Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie civil

Master II en construction civil et industriel

Etude d'un bâtiment en R+5 plus sous-sol

Réalisé par :

AKSAS Arezki

BOUDIAF Amar

encadré par :

Mme HERMIME HASSIBA

Année d'étude : 2019/2020

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous Remercions notre promotrice **Mme HERMIME** de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil. Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur Patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci pour tout

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- A Mon Frère et ma sœur adorables et leur Familles

- A tous mes amis

- A mes camarades de promo

- A mon chère binôme AKSAS Arezki

- A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

BOUDIAF AMAR

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- A mes adorables sœurs ainsi qu'a toute ma Famille paternelle et maternelle .

- A tous mes amis

- A mes camarades de promo

- A mon chère binôme BOUDIAF AMAR

- A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

AKSAS Arezki

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception ,de la réalisation, de l'exploitation de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement .

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devrons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devrons impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant bonne dissipation des efforts.

L'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait l'objectif principal et de combiner un ensemble de matériaux afin de résister a des charges pour accomplir une fonction principale.

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage : page (1 à 10)

I. Introduction : ……..page 1

I. 1. Présentation et caractéristique de l'ouvrage : ……..page 1

I.1.1. Présentation de l'ouvrage : ……..page 1

I.1.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage : ……..page 1

I.2 . Eléments de l'ouvrage : ……..page 1 à 3

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux : ……..page 3

I.3.1. Le Béton : ……..page 4 à 8

I.3.2. Les aciers : ……..page 8 à 10

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments : page (11 à 25)

II. Introduction : ……..page 11

II.1. Les planchers : ……..page 11

II.2. Les poutres : ……..page 11

II.2.1. Les poutres principales : ……..page 12

II.2.2. Les poutres secondaires : ……..page 12

II.2.3. Les poutres palière : ……..page 13

II.2.4. Les poutres chainage :……page 13

II.3. Détermination des charges permanentes et surcharges : ……..page 14

II.3.1. les charges permanentes : ……..page 14

II.3.2. Surcharges d'exploitation : ……..page 18

II.4. Les poteaux : ……..page 18 et 19

II.4.1. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité : ……..page 19

II.4.2 . Détermination du poids propre des éléments : ……..page 20

II.4.3. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression : ……..page 20 à 22

II.4.4. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA : ……page 22

II.4.5. Vérification au flambement : ……..page 22 à 23

II.5. Les voiles : ……..page 23

II.6. Les dalles pleines : ……..page 24

II.7. Conclusion : ……..page 25

CHAPITRE III :Calcul des éléments : page (26 à 69)

III. Introduction : ……..page 26

III.1 : Calcul de l'acrotère : ……..page (26 à 31)

III.1.1 . Détermination des sollicitations : ……..page 26

III.1.2 . Diagramme des efforts :……..page 27

III.1.3. Combinaison de Charge : ……..page 27

III.1.4 . Ferraillage de l'acrotère : ……..page 27

III.1.5 . Vérifications: ……..page 29

III.1.5.1. Vérification à l'ELU : ……..page 29

III.1.5.2 . Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) ……..page 29

III.1.5.3 . Vérification de l'adhérence des barres : ……..page 30

III.1 5.4 . Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) …..page 30

III.1.55 . Vérification à l'ELS : ……..page 30

III.1.5.6 . Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3) : ……..page 31

III.1.6 Conclusion : ……..page 31

III.2 Calcul des plancher : ……..page (32 à 41)

III.2.1. Introduction : ……..page 32

III.2.2. Calcul des armatures : ……..page 32

III.2.3 . Calcul des poutrelles : ……..page 33

III.2.4 . Choix de la méthode : ……..page 34

III.2.5. Calcul des efforts internes a l'ELU : ……..page 36

III.2.6. Ferraillage à l'E.L.U :……page 37

III.2.7. Vérification à l'ELU : ……..page 38

III.2.8. Calcul à l'E.L.S : ……..page 39

III.2.9 . Vérification à l'ELS : ……..page 40

III.2.10. Conclusion : ……..page 41

III.3. Les escaliers : ……..page (42 à 52)

III.3.1. Introduction : ……..page 42

III.3.2 Calcul de l'escalier : ……..page 42

III.3.3. Epaisseur de la paillasse : ……..page 43

III.3.4. Détermination des charges et surcharges : ……..page 44

III.3.5. Calcul des efforts internes : ……page 45

III.3.6. Calcul à l'ELU : ……..page45

III.3.7. Vérifications à l'ELU : ……..page 47

III.3.8. Calcul à l'ELS : ……..page 48

III.3.9. Vérifications à l'ELS : ……..page 50

III.3.10. Conclusion : ……..page 52

III.4 Calcul de la salle machine : ……..page(53 à 64)

III.4.1 Introduction : ……..page 53

III.4.2 Calcul de la dalle pleine : ……..page 54

III.4.3 Principe de calcul : ……..page 54

III.4.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU) : ……..page55

III.4.5 Ferraillage à L'ELU : ……..page 57

III.4.6 Vérification à l'ELU : ……..page 58

III.4.7 Calcul a l'état limite de service (l'ELS) : ……..page 61

III.4.8 Vérification à l'ELS : ……..page 62

III.5 Les consoles : ……..page (65 à 69)

III.5.1. Introduction : ……..page 65

III.5.2. Dimensionnement de la console : ……..page 65

III.5.3. Détermination des charges et surcharges de la console : ……..page 65

III.5.3.1. Combinaisons de charges : ……..page 65

III.5.3.2. Calcul des efforts internes : ……..page 66

III.5.4. Ferraillage à L'ELU : ……..page 66
III.5.4.1. Armatures principales : ……..page 66
III.5.4.2. Armatures de répartition : ……..page 66
III.5.5. Vérifications à L'ELU :…….page 66
III.5.6. Calcul à l'ELS : ……..page 68
III.5.6.1. Combinaisons de charges : ……..page 68
III.5.6.2. Calcul des efforts internes : ……..page 68
III.5.7 . Vérification à l'ELS : ……..page 68
III.5.8 . Conclusion : ……..page 69

CHAPITRE IV : modélisation : ……..page(70 à 79)

IV.1. Introduction : ……..page 70
IV.2. Définition d'un logiciel de calcul : ……..page 70
IV.3 .Les étape de la modélisation : ……..page 70
IV.4 .Etape d'introduction des données : ……..page 70
IV.5. Etape de chargement : ……..page 75

CHAPITRE V : Vérification *des* exigences *du RPA 99 modifié 2003 :* ……..page(80 à 89)

V.1. Introduction : ……..page 80
V.2. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien : ……..page 80
V.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale : ……..page 80
V.4. Vérification de l'excentricité : ……..page 81
V.5. Vérification des déplacements relatifs : ……..page 81
V.6. Vérification de l'effort tranchant à la base : ……..page 82
V.7. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3) : ……..page 84
V.8. Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 */BAEL91) :* ……..page 85
V.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ……..page 85
V.10. Conclusion générale : ……..page 89

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments structuraux : ……..page(90 à 109)

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX : ……..page(90 à 96)

VI.1.1. Introduction : ……..page 90

VI.1.2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003 : ……..page 90

VI.1.3. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU : ……..page 91

VI.1.4. Vérifications à l'ELU : ……..page 93

VI.1.5. Vérification à l'ELS : ……..page 96

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES : ……..page(97 à 102)

VI.2.1. Introduction : ……..page 97

VI.2.2. Etapes de calcul des armatures : ……..page 97

VI.2.3. Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2) : ……..page 99

VI.2.4. Vérification à l'ELU : ……..page 100

VI.2.5. Vérification à l'ELS : ……..page 101

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES : ……..page(103 à 109)

VI.3.1. Introduction : ……..page 103

VI.3.2 . Les combinaisons des actions : ……..page 103

VI.3.3 . Comportement d'un voile : ……..page 103

VI.3.4 . Armatures horizontales : ……..page 104

VI.3.5 . Armatures transversales : ……..page 105

VI.3.6 . Armatures de coutures : ……..page 105

VI.3.7 . Exposé de la méthode de calcul : ……..page 105

VI.3.8 . Détermination des diagrammes des contraintes : ……..page 106

VI.3.9. Vérification a ELU *:* ……..page 107

CHAPITRE VII : Fondation : ……..page(110 à 131)

VII.1. Introduction : ……..page 110

VII.2. Etude géotechnique du sol : ……..page 110

VII.3. Choix du type de fondation : ……..page 110

VII.3.1 Semelle isolé sous poteau : ……..page 110

VII.3.2. Semelles filantes : ……..page 111

VII.4 . Etude du radier général : ……..page 113

VII.4.1.Pré-dimensionnement du radier :……page 113

VII.4.2.Calcul de la surface nécessaire du radier : ……..page 115

VII.4.3.Calcul des sollicitations à la base du radier : ……..page 115

VII.4.4.Vérification de la contrainte de cisaillement : ……..page 116

VII.4.5.Vérification de la stabilité du radier : ……..page 117

VII.4.6.Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) ……page 118

VII.5. Ferraillage du radier : ……..page 118

VII.5.1. Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) : ……page119

VII.5.2. Ferraillage à l'ELU : ……..page 120

VII.5.3 .Vérifications à L'ELU : ……..page 121

VII.6 . Vérifications à l'ELS : ……..page 121

VII.7. Ferraillage des débords : ……..page 122

VII.8 . Ferraillage de la nervure : ……..page 122

VII.9 . Vérification à l'ELU : ……..page 130

VII.10. Vérification à l'ELS : ……..page 131

CHAPITRE VIII : mur plaque : ……page (132 à 139)

VIII. Introduction : ……..page 132

VIII.1 . Pré dimensionnement du mur plaque : ……..page 132

VIII.2 . Détermination des sollicitations : ……..page 132

VIII.3 . Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol : ……..page 132

VIII.4 . Ferraillage du mur plaque : ……..page 134

VIII.5 . Ferraillage à l'ELU :……..page 135

VIII.5.1. Vérifications à l'ELU : ……..page 136

VIII.5.2 . Vérifications à l'ELS : ……..page 137

Les Figures :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage : page (1 à 10)

Fig.I.1 : Coupe verticale du mur

Fig.I.2 : Escaliers

Fig. I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

Fig.I.5 : Treillis soudé

Fig.I.6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments : page (11 à 25)

Fig.II.1 : Schéma de la poutre

Fig.II.2 ***:*** *Coupe verticale d'une poutre palière*

Fig.II.3*:* Coupe *verticale d'une* poutre Chainage

Fig.II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

Fig.II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Fig.II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Fig.II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Fig.II.8 : Surface d'influence

Fig.II.9 : Coupe du voile en plan

Fig.II.10: Coupe du voile en élévation.

CHAPITRE III :Calcul des éléments : : page (26 à 69)

1)L'acrotère : page (26 à 31)

Fig. III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Fig. III.1.2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

Fig.III. 1.3 : Ferraillage de l'acrotère.

2)Plancher : page (32 à 41)

Fig. III.2.1 *:* Treillis soudées de 20 x20 cm

Fig III.2.2 *:* Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

3)Les escaliers : page (42 à 52)

FigIII.3.1: Terminologie d'un escalier.

Fig III.3.2: Coupe verticale de l'escalier de la structure.

Fig III.3.3: Schéma du d'escalier.

Fig III.3.4: Schéma statique de calcul du d'escalier à l'ELU

Fig III.3.5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type.

Fig III.3.6: Schéma statique de calcul du 2ème type d'escalier à l'ELS

Fig III.3.7: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Fig III.3.8 : Ferraillage de l'escalier

4)La salle machine : page(53 à 64)

Fig III.4.1 : composition d'un ascenseur

FigIII.4.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine**.**

Fig III.4.3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU**.**

Fig III.4.4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS**.**

Fig III.4.5 : Ferraillage de la dalle de la salle machine.

