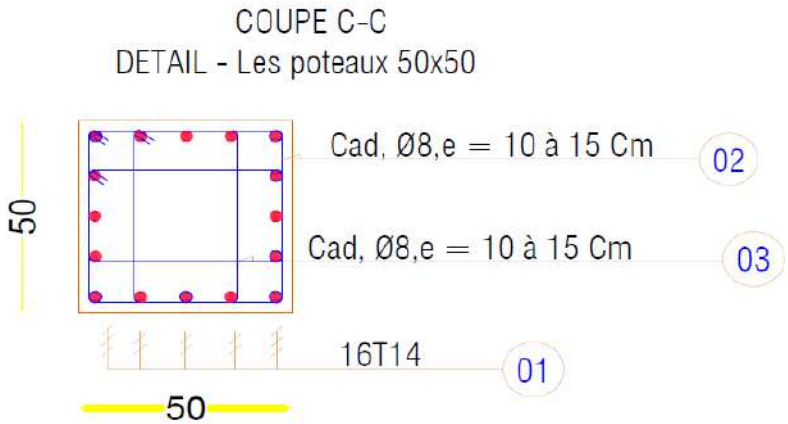


Figure V.9 *Dessin de ferraillage des Poteaux 50x50.*

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

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

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

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

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

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

Tableau V.11 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y).*

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	Voile 1	5.05	4015.62	6896.60	1279.86	$G + Q + Ed_y$	24.20	24.20	4HA16 +16HA14 = 32.67	4HA16 +16HA14 = 32.67	10
	Voile 2	5.05	7683.66	5845.83	1309.39	$G + Q + Ed_y$	24.20	24.20	4HA16 +16HA14 = 32.67	4HA16 +16HA14 = 32.67	10
	Voile 3	5.05	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	24.20	24.20	4HA16 +16HA14 = 32.67	4HA16 +16HA14 = 32.67	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.12 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).*

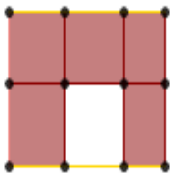
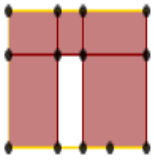
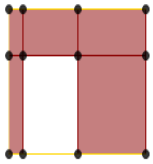
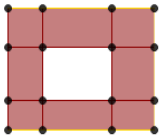
Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	Voile 1	5.05	4015.62	6896.60	1279.86	$G + Q + Ed_y$	10	38HA8= 19.10	20
	Voile 2	5.05	7683.66	5845.83	1309.39	$G + Q + Ed_y$	10	38HA8= 19.10	20
	Voile 3	5.05	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	10	38HA8= 19.10	20

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

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

Image	*Voile*	*L (m)*	*he (m)*	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	*Voile 1*	5.05	3.53	55.93	10.59	10.59	72HA10= 56.55	10
	*Voile 2*	5.05	3.53	55.93	10.59	10.59	72HA10= 56.55	10
	*Voile 3*	5.05	3.53	55.93	10.59	10.59	72HA10= 56.55	10

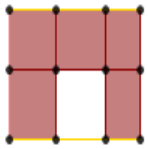
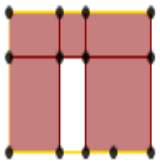
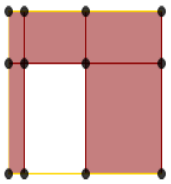
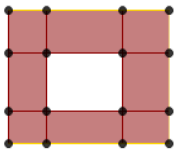
Tableau V.14 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	Voile 1	6.15	5387.781	8911.2356	2089.9854	$G + Q + Ed_x$	28.60	28.60	4HA16 +16HA14 = 32.67	4HA16 +16HA14 = 32.67	10
	Voile 2	5.90	53433984	8052.5411	1886.4112	$G + Q + Ed_y$	27.60	27.60	4HA16 +16HA14 = 32.67	4HA16 +16HA14 = 32.67	10
	Voile g	2.20	7941.5643	1338.5326	1015.5858	$G + Q + Ed_y$	10.48	10.48	4HA16 +16HA14 = 32.67	6HA16 = 12.06	10
	Voile d	1.70	2381.5728	1272.0303	824.3151	$G + Q + Ed_y$	9.20	9.20	6HA16 = 12.06	4HA16 +16HA14 = 32.67	10
	Voile g	2.17	5499.5823	1106.2519	822.7687	$G + Q + Ed_y$	12.00	12.00	8HA16 = 16.08	8HA16 = 16.08	10
	Voile d	2.72	2047.4849	2194.1297	1309.1421	$G + Q + Ed_y$	14.20	14.20	8HA16 = 16.08	20HA14 = 30.79	10
	Voile g	0.67	2372.1066	224.7589	203.6668	$G + Q + Ed_y$	4.90	4.90	20HA14 = 30.79	/	10
	Voile d	1.95	2068.3658	1209.6407	678.1426	$G + Q + Ed_y$	8.60	8.60	6HA14 = 9.24	6HA14 = 9.24	10
	Voile g	1.27	1528.5219	146.8827	57.7564	$G + Q + Ed_y$	4.80	4.80	20HA14 = 30.79	6HA14 = 9.24	10
	Voile d	1.47	2810.1121	198.271	248.2061	$G + Q + Ed_y$	8.10	8.10	6HA14 = 9.24	20HA14 = 30.79	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

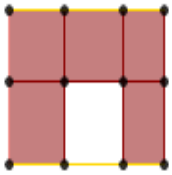
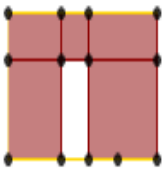
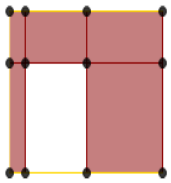
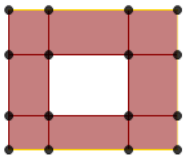
St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.15 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).*

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	Voile 1	6.15	4015.62	6896.60	1279.86	$G + Q + Ed_x$	12.30	50HA8=25.13	20
	Voile 2	5.90	7683.66	5845.83	1309.39	$G + Q + Ed_y$	11.80	46HA8= 23.12	20
	Voile g	2.20	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	4.40	14HA8= 7.04	20
	Voile d	1.70	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	3.40	14HA8= 7.04	20
	Voile g	2.17	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	3.80	18HA8= 9.05	20
	Voile d	2.72	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	5.45	18HA8= 9.05	20
	Voile g	0.67	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	1.55	14HA8= 7.04	20
	Voile d	1.95	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	3.9	14HA8= 7.04	20
	Voile g	1.27	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	2.00	10HA8= 5.03	20
	Voile d	1.47	4230.59	7156.65	1394.77	$G + Q + Ed_y$	2.95	10HA8= 5.03	20

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.16 *La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant Y).*

Image	Voile	L (m)	he (m)	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	Voile 1	6.15	3.58	60.31	10.74	60.31	88HA10=69.12	8
	Voile 2	5.90	3.58	58.61	10.74	58.61	88HA10=69.12	8
	Voile g	2.20	3.58	34.51	10.74	34.51	70HA10=54.98	10
	Voile d	1.70	3.58	34.51	10.74	34.51	70HA10=54.98	10
	Voile g	2.17	3.225	27.47	9.68	27.47	52HA10=40.84	10
	Voile d	2.72	3.225	37.28	9.68	37.28	52HA10=40.84	10
	Voile g	0.67	3.225	25.22	9.68	25.22	52HA10=40.84	10
	Voile d	1.95	3.225	17.01	9.68	17.01	52HA10=40.84	10
	Voile g	1.27	3.225	30.04	9.68	30.04	52HA10=40.84	10
	Voile d	1.47	3.225	30.04	9.68	30.04	52HA10=40.84	10

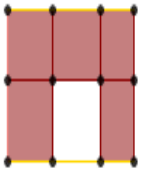
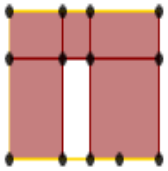
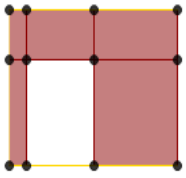
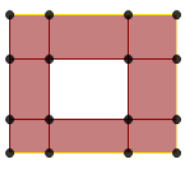
V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

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

Tableau V.17*Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).*

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn. m)	N (Kn)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	5.05	3423.1619	305.6514	51.7341	2.31	34.40	0.00	CV

Tableau V.18*Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).*

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn. m)	N (Kn)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	6.15	3935.8259	54.1298	103.9538	2.20	/	/	CV
	5.90	4785.5074	-90.0297	-73.8231	2.76	/	/	CV
	2.20	2392.1371	-31.6619	14.8267	3.25	/	/	CV
	1.70	1960.2554	-119.7891	-125.3652	3.17	/	/	CV
	2.17	1414.7069	-98.2659	-632659	2.18	/	/	CV
	2.72	1609.5571	-123.7301	-117.2963	2.11	/	/	CV
	0.67	1104.9898	15.3449	15.1178	3.70	53.54	0.00	CV
	1.95	1032.8466	-87.0935	-86.7107	3.06	45.00	0.00	CV
	1.27	482.0059	52.7034	-5.7938	1.08	15.41	0.00	CV
	1.47	1306.5816	-25.0358	11.1872	2.47	36.49	0.00	CV

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

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

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

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

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

On devra disposer :

- Des aciers longitudinauxA_l.
- Des aciers transversauxA_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

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

a) Aciers transversaux :

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

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 :**

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

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

Tableau V.19 *Choix de la méthode de calcul.*

Linteau Niveau	L (m)	h (m)	T (kN)	M1 (kN)	τ (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	Choix de la méthode
R+1	2.00	1.83	665.7706	734.8877	2.83	1.5	**Non**	Traction/Compression
R+1	1.60	1.03	621.5390	574.5222	4.69	1.5	**Non**	Traction/Compression
R+2	2.00	1.88	1318.1500	1347.6091	5.45	1.5	**Non**	Traction/Compression
R+2	0.95	1.03	1162.8516	530.1557	9.52	1.5	**Non**	Traction/Compression