5) Les consoles page (65 à 69)

Fig III.5.1 : Schéma de la console.

Fig III.5.2 : schéma statique de la console.

Fig III.5.3 : Ferraillage de la console**.**

CHAPITRE IV : modélisation : page(70 à 79)

Fig.IV.1 : Interface d'initialisation du modèle.

Fig.IV.2 : Interface d'introduction des données générales**.**

Fig.IV.3 : Interface de modification des entre-axes.
Fig.IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

Fig.IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Fig.IV.7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

Fig. IV.8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres

Fig.IV.9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles

Fig.IV.10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

Fig. IV.11 : Interface d'introduction du spectre

Fig.IV.12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

Fig. IV.13 : Interface d'introduction des types d'appuis. Définir les coefficients

Fig. IV.14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

Fig. IV.15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

Fig. IV.16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Fig. IV.17 : Vue en 3D de la structure.

Fig. IV.18 : Vue en plan de la structure

CHAPITRE V : Vérification *des* exigences *du RPA 99 modifié 2003 :* page(80 à 89)

Fig V.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

Fig V.2 :L'effort tranchant (ETABS)

Fig V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Fig V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Fig V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Fig V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Fig V.7 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Fig V.8 : Charges horizontales reprises par les voiles

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments structuraux : page(90 à 109)

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX : page(90 à 96)

Fig.VI.1.1 : Schéma explicatif du moment fictif

Fig VI.1.2 : Représentation de la zone nodale

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES : page(103 à 109)

Fig.VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

CHAPITRE VII : Fondation : page(110 à 131)

Fig.VII.1 ***:*** *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.*

Fig.VII.2 ***:*** *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*

Fig.VII.3 ***:*** *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*

Fig.VII.4 ***:*** *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.*

Fig.VII.5 ***:*** *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.*

Fig.VII.6 ***:*** *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.*

Fig.VII.7 ***:*** *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*

Fig.VII.8 ***:*** *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.*

CHAPITRE VIII : mur plaque : page (132 à 139)

Fig.VII.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

Fig.VII.2 : Diagramme des contraintes a l'ELU.

Fig.VII.3 : Diagramme des contraintes a l'ELS.

Fig.VII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Fig.VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

Fig.VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU

Fig.VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

Fig.VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Fig.VII.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

Les tableaux :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage : page (1 à 10)

TabI.1 : Les aciers à haute adhérence (HA)

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments : page (11 à 25)

Tab.II.1 : Charge permanentes (G) Plancher terrasse

Tab.II.2 : Charges permanentes (G) étage courant.

Tab.II.3 : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

Tab.II.4 : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

Tab.II.5: Charges d'exploitation (Q).

Tab.II.6 : Charges permanentes des planchers

Tab.II.7 : Charges permanentes des poutres

Tab.II.8 : Coefficients des surcharges

Tab.II.9 : dégression verticale des surcharges d'exploitation

Tab.II.10 : résumé des sections obtenues par la descente de charge.

Tab.II.11: Vérification des sections des poteaux aux recommandations

CHAPITRE III :Calcul des éléments : : page (26 à 69)

1)L'acrotère :

2)Plancher : page (32 à 41)

Tab.III.2.1 : **Charges est surcharges revenant aux**

Tab.III.2.2 : Diagrammes des efforts internes à ELU

Tab.III.2.3 : Diagrammes des efforts internes à ELS

3)Les escaliers : page (42 à 52)

Tab.III.3.1 : Détermination du poids propre de la volée.

Tab.III.3.2: Détermination du poids propre du palier.

4)La salle machine :

5) Les consoles

CHAPITRE IV : modélisation :

CHAPITRE V : Vérification *des* exigences *du RPA 99 modifié 2003 :* page(80 à 89)

Tab.V.1 : Tableau des modes et de la masse participante

Tab.V.2 : Vérification de l'excentricité

Tab.V.3 : Facteur de qualité Q.

Tab.V.4 :L'effort normal réduit dans les poteaux

Tab.V.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Ex

Tab.V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Ey

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments structuraux : page(90 à 109)

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX : page(90 à 96)

Tab.VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tab.VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tab.VI.1.3 : ferraillage des poteaux.

Tab.VI.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Tab.VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

Tab.VI.1.6 : Vérification des contraintes tangentielle.

Tab.VI.1.7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES : page(97 à 102)

Tab.VI.2.1 : Section des armatures longitudinales

Tab.VI .2.2 : Les efforts internes et Ferraillage des poutres

Tab.VI2.3: Les armatures transversales

Tab.VI.2.4 : Vérification aux cisaillements

Tab.VI.2.5 *:* Vérification aux cisaillements.

Tab.VI.2.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tab.VI.2.7 *:* Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES : page(103 à 109)

Tab.VI.3.1 : Diagrammes des contraintes pour chaque section

Tab.VI.3.2 : Les armatures verticales pour chaque section

CHAPITRE VII : Fondation : page(110 à 131)

Tab.VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles**.**

Tab.VII.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tab.VII.3 : Surface du radier.

Tab.VII.4 : calcul des moments.

Tab.VII.5 : vérification des contraintes.

Tab.VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tab.VII.7 : Répartitions simplifiée des chargements

Tab.VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tab.VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tab.VII.10 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Tab.VII.11 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

Tab.VII.12 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

Tab.VII.13 : Armature transversal.

Tab.VII.14 : vérification de la condition de non fragilité.

Tab.VII.15: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Tabl.VII.16 : Vérification à l'ELS.

CHAPITRE VIII : mur plaque : page (132 à 139)

Tab VII.1 : Ferraillage du mur.

Tab VII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

Tab VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I. 1Présentation et caractéristique de l'ouvrage :

I.1.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 7 niveaux (un sous-sol, un RDC et 5 étages à usage d'habitation), comportant des portiques et voiles. Ce projet est situé à la commune de TIZI-OUZOU, Wilaya de TIZI-OUZOU, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2_48 des règlements parasismique algériennes 99 version 2003 la wilaya de Tizi-Ouzou est classé en zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armé et de l'infrastructure. la liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé.

I.1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Les dimensions : les dimensions de notre ouvrage son relevé du plan d'architecture du projet ses caractéristiques sont données comme suit :

-Hauteur totale…… 18,36m

- RDC :

-Longueur:……. 16,40m.
-Largeur :…….. 19,38m.
-Hauteur:…… 3,06 m.

- Sous-sol :

-Longueur:……..……. 16,40m.
-Largeur :……...……... 19,38m.
-Hauteur :…….…….. 4,08m.

- Du 1er au 5éme étage :

-Longueur:……. 16.40m
-Largeur :……..... 19,38m.
-Hauteur:……..……..…….…… 3,06 m.

- Données du site :
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) d'après le RPA 99/version 2003.
- Le site est considéré ferme S2 d'après le rapport final de l'étude de sol.
- La contrainte admissible du sol =2 bars

I.2 Eléments de l'ouvrage :

a. Ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- Portiques : structure composée de poteau et poutre rigidement liés, ils sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontale de la structure.
- voiles: sont des éléments porteurs rigides en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et les transmettre aux fondations.

b. Les planchers :

Ce sont des éléments plans limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont un rôle essentiel :

- Transmission et répartition de différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistances aux différents types de charges (permanente et surcharge).
- Une isolation thermique et acoustique qui peut être assuré complètements pas un faux plafond ou un revêtement de sol approprié

Dans notre bâtiment on distingue deux types de planchers :

- Planchers en corps creux
- Planchers en dalles pleines (balcon….)

c. Maçonnerie :

C'est un ouvrage composé de matériaux (briques pierres moellons….) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment…).La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- Murs extérieures : les façades extérieures sont réaliser en double cloisons en maçonnerie briques Creuses de 10cm et celle d'intérieur est de 10 cm et d'une lame d'aire de 5cm.

- Murs intérieures : sont réalisés en simple cloison de maçonnerie briques creuses de 10cm d'épaisseur.

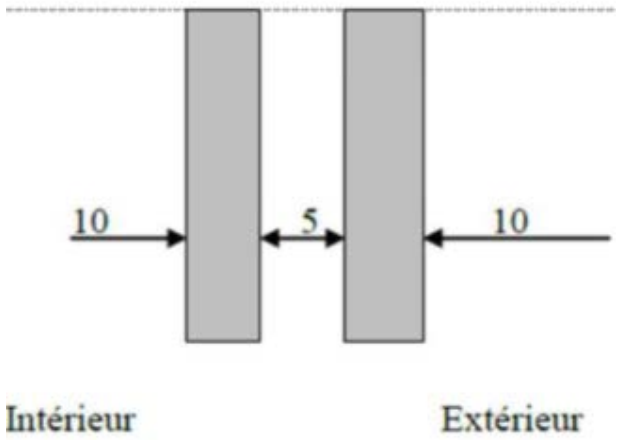


Fig.I.1 : Coupe verticale du mur

d. Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- Enduit en plâtres pour les murs intérieurs et les plafonds
- Carrelages scellé pour les planchers et les escaliers
- Mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers
- Céramique pour cuisine et salle d'eau

e. Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

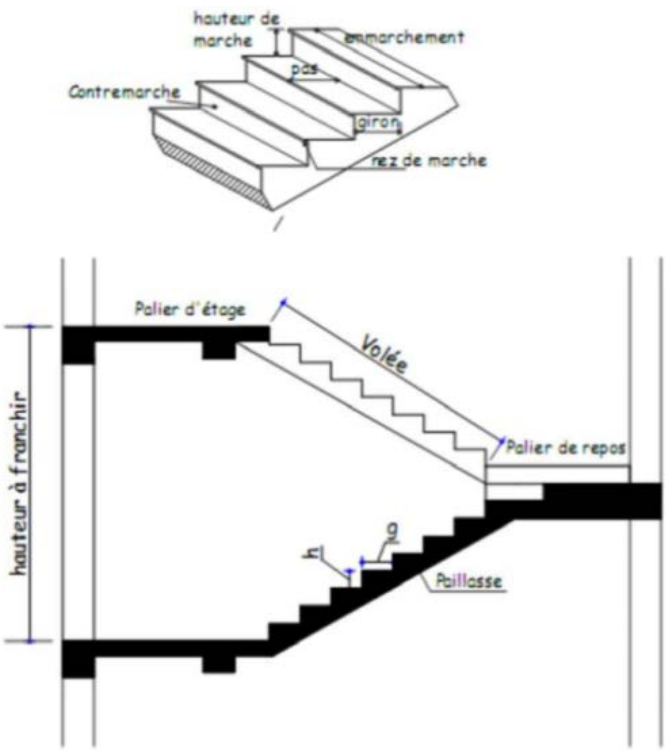


Fig.I.2 : Escaliers

f. L'acrotère :

Muret pour les terrasses, qui seront entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

g. Système de coffrage :

Nous avons deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution
- Coffrage en bois pour les portiques

h. Fondations :

La fondation est l'élément qui est situer à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux. Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage on à utiliser le béton et l'acier, Nos calculs seront conformes aux règlements suivant :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.

- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
- Document Technique Réglementaire (DTR-B.E. 1.31) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

I.3.1 Le Béton :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle, fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + granulats) d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Les composants de béton :

- Le ciment : Est un liant hydraulique obtenu à partir d'une poudre fine mélangée à de l'eau en formant une pate qui durcit, même sous l'eau.
- L'eau de gâchage : L'eau utilisée doit être propre .l'eau potable convient toujours, tandis que l'eau de mer plutôt à proscrire. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.
- Les granulats : Ce sont des agrégats représentant un rôle important dans un béton, ils apportent la consistance, le volume et la résistance, leur taille est comprise entre 0et125mm, leur nature et leur forme varient en fonction de gisement et des techniques de production
- Les adjuvants :Ce sont des produits chimiques qu'on ajoute au béton frais en faible quantité pour modifier ou améliorer ces propriétés selon le besoin. Comme exemple les plastifiants, les retardateurs ou les accélérateurs de prise, les entraineurs d'air.