Tableau V.20 *La section d'armatures des linteaux (Suivant X)*

Linteau	*Armatures diagonales*		*Armatures longitudinales*		*Armatures transversales*		*Armatures de peau*	
Niveau	A_d (cm^2)	$A_{d\,ch}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	A_p (cm^2)	$A_{p\,ch}$ (cm^2)
R+1	12.51	8HA16=16.08	5.49	4HA14=6.16	1	2HA8=1.01	7.32	22HA10=17.28
R+1	14.40	8HA16=16.08	3.90	4HA12=4.52	1	2HA8=1.01	4.12	8HA10=6.28
R+2	24.40	14HA14=24.63	5.64	4HA14=6.16	1	2HA8=1.01	7.52	22HA10=17.28
R+2	22.12	14HA14=24.63	3.09	4HA12=4.52	1	2HA8=1.01	4.12	8HA10=6.28

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

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

Linteau *Niveau*	*L (m)*	*h (m)*	T (kN)	$M1$ (kN)	$M2$ (kN)	τ (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	*Choix de la méthode*
R+5	2.00	1.83	286.40	351.14	184.76	1.21	1.5	**Oui**	flexion simple
R+5	1.60	1.03	124.99	103.90	17.1318	0.94	1.5	**Oui**	flexion simple

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

Linteau	*Armatures longitudinales*			*Armatures transversales*				*Armatures de peau*	
Niveau	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	St *(cm)*	St_{ch} *(cm)*	A_p (cm^2)	A_p (cm^2)
R+5	1.33	4.93	42HA14=6.16	1.09	2HA8=1.01	17.9	15	7.32	22HA10=17.28
R+5	0.98	2.65	4HA12=4.52	1.55	2HA8=1.01	22.6	15	4.12	8HA10=6.28

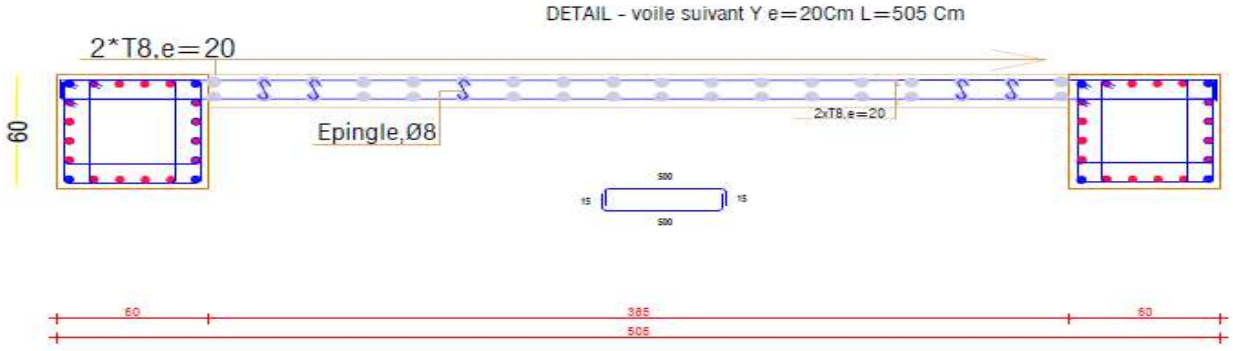


Figure V.10 *Dessin de voile suivant Y*

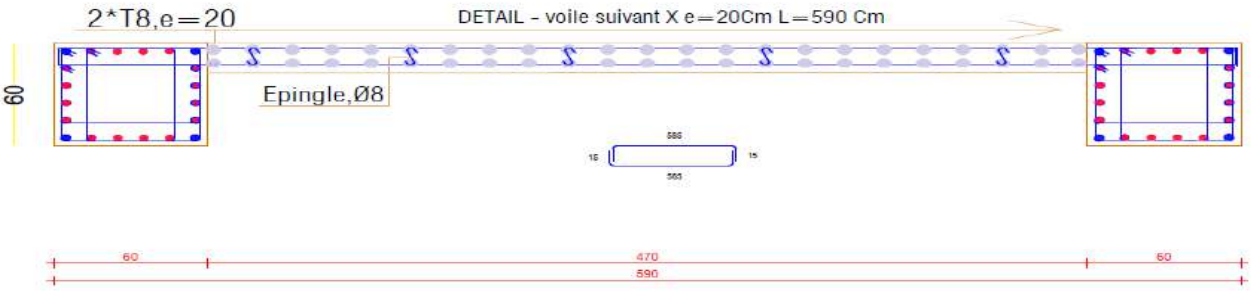


Figure V.11 *Dessin de voile suivant X*

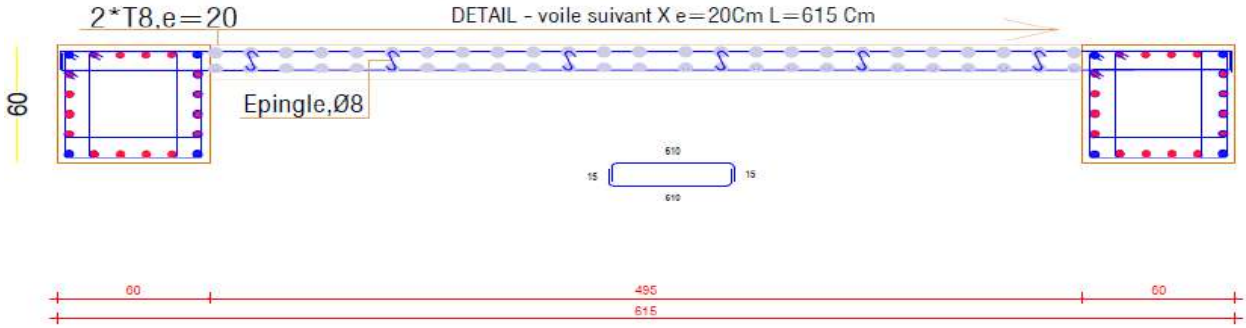


Figure V.12 *Dessin de voile suivant X*

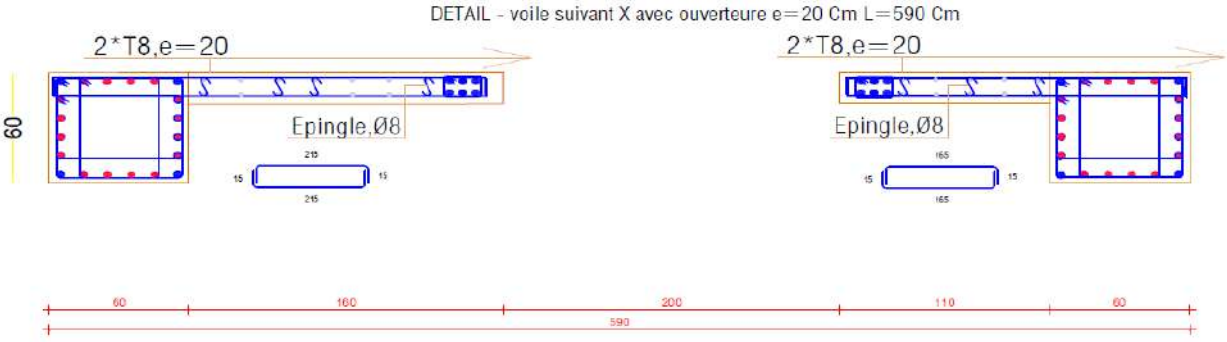


Figure V.13 *Dessin de voile suivant X*

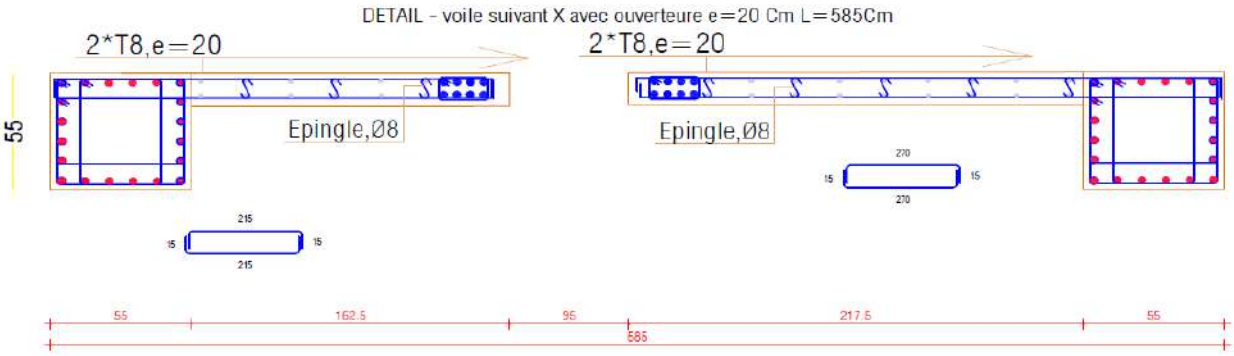


Figure V.14 *Dessin de voile suivant X*

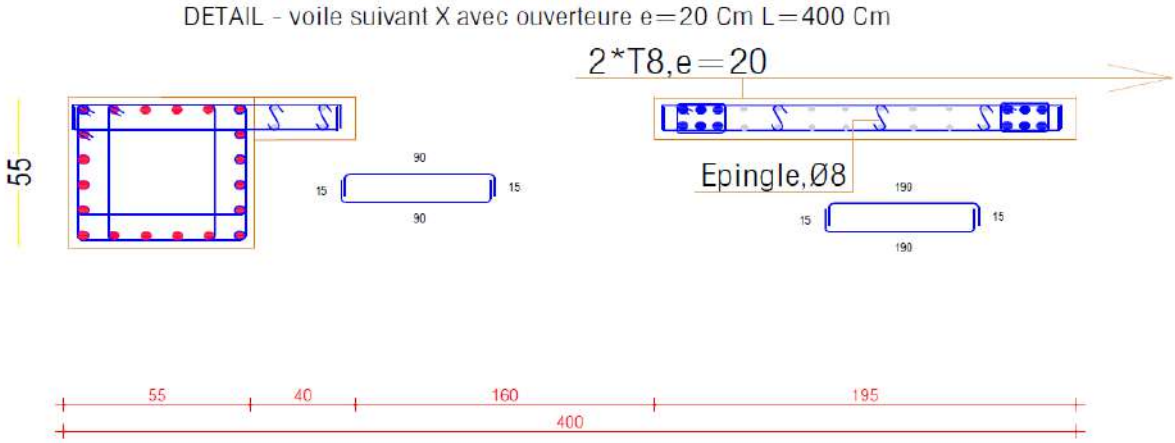


Figure V.15 *Dessin de voile suivant X*

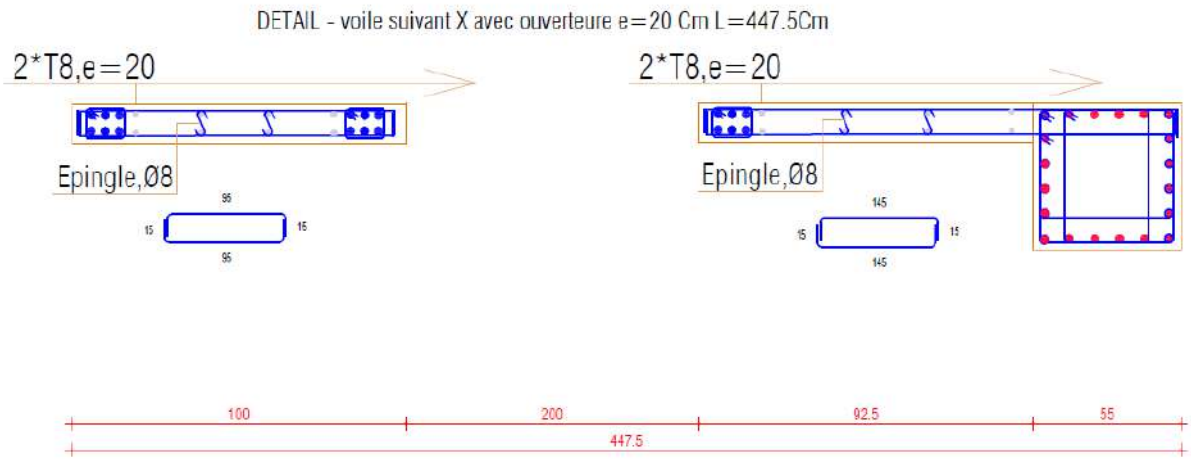


Figure V.16 *Dessin de voile suivant X*

CHAPITRE VI

CALCUL

DES

FONDATIONS

VI.1.I NTRODUCTION :

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2 .TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. CRACTERISTIQUES DU SOL :

- Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.
- Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans un rapport du sol .
- Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.
- D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5\ bar$$