I.3.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression fcj:

Le béton est défini par sa résistance à la compression fcj avec j : Age du béton .Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essaies de compression sur des éprouvettes normalisées cylindriques 16x32 cm^2 définie à 28jours d'âge le durcissement notée fc28

- pour l'étude de ce projet on prend f_{c28}=25MPa

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

I.3.1.2 Résistance caractéristique du béton a la traction :

La résistance du béton a la traction à « j » jour, notée f_{tj} et donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj}$ .....(BAEL91/Art.2.1.12

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60MPa$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0.06 \times 25 = 2,1$ MPa

I.3.1.3 Module d'élasticité :

a) Module de déformation longitudinale du béton (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de <module de Young ou module de déformation longitudinale qu'on peut définir sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée d'application d'après le (BAEL91) il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Déformation longitudinale instantanée E_{ij} :

Il est mesuré à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24Heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$ Avec (E_{ij} , f_{cj}) en MPa .(BAEL91/Art2.1 ,21)

Pour : $f_{c28}=25MPa$; E_{i28}=32164,20MPa.

- Déformation longitudinale déférée E_{vj} :

Il est mesurée à partir d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous

Chargement durable ou transitoire.

On utilise le module déférée qui prend en compte les déformations du fluage du béton

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{fcj}$ ……..(BAEL91/Art2.1 ,22)

Pour : $f_{cj}=25MPa$; E_{vj}=10818,86MPa.

- Module de déformation transversale du béton(G) :

Le module de déformation transversale notée G est donné par la formule suivante :

$G=\frac{E}{2(1+\upsilon)}$…… (BAEL91/Art A2.1.1.3)

Avec :

E : module de Young

υ : coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (BAEL/A2.1, 3) : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\upsilon=\frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation longitudinale.

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation transversale.

- υ = 0,2 à l'état limite de service (béton non fissuré).
- υ = 0 à l'état limite ultime (béton fissuré).

I.3.1.4Contraintes limites :

- Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites :

- Etat limite ultime(ELU) :

Il s'agit de l'état lequel la valeur maximale de la capacité portante et son dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

- La rupture locale ou globale.
- La perte d'équilibre statique.
- La Perte de stabilité de forme.

La contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$\sigma_{bc}=\frac{0{,}85 \times fc28}{\gamma b \times \theta}$$ **Avec :**

γb : coefficient de sécurité

γb=1,15 cas des situations accidentelles.

γb=1,5 cas des situations durables ou transitoires.

fc_{28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées

θ =1 si la durée d'application des actions est supérieure à 24h(T > 24h).

θ= 0,9 si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T< 24h).

θ =0,85 si la durée d'application des actions est inférieure à 1h(T< 1h).

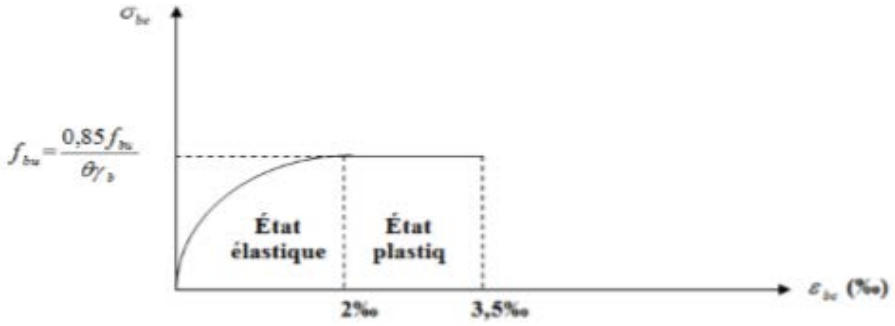


Fig. I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

A j = 28 jours

Cas courant : fc_{28} = 25 MPa, γ_b=1,5 ; θ=1 → f_{bc} =14,2MPa

Cas accidentel : fc_{28} = 25 MPa, γ_b=1,15 ; ; θ=1 → f_{bc}=18,47MPa

D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).

D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole rectangle)

Le diagramme est composé :

D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).

D'une partie rectangulaire où 2 ‰ ≤ ε_{bc} ≤ 3,5 ‰ (Etat plastique).

La contrainte tangente conventionnelle est donnée par la formule suivante :

$$\tau u = \frac{Vu}{b0xd}$$

Vu : effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0: largeur de l'âme.

d=0,9h : position des aciers tendus.

τu= min (0,13 fc_{28} ; 5MPa) pour la fissuration peu nuisible.

τu = min (0,10 fc_{28} ; 4 MPA) pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)

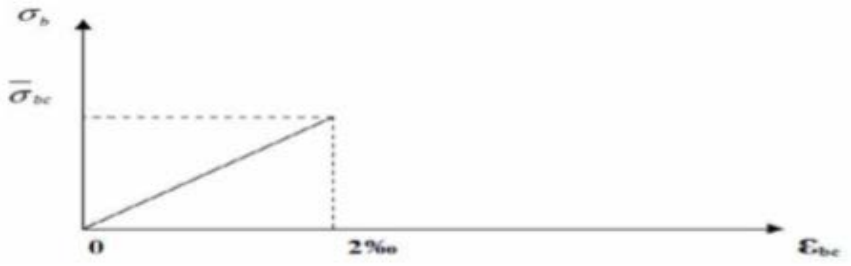
L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures)

L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par :

σ_{bc} =0,6 f_{c28}

Pour notre cas, on a : σ_{bc}=15MPa



FigI.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

.Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m3 s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m3 s'il est armé.

I.3.2 Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- Les aciers à haute adhérence (HA) :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS) TL520(**Ø**<6)	TS	520	1,3	1

TabI.1 : Les aciers à haute adhérence (HA)

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence de avec un acier de nuance fe E400

Type1 : *fe*=400MPa

.Treillis soudé :

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement .les espacements entre axes sont égaux

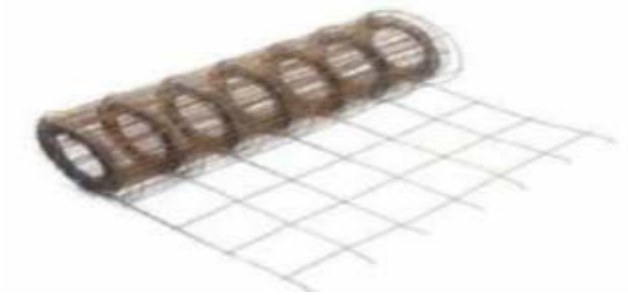


Fig.I.5 : treillis soudé

I.3.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

E =2x105 [MPa]……. (BAEL Art.A.2.2,1)

- Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale a : υ=0,3

Avec

fe: Contrainte limite d'élasticité.

σst : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

γ_s :Coefficient de sécurité

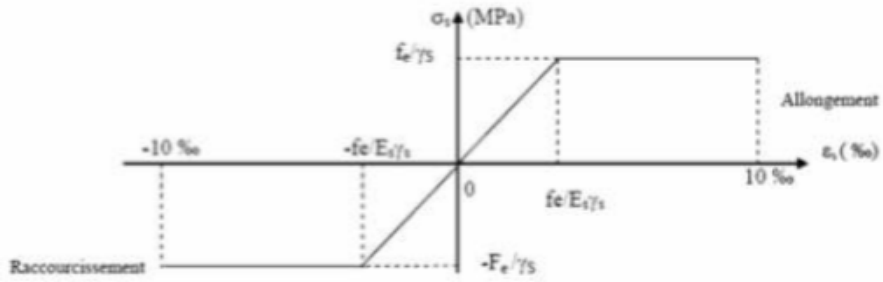


Fig.I.6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

I.3.2.2 Contraintes limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après BAEL91/Art 4.5.3 on distingue trois cas de fissures :

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2):

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3):

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\, fe; 110\sqrt{\eta ftj}\right\}$$

3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte traction des armatures est limitée à:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{1}{2}\, fe; 90\sqrt{\eta ftj}\right\}$$

ŋ : coefficient fissuration.

- ŋ =1,6 pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm
- ŋ =1,3 pour les hautes adhérences (HA) de diamètre <6 mm
- ŋ =1,0 pour les aciers ronds lisses.

I.3.2.3 Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

. C ≥ 5cm pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

. C ≥ 3cm pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

. C ≥ 1cm pour les parois situés dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement de l'ouvrage

II. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, nous passerons au pré dimensionnement des éléments. Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant le règlement RPA99 (version2003) et BAEL91 (modifie99).

II.1 Les planchers :

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

L'épaisseur du plancher est donnée par la relation suivante :

$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Avec :

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t: Hauteur total des planchers.

Dans notre cas : $L_{max} = 370 - 25 = 345\ cm$

D'après le RPA 99/modifié 2003 les dimensions minimales des poteaux dans la zone **IIa** sont :(25*25)

$$h_t \geq \frac{345}{22,5} = 15,33\ cm$$

On adopte un plancher d'épaisseur : h_t= (16+4) cm

Donc :

.16 [cm] la hauteur du corps creux

.4 [cm] la hauteur de la dalle de compression

- Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- Pour 1 heure de coupe-feu $e \geq 7[CM]$
- Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11[CM]$

- Pour 4 heures de coupe-feu $e \geq 17[CM]$

On a h_t= 20 [cm], donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II.2-Les poutres :

Fig. II.1 : schéma de la poutre

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

La hauteur : $\frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{10}}$
La largeur : $\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$

II.2.1 Les poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.
Hauteur : $\frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{10}}$
Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (RPA2003-Art7-5-1) :

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{\mathbf{h}}{\boldsymbol{b}} \leq \mathbf{4}$
- $b_{max} \leq 1,5h + b$

$\mathbf{L_{max}=370-25=345\ cm}$

$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$, $\frac{345}{15} \leq ht \leq \frac{345}{10}$, $24 \leq h_t \leq 34,5$

Donc on prend h_t=35 cm

Largeur :

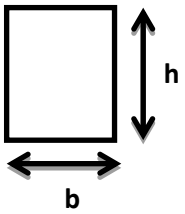
$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$; $(0,4x35) \leq b \leq (0\ ;7x35)$

$14 \leq b \leq 24,5$ Donc on prend b=30cm

La section de la poutre principale est (30x35) cm^2

II.2.2 Les poutres secondaires :

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles leurs rôle est d'assurer le chainage.



La hauteur :

L_{max}= 400-25=375 cm

$\frac{Lmax}{15} \leq ht \leq \frac{Lmax}{10}$, $\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10}$, $25 \leq h_t \leq 37,5$

Donc on pend h_t=35 cm

La largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$, $(0,4x35) \leq b \leq (0,7x35)$, $14 \leq b \leq 24,5$

Donc on prend b=30 cm

Donc la section des poutres secondaires est (30x35) cm^2

Vérifications des conditions exigées par le RPA 99 Modifie en 2003:

Pour les poutres principales:

$h_t = 35 \geq 30$ …… (Vérifier)

$b = 30 \geq 20$ …… (Vérifier)

$ht/b = 35/30 = 1,66 \leq 4$ (Vérifier)

Pour les poutres secondaires :

$h_t = 35 \geq 30$ …… (Vérifier)

$b = 30 \geq 20$ …… (Vérifier)

$ht/b = 35/30 = 1,66 \leq 4$ (Vérifier)

II.2.3 *La poutre palière :*

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ***(b x h)***, reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de ***275 cm.*** On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

Pré-dimensionnement de la poutre palière : (Art 7.5.1 RPA99/version 2003):

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ ➔ $\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$

$18,33 \leq h \leq 27,5\ cm$; Nous optons pour $h = 30\ cm$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$ ➔ $12 \leq b \leq 21\ cm$

Nous optons pour $b = 20\ cm$

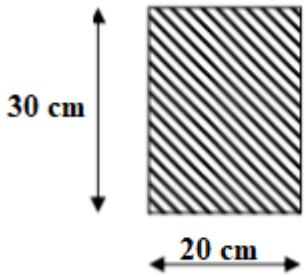


Fig II-2 : *Coupe verticale d'une poutre palière*

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20\ cm$ On a $b = 20 \geq 20\ cm$……la Condition est Vérifiée.

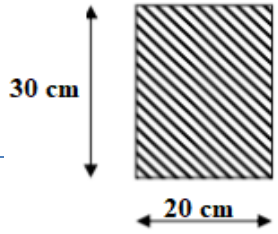
$h \geq 30\ cm$ On a $h = 30 \geq 30\ cm$……la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4\ cm$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4\ cm$ …….....……la Condition est Vérifiée.

II.2.4Etude de la poutre de chainage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :



La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ ➔ $\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$

$23 \leq h \leq 34{,}5\ cm$; Nous optons pour $h = 30\ cm$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$0{,}4 \times 30 \leq b \leq 0{,}7 \times 30$ ➔ $12 \leq b \leq 21\ cm$

Nous optons pour $b = 20\ cm$

FigII-3*:* Coupe *verticale d'une* poutre Chainage

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20\ cm$ On a $b = 20 \geq 20\ cm$……la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30\ cm$ On a $h = 30 \geq 30\ cm$……la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4\ cm$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1{,}5 < 4\ cm$ …….....……la Condition est Vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (30X35) cm^2
- Poutres secondaires : (30X35) cm^2
- Poutres palière : (20x30) cm^2
- Poutres de chainage : (20x30) cm^2

II.3 Détermination des charges permanentes et surcharges :

Le règlement algérien (DTR B.C.2.2) Préconise l'application de la dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étage, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux.

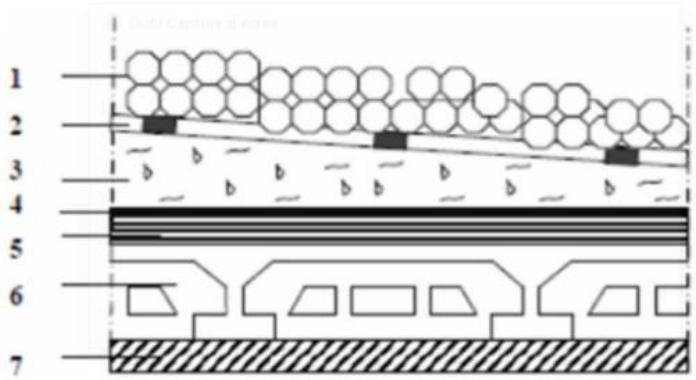
Pour faire la descente des charges, on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.3.1 les charges permanentes :

Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers

a)plancher terrasse :



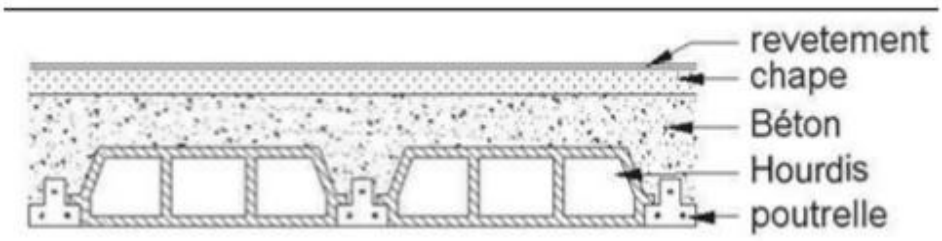
FigII.4 : coupe verticale du plancher terrasse

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

N°	Eléments	Epaisseur (*m*)	Poids volumique γ(*KN/m3*)	Charges *G* (*KN/m²*) G=epxρ
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
4	Feuille depolyane	1	0.01	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale *Gt*				5.63

Tab.II.1 : Charge permanentes (G) Plancher terrasse

b) Plancher étage courant :



FigII.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

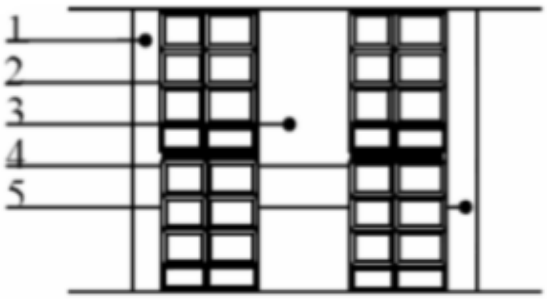
N°	Eléments	Épaisseur (*m*)	Poids volumique $\gamma(KN/m3)$	Charges $G\ (KN/m^2)$ G= epxρ
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
5	Les cloisons intérieures	0.1	09	0.90
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale *Gc*				5.16

Tab.II.2 : Charges permanentes (G) étage courant.

Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a)Murs extérieurs :



FigII.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

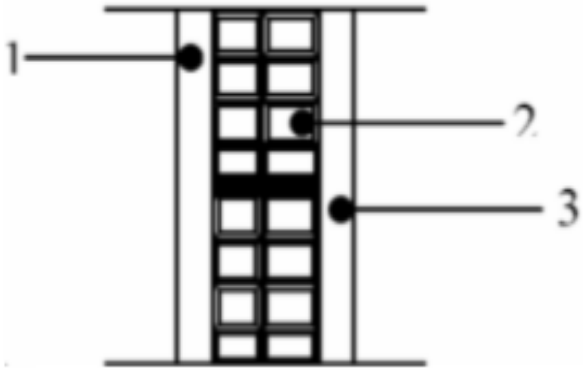
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m3)$	Charges G (KN/m^2)
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gm_{ex}				2.36

Tab.II.3 : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

Cette charge verticale de 2.36 kN/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres périphériques (poutre principale et poutre secondaire) donc:

Exemple pour le RDC : q=2.36 x h_e= 2.36 x 2,71= 6,395KN/ml. Avec h_e= (3,06-0.35)

b) Murs intérieurs



FigII.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation de l'élément	*L'épaisseur(m)*	*r* KN/m2/cm)	Charges *G* (*KN/m²*)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

Tab.II.4 : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

II.3.2 Surcharges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Éléments	Surcharges Q (KN/m^2)
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant	1,5
Escalier	2,5

Tab.II.5: Charges d'exploitation (Q).

II.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs leur rôle est de transmettre aux fondations les efforts verticaux provenant de la superstructure. Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en considérant qu'un effort normal sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité et cette section transversale sera donnée par la relation suivante :

$$S=\frac{Ns}{\sigma bc}$$

La combinaison des charges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s=G+Q$$

N_S : l'effort normal de compression a la base du poteau

S:La section transversale du poteau

G: Charge permanente

Q : Surcharge d'exploitation
δ_{bc} : contrainte limite de compression du béton
Avec : $\delta_{bc}=0,6f_{c28}=0,6x25=15MPa$

Selon le (RPA99, A7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

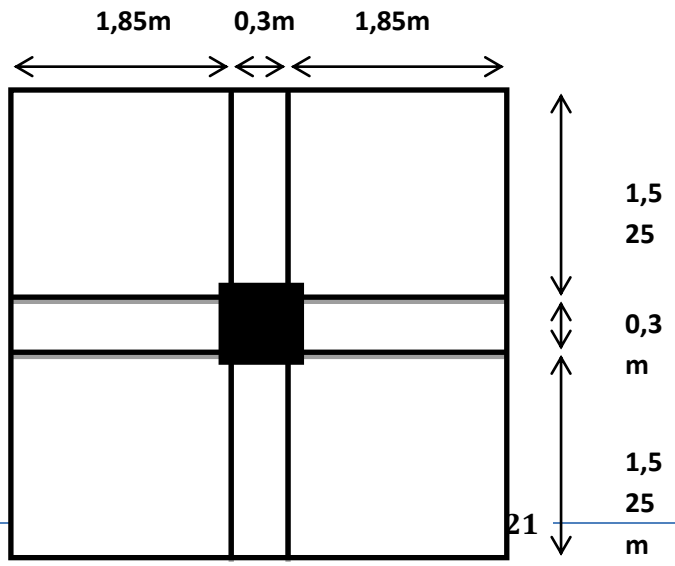
- Min (hl,bl) ≥25cm…….Zone I et IIa.
- Min (hl,bl)≥30cm…….Zone III et IIb.
- Min (hl, bl) $\geq\frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4}<\frac{bl}{hl}<4$

L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge .On aura donc

à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

- Surface d'influence :



FigII.8 : surface d'influence

S_{tot}= 4x3, 35=13.4m^2

S_{poteau} = 0.4x0.4=0.16m^2

$S_{poutres}$ = (3,60+2,95) x0, 3=1.965m^2

$S_{influence}$ =S_{tot}– (S_{poteau}+ $S_{poutres}$) =13,4-(0.16+1.965)=11,275m^2

II.4.2 Détermination du poids propre des éléments :

Avec : ρ = 25 KN / m

a- Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence S (m^2)	Charges G (KN/m^2)	Charges permanente Du plancher P (KN)
Terrasse	11.275	5,62	P=GxS=63.365m^2
Etage courant	11.275	5,15	P=GxS=58.066m^2

Tab.II.6 : Charges permanentes des planchers

b- Poids propre des poutres :

Plancher	Charge permanente des Poutres G KN	Charge permanente totale des poutres P_{totale}=GPP+GPS(KN)
Poutres principales	Gpp= (0,35x0,30x3,45)x25=9,065	P_{totale}=18,90
Poutres secondaires	Gps= (0,35x0.30x3,75)x25=9,84	

Tab.II.7 : Charges permanentes des poutres

a) poids propres des poteaux :

Min (b, h) ≥ 25 cm en zone **IIa**

- h_{libre}(RDC , étage courant)= 3,06-0,35=2,71m
- h_{libre} (sous-sol) = 4,08-0,35=3,73m.
- RDC à 5éme étage : PP /étage =0,25 x 0,25 x 25x 2,71=4,23KN.
- Sous-sol : PP/RDC = 0,25 x 0,25 x 25 x 3,73=5,82KN.
- h_{libre} =$h_{étage}$-h_{pp}

Avec h_{pp} : la hauteur de la poutre principale

II.4.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges D'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers Niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage D'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux. La loi de dégression est :

$$\sum Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \text{Pour } n \geq 5$$

Et dans notre cas nous avons la même charge d'exploitation pour tous les étages donc cette loi de dégression sera équivalentes à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites des proportions indiquées comme ainsi

Niveau	Terrasse	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tab.II.8 : Coefficients des surcharges

a)Surcharge d'exploitation :

- étage courants: Q×S=1,5x11,275=16,91m^2
- Terrasse: Q×S = 1x11,275=11,275m^2

Les surcharges cumulées Qn:

Niveau	Opérations	Résultats
Terrasse	Q_0=1x11,275	11,275
Niveau4	Q_1=11,275+16,91	28.185
Niveau3	Q_2=11,275+0,95(2x16,91)	43,404
Niveau2	Q_3=11,275+0,90(3x16,91)	56.93
Niveau1	Q_4=11,275+0,85(4x16,91)	68,77
RDC	Q_5=11,275+0,80(5x16, 91)	78,92
Sous-sol	Q_6=11,275+0,75(6x16, 91)	87,37

Tab.II.9 : dégression verticale des surcharges d'exploitation

	Charges permanentes (KN)					Efforts normaux $N=G_c+Q_c$		Section de Poteau cm^2	
	Plancher	poutres	poteaux	G_{totale}	G_{cum}	Q_i	Ns=Gc+Qi	S_{min}=Ns/ δ_{bc}	Section adoptée
Terrasse	63,365	18,90	0	82,265	82,265	11,275	93,54	62,36	30x30
4	58,066	18,90	4,23	81,196	163,461	28.185	191,646	127,76	30x30
3	58,066	18,90	4,23	81,196	244,657	43,404	288,061	192,04	35x35
2	58,066	18,90	4,23	81,196	325,85	56.93	382,78	255,18	35x35
1	58,066	18,90	4,23	81,196	407.046	68,77	475.816	317,21	35x35
RDC	58,066	18,90	4,23	81,196	488,242	78,92	568,75	379,16	40x40

Sous-sol	58,066	18,90	5,82	82,786	571,028	87.37	658,398	438,932	40x40

Tab.II.10 : résumé des sections obtenues par la descente de charge.