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

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

$$D = 1.5m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_s = 16.5\,kN/m^3$, $\varphi = 20°$, $C = 0.30\ bar$

$cg = 0.028$, $\triangle H = 2.30m$, pH = 7.87

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

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

- **VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :**
- **Méthode de calcul :**

Les effort normal a la base (ELS) :

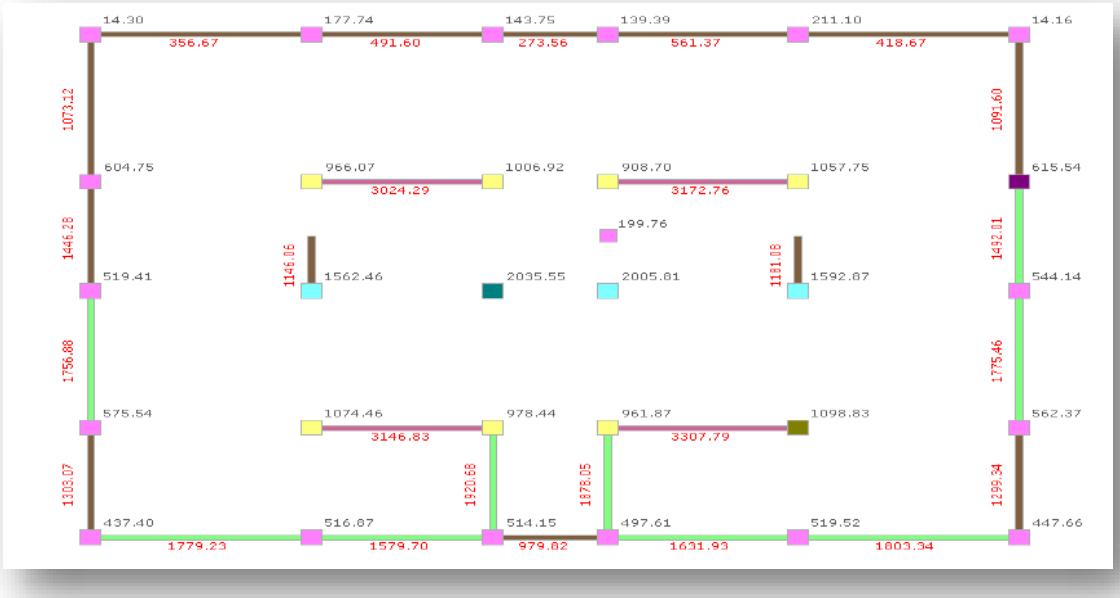


Figure VI.1 *Les effort normal a la base.*

Dimensionnement initiales des semelles isolées :

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

	A (cm)	B (cm)	N (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Ai initial (m)	Bi initial (m)	A ch (m)	B ch (m)	H (cm)
S1	60	60	2035.55	5.51	7.80	3.68	3.68	4.10	4.10	90
S2	60	60	1098.78	10.97	7.51	2.71	2.71	3.00	3.00	65
S3	60	60	615.54	2.88	14.87	2.03	2.03	2.30	2.30	45