II.4.4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

RPA99 (Art 7.4.1).

Poteau	**Condition exigées pas le RPA**	**Valeur calculée et vérification**	**Observation**
30x30	min (b, h) ≥ 25	Min (b,h)=30cm≥25cm.	Condition vérifiée
	Min(b,h) $\geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \leq 30cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Condition vérifiée
35x35	min (b1,h1) ≥ 25	Min (b,h)=35cm≥25cm.	Condition vérifiée
	Min (b,h) $\geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \leq 35cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
40x40	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=40cm≥25cm.	Condition vérifiée
	Min (b,h) $\geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \leq 40cm$ $\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \leq 40cm$	Condition vérifiée

Tab.II.11: Vérification des sections des poteaux aux recommandations

II.4.5Vérification au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement
- La section (caractéristiques géométriques).L_f
- La nature des appuis.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda=\frac{Lf}{i}\leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7\ L_0$)

i : rayon de giration ($i=\sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0: hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{xx}=\frac{bh^3}{12}$; $I_{yy}=\frac{hb^3}{12}$)

D'où :

$$\lambda=\frac{Lf}{\sqrt{\frac{Ixx}{S}}}=\frac{0,7L0}{\sqrt{\frac{h2}{12}}}=0,7\frac{\sqrt{12}}{h}\ L_0$$

- Pour le Sous-sol, (poteaux40x40) ; l=4,08m ; λ =22,611< 50
- Pour le RDC, (poteaux40x40) ; l=3,06m ; λ=16,428< 50
- Pour le 1er 2eme 3eme étage (poteaux35x35) ; l=3.06m ; λ =18,775<50
- Pour le 4eme et le 5eme étage (poteaux 30x30) ; l=3,06m ; λ=21,90< 50

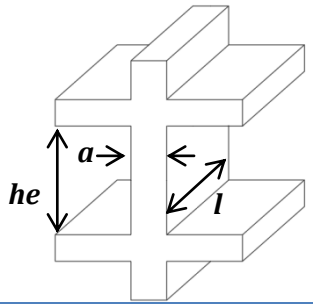
Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il y a aucun risque de flambement

II.5 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place, leurs rôle est de reprendre une partie des charges verticales d'une part et d'autre part assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Art 7.7.1 RPA 99 (version 2003)

- L'épaisseur : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et de la condition de rigidité aux extrémités



a ≥ he/20

FigII.9: coupe du voile en plan.

FigII.10: coupe du voile en élévation.

- l'épaisseur minimale est de 15 cm.

Pour le RDC :

he= h - hpp

avec:

h: hauteur de l'étage

h_{pp}=la hauteur de la poutre principale

h (sous-sol)=408cm)

he=408-35=373cm

a $\geq \frac{373}{20}$ =18,65cm

Pour l'étage courant et RDC :

he=h-hpp

he=306-35=271cm

a$\geq \frac{271}{20}$=13,55cm

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

- La largeur :

Pour que les voiles assurent un bon fonctionnement il faut que leurs largeur (L) soit égale au moins a quatre fois leurs épaisseur (a).

$l_{min} \geq 4xa$

l_{min} : portée minimale des voiles.

l_{min}= 80cm

II.6 les dalles pleines :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

- **Condition de résistance à la flexion :**
  - ✓ Dalle reposant sur deux appuis : Lx /35 < e < Lx/30.
  - ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : Lx /50 < e < Lx / 40.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

Lx=1,2m=120cm. (Dalle pleine).

La dalle pleine : 2,4 < e < 3 ⟶ e =3 cm.

Résistance au feu : (BAEL 91 révisé 993.1.33)

e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.
e =11 cm : pour deux heures de résistance au feu.
e = 17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.
e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

ep = 15 cm.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier de ciment	0,02	20	0,4
				G=5,53

Tableau II.12: charge permanente G de la dalle pleine.

- **Isolation acoustique :** (CBA93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de $\rho = 350\ kg/m^2$.

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0{,}14\ m = 14\ cm$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**

II.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré dimensionnements suivants :

Les planches: ht=20 cm

Les poutres :

- Poutres principales (30×35) cm^2
- Poutres secondaires (30×35) cm^2

- Poutres palières (20x30) cm^2
- Poutres de chainages (20x30) cm^2

Les poteaux:

- Sous-sol et RDC (40x40) cm^2
- 1 er 2eme et Le 3eme étage (35x35) cm^2
- le 4eme et le 5eme étage (30x30) cm^2

Les voiles : a =20cm.

Les dalles pleines : ep=15

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III. Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99).**

III.1 : Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « **M »** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferraillage sera déterminé en flexion composée.

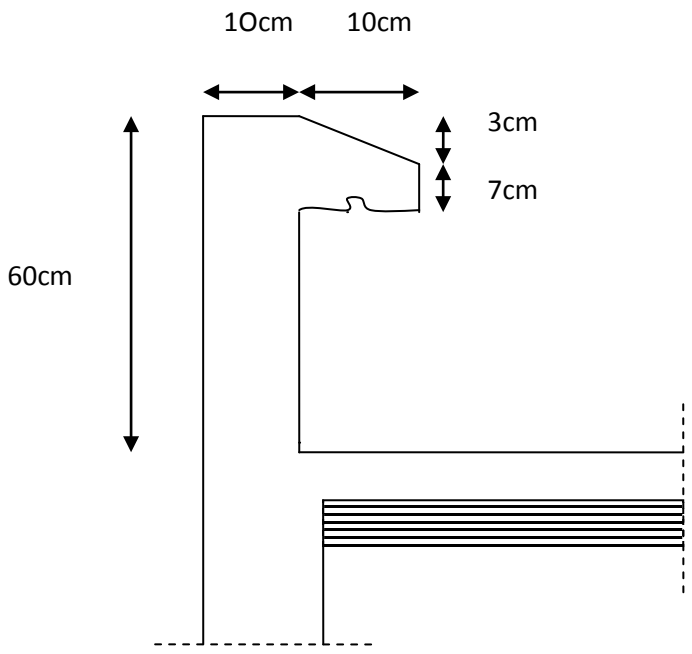


Fig.III.1.1 :coupe verticale de l'acrotère

III.1.1 : Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

G=ρ.S

$$G = [(0.6x0.1) + (0.03x\frac{0.1}{2}) + (0.07 \text{ x } 0.1)] \text{ x } 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

G = 1.7125 KN/ml

Avec:

ρ: Masse volumique du béton armé.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

N = G x 1 = 1.7125 KN

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1.00KN**.
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

M = Q x H x 1 = 0.60 KN .m

III.1.2 : Diagramme des efforts

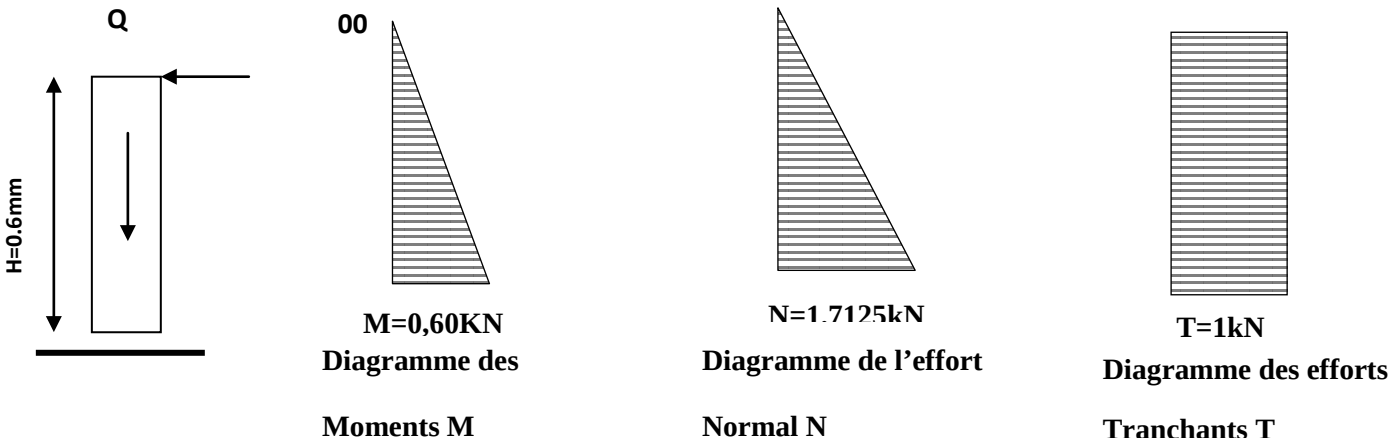


Fig.III.1.2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

III.1.3: Combinaison de Charge

- **ELU : 1.35G + 1.5Q**

N_u = 1.35 G = 1.35 x 1.7125 = 2.312 KN (du à G).

M_u = 1.5 Mq = 1.5 x 0.6 = 0.90 KN m(du à Q).

Tu = 1.5 x T = 1.5 KN.

- **ELS :G + Q**

Ns = G = 1.7125 KN.

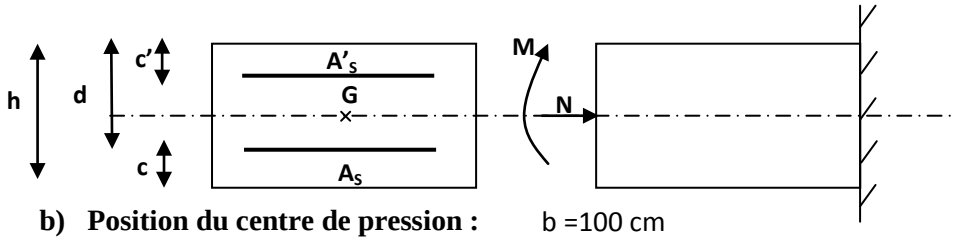
Ms = M = 0.60 KN .m

Ts= T = 1 KN.

III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**N_u**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).



b) Position du centre de pression : b =100 cm

$$e_v = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90\times10^2}{2.312\times10^2} = 0.389cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2.00cm$$

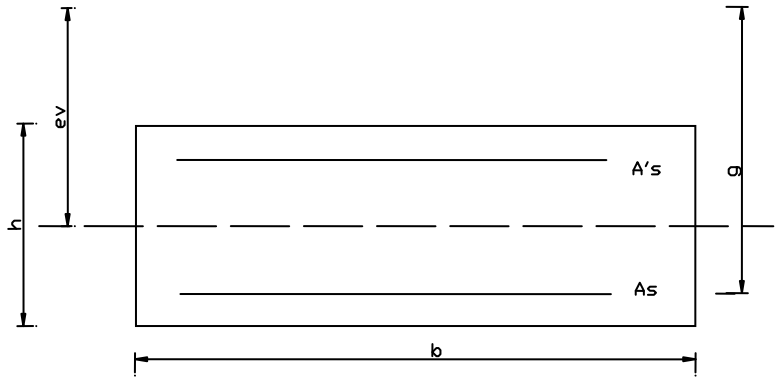
$e_u \rangle \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :Mu : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression.

Cp : centre de pression. **e_u** : excentricité.

C : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



c) <u>Calcul en flexion simple :</u>

- **Moment fictif :** $M_f = Nu \times g$

Avec : $g = eu + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + (\frac{0.1}{2} - 0.02)\right] = 0.970$ KN.m

M_f = 0.970 KN.m

$\mu_b = \frac{Mf}{bd f_{bu}} = \frac{0.970\ x10^3}{100\ x8^2 x\ 14.2} = 0.0106$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**

$\mu_b = 0.0106 \Longrightarrow \beta = 0.995$

- **Armatures fictives (flexion simple) :**

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa et $\beta = 0.995$

Donc : $A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d\, \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995\ x\ 8\ x\ 348} = 0.350\ cm^2$.

d) Armature réelles (flexion composée) :

$A_{st} = A_{stf} - (\frac{N_u}{\sigma_{st}}) = 0.350 - \frac{2.312\ x10^3}{348\ x10^2} = 0.284$

A_s = 0.284 cm^2.

III.1.5 Vérifications:

III.1.5.1: Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **As ≥ A_{min}**

A_{min} = 0.23 b d $\frac{ft_{28}}{f_e}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa.

Amin = 0.23x 100 x8 x $\frac{2.1}{400}$ = 0.966 cm^2.

A_{min} = 0.966 cm^2.

Remarquons que : **As <A_{min}**, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale **As = Amin = 0.905 cm^2.**

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm^2**avec un espacement de **St = 20 cm.**

- **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4}$

$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505$ cm^2.

Donc $\boldsymbol{A_r}$**= 4HA8 = 2.01 cm^2**. Espacées de **20** cm^2.

III.1.5.2 : Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'**ELU**, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$ avec : $\boldsymbol{\tau_u}$: $contraintedecisaillement.$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left\{0.15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}, 4\right\}}$ **(MPa).**

Et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow situationcourante. \\ V_u = 1.5\ Q = 1.5\ x\ 1 = 1.5\ KN. \end{cases}$

$\tau_u = \frac{1.5\ x 10^3}{1000\ x\ 80} = 0.018$ MPa.

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.018 \leq \min\left\{0.15\ \frac{25}{1.5}, 4\right\} = 2.5$ MPa ⟹ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.1.5.3 : Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$ avec $\boldsymbol{\bar{\tau}_{se} = \Psi_s fc_{28}}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa.

Avec $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\ d \sum U_i}$;$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = 4\ \pi\emptyset = 4$ x3.14 x 0.8 = 10.05 cm.

$\tau_{se} = \frac{1.5\ x 10^3}{0.9\ x\ 80\ x 10.05} = 0.207$ MPa.

On a $\tau_{se} = 0.207 < \tau_{se} = 3.15$ MPa ⟹ donc il n ya pas risqué d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (**BAEL 91 1.2.2)** : $L_s = 40\ \emptyset = 40$ x 0.8 = 32 cm.

III.1 5.4 : vérification des espacements des barres

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc St $\leq \min\{2h, 25\ cm\} = 20$ cm

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.1.5.5 :Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$.

Les aciers $\begin{cases} HA : \emptyset \geq 6\ mm \\ feE\ 400 \end{cases}$ ⟹ $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\ 400, 110\sqrt{1.6\ x\ 2.1}\right\} = 201.63$ MPa.

σ_{st} = 201.63 MPa.

Calcul de σ_{st} :σ_{st} = $\frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ avec A_s = 2.01 cm^2.

Calcul de β_1 :

$\rho = \frac{100\ x A_s}{bd} = \frac{100\ x\ 2.01}{100\ x\ 8} = 0.253$

ρ = 0.253 ⟹ β_1 = 0.920 ⟹ K_1 = 47.50 ⟹ K = $\frac{1}{K_1}$ = 0.02.

A.N: $\sigma_{st} = \frac{600}{0.920\ x\ 8\ x\ 2.01}$ = 40.55 MPa.

σ_s = 4.055 MPa < 201.63 MPa ; donc la condition est vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : σ_{bs} = k σ_s

σ_{bs} = 0.02 x 40.55 = 0.811 MPa ; et σ_{bs} = 0.6 x fc_{28} = 15 MPa→ condition vérifiée.

<u>III.1.5.6 : Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3) :</u>

D'après le **RPA 99 (version 2003),** les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancres à la structure sont calcules suivant la formule :

Fp = 4xAx C_P x W_p.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\begin{cases} ZoneIIa \\ grouprd'usage2 \end{cases}$ **A= 0.15** ⟹

Cp : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas Cp = 0.8

Wp : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; Wp = G = 1.7125 KN/ml.

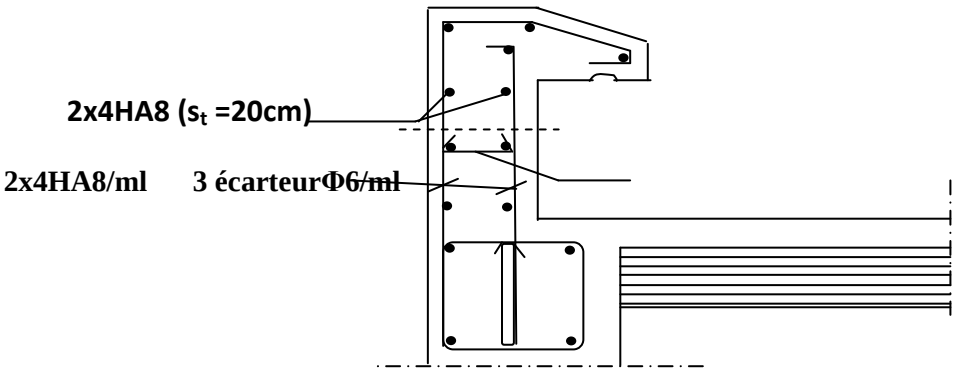
D'où Fp = 4x0.15 x 0.8 x 1.7125 = 0.822 KN/ml <Q = 1 KN/ml.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique **Fp**, d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.

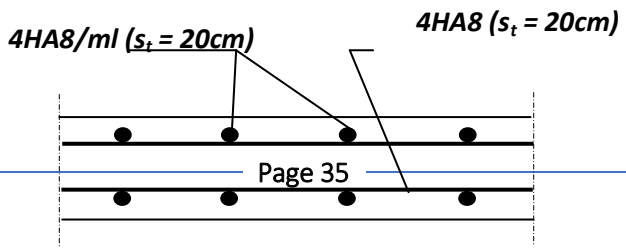
<u>III.1.6 Conclusion</u>

Ferraillages adopté

- Armatures principales : 4 HA 8 avec st =20cm
- Armatures secondaires : 4 HA 8 avec st = 20cm



<u>Fig.III.1.3</u> : Ferraillage de l'acrotère



Coupe A -A

III.2 Calcul des plancher :

III.2.1 Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour un type de planchers (plancher le plus défavorable) et on adoptera le même ferraillage pour :

1- plancher étage courant
2- plancher terrasse.

Plancher en corps creux :

a- Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, Φ ≤ 6 mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423).**

-33 cm pour les barres // aux poutrelles.

-20 cm pour les barres ⊥ aux poutrelles.

III.2.2 Calcul des armatures :

Le ferraillage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles.**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7cm^2$; avec un espacement de 20 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A\perp}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85\,cm^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7\ cm^2$; avec un espacement de 20 cm.

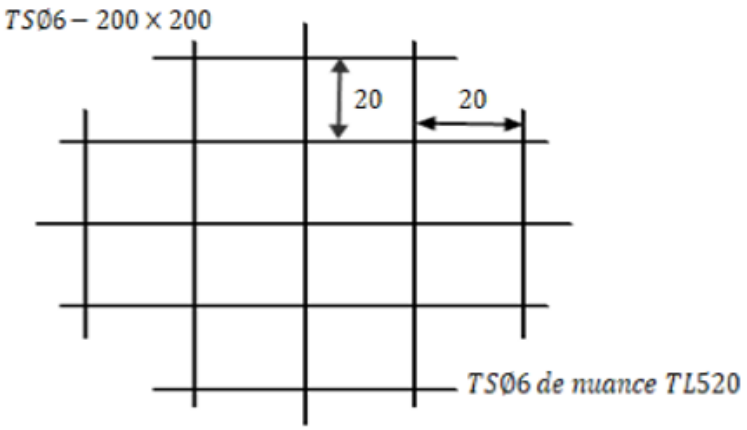


Schéma statique du treillis soudé.

Fig.III.2.1 : Treillis soudées de 20 x20 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé de nuance TLE 520 de dimensions (6x6x200x200).

III.2.3 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcule se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

a) Critère de la petite portée :

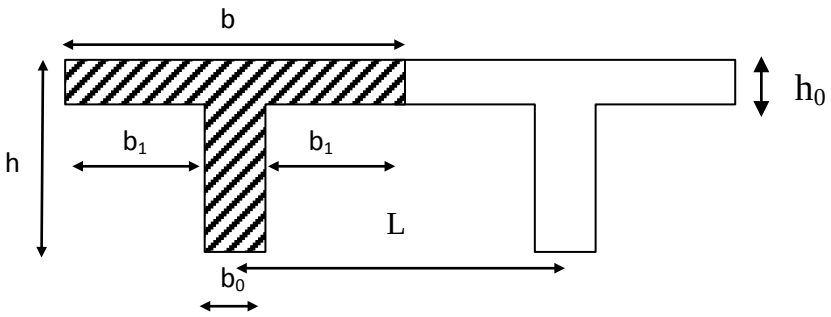
Les poutrelles sont disposées parallèlementà la petite portée.

b) Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles BAEL91 préconise que la largeur b1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \dfrac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \dfrac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \dfrac{2}{3} \times \dfrac{l_1}{2} \end{cases}$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que l_1 = 4.00 m(la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm)

Calcul des charges est surcharges revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$ $\qquad P_u = q_u \times l'$

ELS : $q_s = G + Q$ $\qquad P_s = q_s \times l'$ $\qquad$ *avec l' = 0,65 m*

Désignation	***G (KN/m²)***	***Q (KN/m²)***	***q_u (KN/m)***	***P_u (KN/m)***	***q_s (KN/m)***	***P_s (KN/m)***
Terrasse	*5,65*	*1*	*9,1275*	*5,932*	*6,65*	*4,322*
Etage courant	*5,16*	*1,5*	*9,216*	*5,990*	*6,66*	*4,329*
Sous-Sol	*5,16*	*2,5*	*10,716*	*6,965*	*7,66*	*4,979*

Tab.III.2.1 :Charges est surcharges revenant aux

Le calcule sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés commedes encastrements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge **« q_u »**uniformément repartie (combinaison des charges et surcharges).

Ace stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Largeur efficace de la table de compression :*(Article A.4.1, / BAEL 91)***

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \dfrac{65-12}{2} = 26.5\,cm \qquad b_1 \leq \dfrac{2}{3} \times \dfrac{l_1}{2} = 141.66\,cm \\ b_1 \leq \dfrac{4.25}{10} = 42.5\,cm \end{cases}$$

On prend **b = 26.5 cm**

<u>III.2.4 Choix de la méthode :</u>

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2.