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

a) **Suivant B**

$$l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$$

b) Suivant A :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

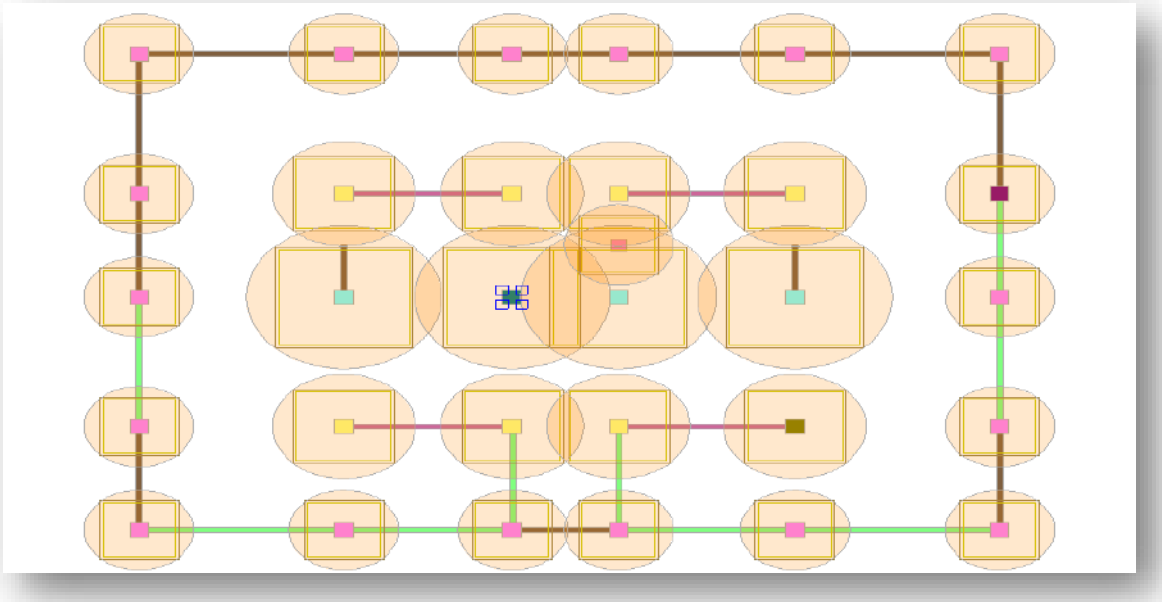


Figure VI.2 *Dessin des bulles de pression.*

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

VI.4.2.1 Les hypothèses de calcul:

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

• Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

• Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

• Bon enrobage des armatures.

• Non poinçonnement.

a) Dimensionnement des semelles filantes :

Tableau VI.2 *Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS.*

Direction	***Semelle***	$\sum N_{max}(kN)$	$L(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(m)$	$\sigma_b(MPa)$
Suivant X	***Semelle Filante 1***	10251.67	29.40	2.10	0.41	2.50	0.55	1.39
	Semelle Filante 2	4938.64	29.40	0.94	0.12	2	0.55	0.84
Suivant Y	***Semelle Filante 1***	7372.95	22.70	1.95	0.37	2.30	0.55	1.41
	Semelle Filante 2	4654.35	16.95	1.65	0.29	2.00	0.55	1.37

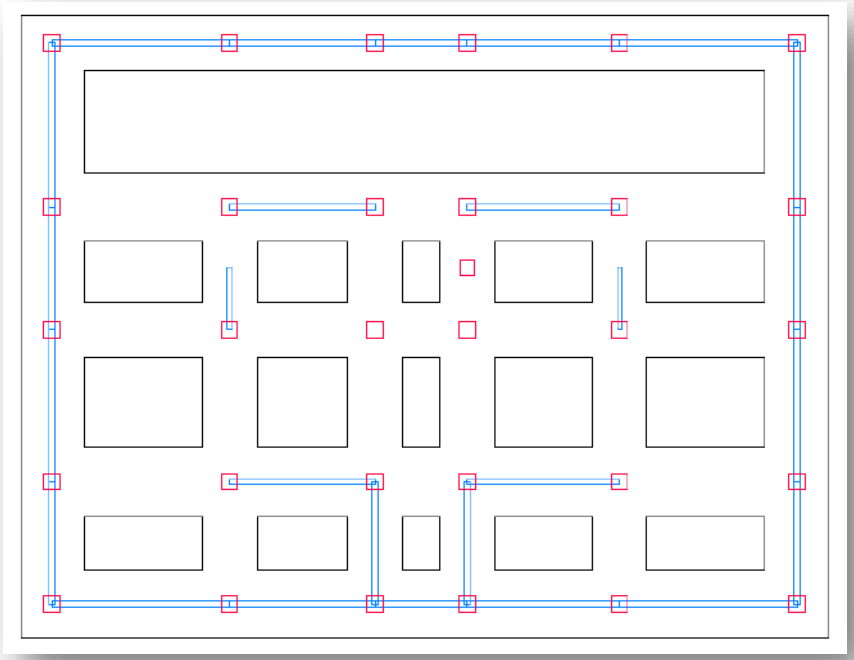


Figure VI.3 *Dimensionnement des semelles filante.*

VI.4.2.2 Ferraillage de la semelle filante :

Tableau VI.3 *Vérification de l'excentricité.*

Semelle	e_o	B/6 (m)	Diagramme	Méthode
Semelle Sous Poteaux	0.35	0.33	trapézoïdale	Moment
Semelle Sous Voile	-3.74	0.41	trapézoïdale	Bielles

Tableau VI.4 *Ferraillage parallèle.*

semelle	Nu(kn)	AB(cm²)	AB choisi (cm²)	ST
Semelle Sous Poteaux	2805.42	29.04	22HA14=33.87	20
Semelle Sous Voile	819.72	12.21	10HA14=15.39	10

Tableau VI.5 *Parallèlement à l'axe de longitudinal.*

semelle	Arèp(cm²/ml)	Arèp choisi(cm²/ml)	ST(cm)
Semelle Sous Poteaux	3.915	10HA8=5.03	20
Semelle Sous Voile	9.61	13HA10=10.21	20

VI.4.2.2.1 vérification de poinçonnement.