Q = 2.5 $\leq$ $\max\{2G;\ 5\ KN/ml\} \Rightarrow$ *la condition est vérifiée*

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow$ *la condition est vérifiée.*

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \dfrac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \dfrac{Li}{L_{i+1}} = \dfrac{400}{400} = 1 \Rightarrow \text{ La conditionest vérifiée} \end{cases}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

✓ ***Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.211 BAEL 91 modifiée 99) :***

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant $\boldsymbol{M_0}$ Dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

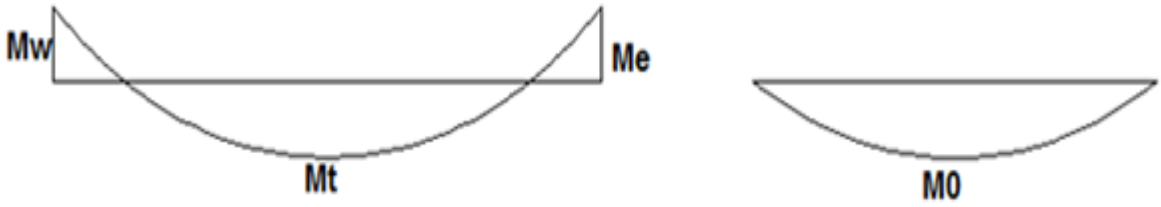


Fig III.2.2 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

✓ ***Exposé de la méthode :***

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

a) *Moment en travées :* $M_t \geq \max\left\{(1{,}05M_0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)\times M_0) - \frac{M_w+M_e}{2}\right\}$

b) *Moment en travées Intermédiaire :* $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$

c) *Moment en travées de Rive* : $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur entre nus d'appuis.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q). $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e: moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

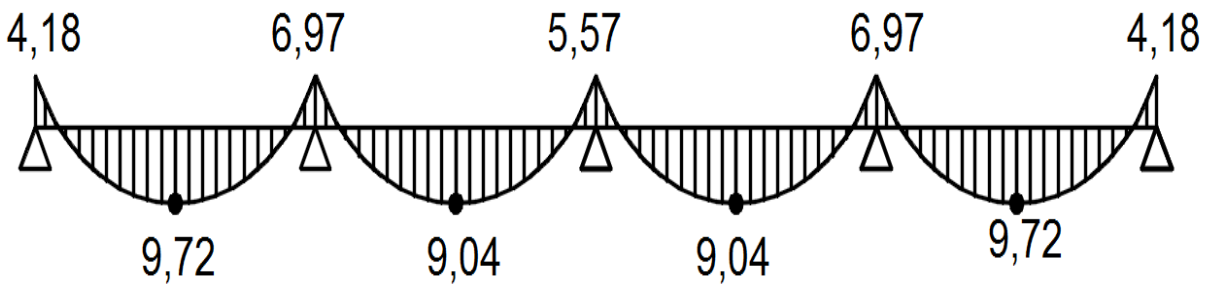
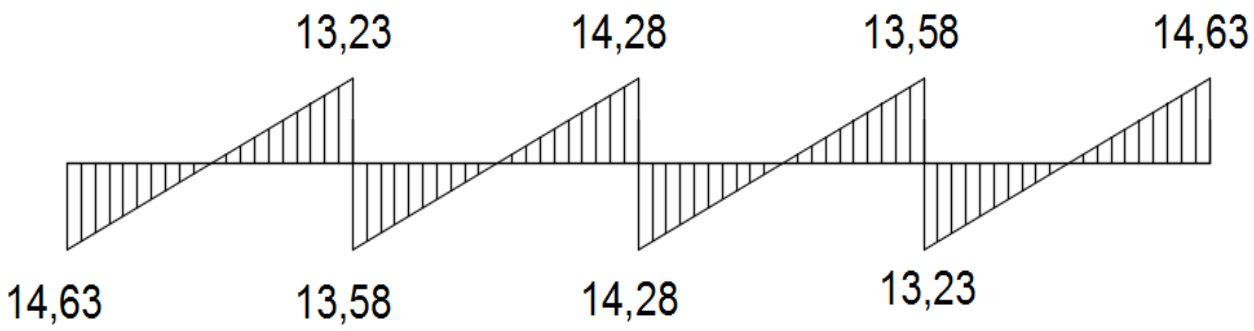
La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- Pour les poutres de deux travées $\geq 0{,}6\ M_0$.
- Pour les poutres plus de deux travées :
  - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq 0{,}5\ M_0$.
  - Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0{,}4\ M_0$.
  - Les moments en travées au moins égale à $\geq 0{,}85\ M_0$

III.2.5 Calcul des efforts internes al'ELU :

	Appuis	L_i	*Moment*					*Effort tranchant*			
			M_{oi}	*Coefficient*	M_{appui}	α	$M_{travée}$	Ox_{gauche}	Ox_{droite}	Vx_{gauche}	Vx_{droite}
Plancher	*1*			*0,3*	4,18	0,33		0,00	13,93	0,00	14,63
	2	*4*	13,93	0,5	6,97	0,33	9,72	-13,93	13,93	-13,23	13,58
	3	*4*	13,93	0,4	5,57	0,33	9,04	-13,93	13,93	-14,28	14,28
	4	*4*	13,93	*0,5*	6,97	0,33	9,04	-13,93	13,93	-13,58	13,23
	5	*4*	13,93	*0,3*	4,18	0,33	9,72	-13,93	0,00	-14,63	0,00

***Tab III.2.2* : Diagrammes des efforts interne à ELU**

Les diagrammes des moments	
Les diagrammes des efforts tranchants	

III.2.6 Ferraillage à l'E.L.U

- ***Armature longitudinale :***

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

M_t^{max} =9,72KN.m **et** M_a^{max} = 6,97 KN. m

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm: d = 18cm

➢ **En travées :**

M_t^{max} =9,72KN.m

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \qquad Avec: f_{bu} = 14{,}2MPa$$

$$M_t = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times 10^3 \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)$$

$$M_0 = 59{,}072KN.m$$

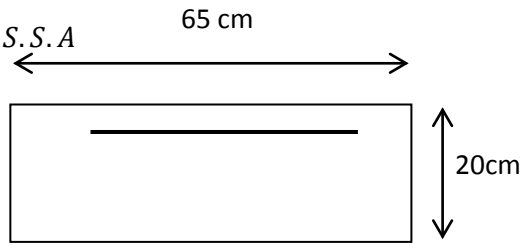
$$M_t^{max} = 9{,}72 \qquad \Longrightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9{,}72\times10^5}{65\times18^2\times14.2\times10^2} = 0{,}032$$

$$\mu = 0{,}032 \quad \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0{,}032 \rightarrow \beta = 0{,}984$$



$$A = \frac{M^t{}_{max}}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9{,}72\times10^5}{0{,}984\times18\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 1{,}58$$

A_t= 1, 58 cm ^{2} on Adopte;**3HA10 =2,35 cm^2**

➢ **Aux appuis :**

M_a^{max}= 6,97KN.m

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b_0=12cm** et de hauteur **h =20cm**

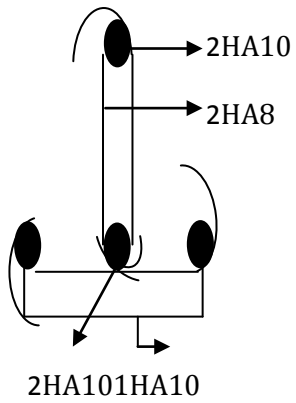
$$\mu = \frac{M_a{}^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6{,}97}{0{,}12\times(0{,}18)^2\times14{,}2\times10^3} = 0.126.$$

μ =0,126< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

$$\mu = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_a = \frac{M_a{}^{max}}{\beta d\sigma s} = \frac{6{,}97\times10^4}{0{,}932\times0{,}18\times348\times10^3} = 1{,}19$$

A_a= 1.19 cm ^{2} on adopte ; **2HA10 =1,57 cm^2**



Conclusion

En travée, on adoptera : **3 HA10 =2,35 cm^2.**

Aux appuis, on adoptera : 2HA10 = 1.57 cm².

Pour les aciers de continuité, on place 2HA8 = 1.00cm²

a) Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91)

$$\varphi_t = min(h/35, b_0/10, \varphi_1)$$

$$\varphi_t = min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1{,}2\right) = 0{,}57cm$$

On adopte **2 HA8 = 1.00 cm^2.**

b) Espacement des armatures : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :

$$S_t \leq min(0{,}9d, 40cm)$$

$$S_t \leq min(16{,}2cm, 40cm) = 16{,}2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

<u>III.2.7 Vérification à l'ELU :</u>

a) Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23\ b\ d\frac{ft28}{fe} = \frac{0{,}23 \times 65 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm2$$

$$A_t = 2{,}35\ cm2 > A_{min} = 1{,}41\ cm2 \rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **Sur appuis :**

$$A_{min} = 0.23\ b_0\ d\frac{ft28}{fe} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm2$$

$$A_a = 1{,}57\ cm2 > A_{min} = 0{,}26\ cm2 \rightarrow Condition\ vérifiée$$

b) Vérificationde la contrainte tangentielle :

V_u^{max}= 14,63 KN

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0} = \frac{14{,}63 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}677MPa$$

$$\bar{\tau}_u = min(0.13fc_{28}; 5MPa) = 3{,}25MPa$$

$$\tau_u = 0{,}677MPa \leq \bar{\tau}_u = 3{,}25MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3{,}15MPa$$

$$\tau_{se} = V_u/0{,}9d\sum u_i \qquad avec \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94{,}2mm:$$

$$\tau_{se} = \frac{14{,}63 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 94{,}2} = 0.958MPa$$

$$\tau_{se} = 0.958MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa \Rightarrow condition\ vérifiée$$

$$Pas\ deris\ que\ d'entrainement\ des\ barres\ longitudinales$$

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

- **Sur le béton**

$$V_u^{max} \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9db_0$$

$$V_u^{max} = 0{,}4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 18 \times 12 = 129{,}6\ KN$$

$V_u^{max} = 14{,}63\ KN < 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9db_0 = 129{,}6\ KN$……Condition vérifiée.

- **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0{,}9d}\right)$$

$$A_a = \frac{1{,}15}{400} \times \left(14{,}63 + \frac{9{,}72}{0{,}9 \times 18}\right) = 0{,}044\ cm^2$$

$$A_a = 1{,}57 > 0{,}044\ cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{condition.verifiée.}$$

e) l'ancrage des barres :

$\bar{\tau}_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2.83\text{MPa}$ **,** avec $\psi_s = 1.5$ *pour HA*

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \dfrac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1{,}2 \times \dfrac{400}{4 \times 2{,}83} = 42.40\,cm$