Tableau VI.6 *vérification de poinçonnement.*

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	ɣb	Fc28 (MPA)	F limite (kn)	Nu max (kn)	vérification
0.6	0.6	0.55	4.60	1.5	25	1897.50	2805.42	C.N.V

il y a une Risque de poinçonnement du fût sur la semelle.

VI.4.2.3.Pré dimensionnement de Poutre de Libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5k.{l_{max}}^4}{E}}$$

Tableau VI.7 *Pré dimensionnement de Poutre de Libage*

Lmax (cm)	K (kg/cm^3)	Fc28 (MPA)	E (MPa)	hp (cm)	hp choisi (cm)	B choisi (cm)
645	4.00	25	32164.2	102.48	100	60

Tableau VI.8 *vérification de poinçonnement.*

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	ɣb	Fc28 (MPA)	F limite (kn)	Nu max (kn)	vérification
0.6	0.6	1.00	6.40	1.5	25	4800.00	2805.42	C.V

Pas de Risque de poinçonnement de poutre de libage.

Tableau VI.9 *Sollicitations des forces .*

σu	σser	F ELU	F ELS
1.20	0.93	240.00	186

VI.4.2.3.1Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.10 *Détermination des sollicitations de la poutre de libage*.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-793.430	614.264	869.790	-614.910	476.056

a-Calcul des armatures longitudinales:

Tableau VI.11 *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU*

P.libag	M_u (kN.m)	A cal (cm^2)	A'cal (cm^2)	A ch (cm^2)	A'ch (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Travée	614.264	18.96	0,00	28.15	0,00	14ChHA16=28.15
Appuis	-793.430	24.82	0,00	28.15	0,00	14Ch HA16=28.15

b-Vérification des contraintes à l'ELS:

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.12 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*

P.libage	M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	476.056	28.15	10.05	5.40	191.55	72.50	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-614.910	10.05	28.15	6.97	201,63	93.65		

c-Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{869.79 \times 1000}{600 \times 970} = 1.49\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

d-Armatures transversales:

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13 *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
Poutre	869.790	1.49	10	20	6HA8=3.02

e-Armatures de peau selon CBA93 A.7.3:

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2, \text{donc on adopte } 6HA12 = 6.79cm^2.$$

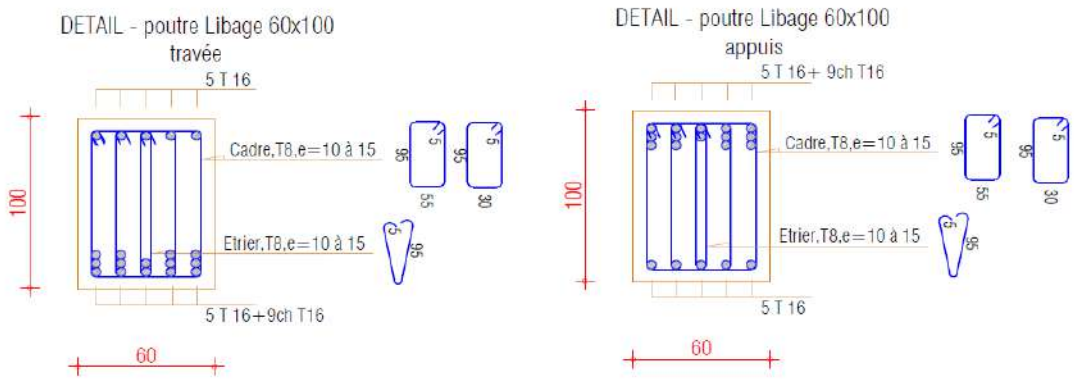


Figure VI.4 *ferraillage de poutre de libage.*

VI.4.3.calcule le ferraillage de Longrine:

VI.4.3.1.Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC :

Les longrines doivent calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de la site considérée.

Site	Zone 1	Zone IIa	Zone IIb ,III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	08

Etant donné que le béton tendue est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de la **traction F** : N max=2825.34 KN (compression)

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = 812\ mm^2 \qquad \text{A= 8.12 cm²}$$

Choix des Armatures :

A_{ch} = 6T14 = 9.24 cm²

Section minimale :

Amin = 0.6%.b x h (cm²) = 6.30 cm²

VI.4.3.2.Vérification des contraintes normal à l'état limite de service:

Combinaison : G+Q

Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau VI.14 *Vérification des contraintes normal*

Longrines	Sollicitation à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
N°	N_{ser} [KN]	α	$\boldsymbol{\sigma_b}$ [MPa]	$\boldsymbol{\sigma_s}$ [MPa]	$\boldsymbol{\sigma_b}$ [MPa]	$\boldsymbol{\sigma_s}$ [MPa]	Oui / Non
	2050.40	10	/	221.90	/	201.63	**C.N.V**

Choix des Armatures :

A_{ch} = 6T16 = 12.06 cm²

Section minimale :

Amin = 0.6%.b x h (cm²) = 6.30 cm² RPA2003 Art.10.1.1

Combinaison : G+Q

Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau VI.15 *Vérification des contraintes normal*

Longrines	Sollicitation à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
N°	N_{ser} [KN]	α	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	Oui / Non
	2050.40	10	/	170.02	/	201.63	**C.V**

VI.4.3.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement :

Combinaison : G+Q

Tableau VI.16 *Vérification des contraintes tangentielle*

Longrines et Sollicitation à L'ELU ou L'ACC				Vérification			Espacements et armatures			
N°	h [cm]	b [cm]	T [KN]	Tu [MPa]	Tu adm [MPa]	Oui /Non	ZN [cm]	ZC [cm]	∅ [mm]	At [cm²]
	35	30	10.117	0.11	3.33	C.V	10	15	08	1.51

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min [20 cm , 15 (∅1)]

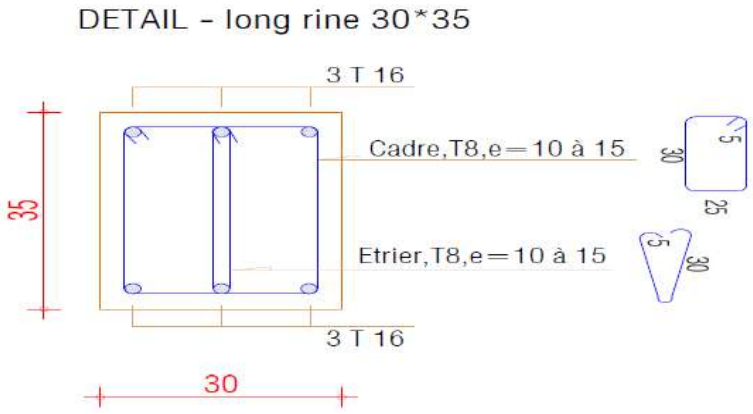


Figure VI.5 *ferraillage de Longrine.*

VI.4.4 Calcul de voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre 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 : e ≥ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20 cm.

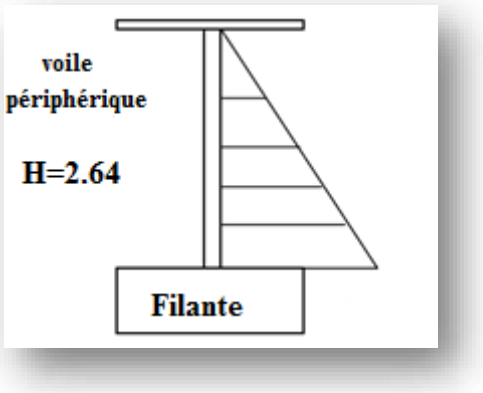


Figure VI.6 *Schéma statique du voile périphérique.*

VI.4.4.1Calcul de la poussée des terres :

$$P = (1/2)\ \rho_{remblai} * K_p * h^2$$

Avec :

$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_d = 16.5kN \quad , \quad h = 2.64\ m \quad , \quad \varphi = 20° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.49$

$P = (0.5) * 16.5 * 0.49 * (2.64)^2 = \ 28.17\ kN/m^2$

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

$$P = 28.17/2 = \ 14.08\ kN$$

$$P_u = 1.35 * P = 25.76\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 14.08\ kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 6.45\ m$ et comme hauteur $l_x = 2.64m$;ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{2.64}{6.45} = 0.41$$

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

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{t\,x} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{t\,y} = 0.75 * M_y$$

$$M_{s\,x} = 0.3 * M_x \ , \quad M_{n\,x} = 0.3 * M_x \quad , \quad M_{e\,y} = M_{w\,y} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI.17 *La section d'armatures du voile périphérique*.

	μ	*Armatures en travées*				*Armatures aux appuis*			
		M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0.1073	16.38	2.83	7HA8 =3.52	15	5.8	2	7HA8 =3.52	15
Suivant Y	0.4050	1.52	2	7HA8 =3.52	15	2	2	7HA8 =3.52	15

VI.4.4.2Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

	μ	*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)
Suivant X	0.1073	12.13	3.52	1.69	17.73	17.73	4.28	3.52	0.60	6.26	6.26
Suivant Y	0.1050	1.12	3.52	0.16	1.64	1.64	0.75	3.52	0.10	1.10	1.10

VI.4.4.3Vérification au cisaillement à l'ELU :

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

$\tau_{max} = 0.166\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$ Condition vérifée.

Conclusion Générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le ROBOT EXPERT, SAP2000, AUTO-CAD, Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une Structure de bonne stabilité et structure économique.

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

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES:

-Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41

-Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48

- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

MANUELS TECHNIQUES :

- Béton armé aux états limites BAEL 91

LOGICIELS :

-SAP2000 version 20

-BIM vision version 2.24.3

- Robot EXPERT 2010

- Auto CAD 2020

- Microsoft office 2007