Pour f_eE400, acier HA, $L_s = 40\phi$ $\longrightarrow$ $L_s = 42.40$ cm

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

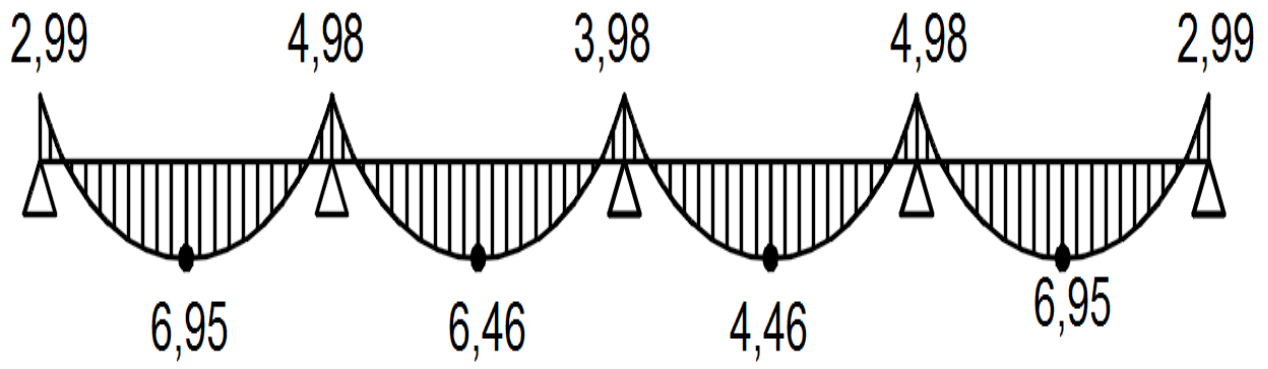
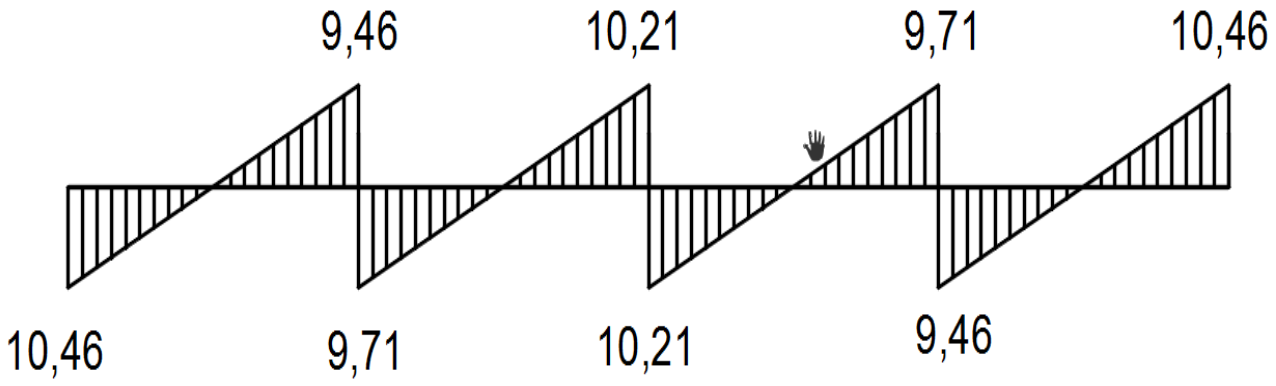
$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96$ cm

$L_s = 17$ cm

III.2.8 Calcul à l'E.L.S

	Appuis	L_i	*Moment*					*Effort tranchant*			
			M_{oi}	*Coefficient*	M_{appui}	α	$M_{travée}$	*Ox gauche*	*Ox droite*	*Vx gauche*	*Vx droite*
Plancher	*1*		0	*0,3*	2,99	0,33	*0*	0	9,96	0	10,46
	2	*4*	9,96	0,5	4,98	0,33	6,95	-9,96	9,96	-9,46	9,96
	3	*4*	9,96	0,4	3,98	0,33	6,46	-9,96	9,96	-9,71	10,21
	4	*4*	9,96	*0,5*	4,98	0,33	6,46	-9,96	9,96	-9,71	9,46
	5	*4*	9,96	*0,3*	2,99	0,33	6,95	-9,96	0	-10,46	0

TAB III.2.3 : Diagrammes des efforts interne à ELS

Les diagrammes des moments	
Les diagrammes des efforts tranchants	

III.2.9 Vérification à l'ELS :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$: Dans le béton

- Aux appuis :

- ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\sigma_{st} = \frac{M^{s}_{max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_a = 1{,}57\ cm^2$;$M^{a}_{max} = 4{,}98\ KN.m$;$d = 18\ cm.$

$\beta_1$est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0\ d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}719$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 25{,}65 \\ \beta_1 = 0{,}877 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{4{,}98 \times 10^3}{0{,}877 \times 18 \times 1{,}57} = 200{,}94\ MPa$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$

$\sigma_{st} = 200{,}94\ \ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$ ……. La Condition est vérifiée.

- ***Vérification de la contrainte dans le béton :***

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25{,}49} = 0{,}0392$

$\sigma_{bc} = 0{,}0392 \times 200{,}94 = 7{,}87\ MPa$

$\sigma_{bc} = 7{,}87\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ……..Condition est vérifiée.

- ***En travée :***

- ***Vérification de la contrainte dans les aciers :***

$\sigma_{st} = \frac{M^t_{max}}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 1{,}57\ cm^2$; $M_t = 6{,}95\ KN.m$;$d = 18\ cm.$

$\beta_1$est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0\ d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}7268$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 25{,}49 \\ \beta_1 = 0{,}876 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{6{,}95 \times 10^3}{0{,}876 \times 18 \times 1{,}57} = 280{,}74\ MPa$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$

$\sigma_{st} = 280{,}74\ \ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$ ……. La Condition est vérifiée.

- ***Vérification de la contrainte dans le béton :***

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25{,}49} = 0{,}0392$

$\sigma_{bc} = 0{,}0392 \times 280{,}74 = 11{,}01\ MPa$

$\sigma_{bc} = 11{,}01\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ……Condition est vérifiée.

- ***Etat limite d'ouverture des fissurations :***

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ ***Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99)*** :

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22{,}5} \\ \frac{A_{st}}{b_0\,\mathrm{d}} \leq \frac{3{,}6}{\mathrm{f_e}} \\ \frac{\mathrm{h}}{\mathrm{l}} \geq \frac{\mathrm{M_t}}{15\ \mathrm{M_0}} \end{cases}$ Avec : $M_0 = q_S \frac{l^2}{8} = 4{,}979 \times \frac{4^2}{8} = 9{,}96\ KN\ m.$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0{,}056 > \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots La\ condition\ est\ vérifiée. \\ \frac{A_{st}}{b_0\mathrm{d}} = \frac{1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}0072 \leq \frac{3{,}6}{\mathrm{f_e}} = \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \ldots\ldots la\ condition\ est\ vérifiée. \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0{,}050 > \frac{6{,}95}{15 \times 9{,}96} = 0{,}046 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots La\ condition\ est\ \ vérifiée. \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

<u>III.2.10 Conclusion :</u>

❖ Armatures longitudinales :

- *En travée : 3HA10*
  1HA10
- *Aux appuis : 3HA10*
  1HA10 + 1HA10 Chap

❖ Armatures transversales :

- *Etrier HA8*

❖ Treillis soudé : $TS\ \emptyset 6 - 200 * 200$

III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

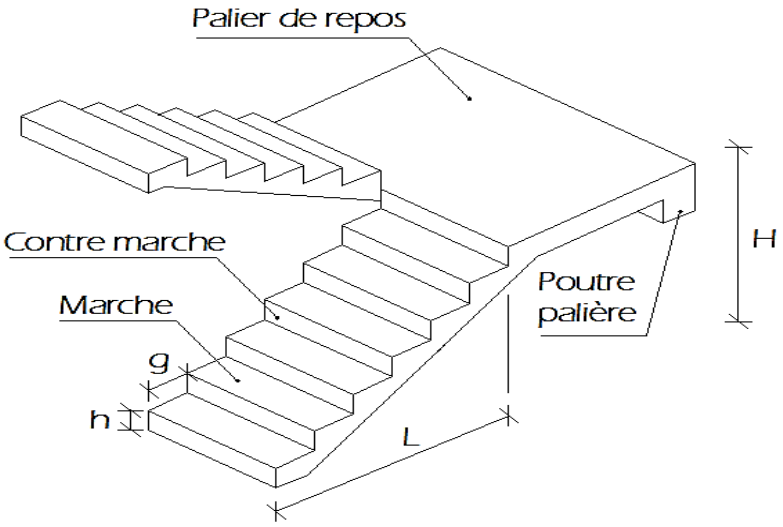


Fig.III.3.1: Terminologie d'un escalier.

Où :

. h : Hauteur de la contre marche.
. g : Longueur de la marche.
. H : Hauteur de la volée.
. L : Longueur de la volée.

III.3.2 Calcul de l'escalier :

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

$59\ cm \leq g + 2h \leq 66\ cm.$

- **Nombre de marches**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$\frac{Lo}{30} \leq e \leq \frac{Lo}{20}$

Où L_o est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

- **Hauteur des contres marches :**

$14\ cm \leq h \leq 18\ cm\ ;\ Donc : h = 17\ cm$

Calcul du nombre de marches et de contre marches :

$.h = 17$ cm $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches. Donc le nombre de marches est de :

$n - 1 = 8$ marches.

Calcul du giron :

$g = \frac{L}{n\text{-}1} = \frac{240}{8} = 30\ cm.$

- **Vérification de la loi de BRANDEL**

$59\ cm\ \leq\ g + 2h\ \leq\ 66\ cm.$

$30\ +\ 2 \times 17 =\ 64\ cm$, la condition est verifiée.

III.3.3. Epaisseur de la paillasse

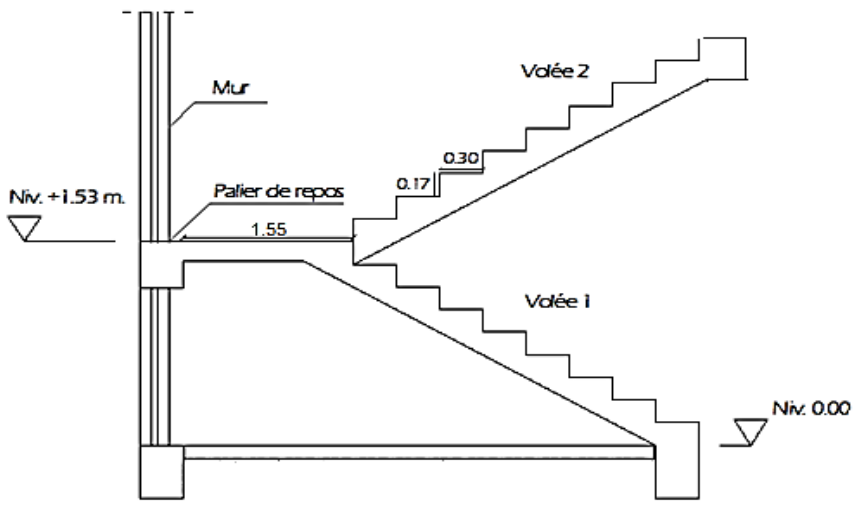


Fig.III.3.2: Coupe verticale de l'escalier de la structure.

- **Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)**

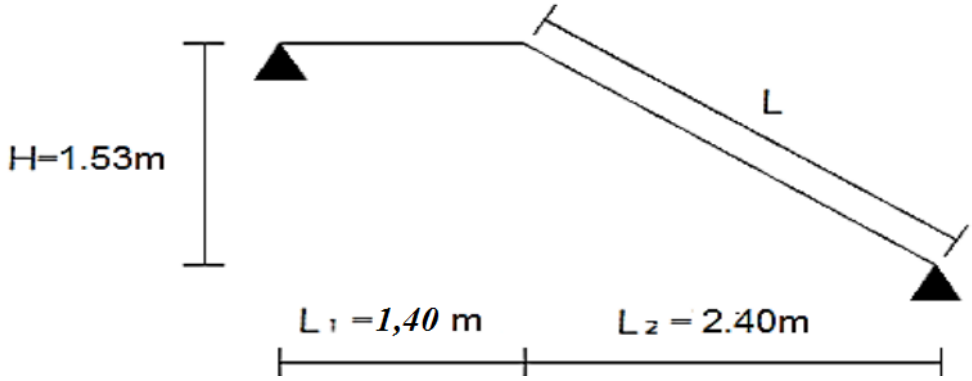


Fig.III.3.3: Schéma statique du d'escalier.

. $tg(\boldsymbol{\alpha}) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \Rightarrow \boldsymbol{\alpha} = 32.52\,°$

. $cos(\boldsymbol{\alpha}) = \frac{L2}{L} \Rightarrow L = \frac{L2}{cos\ \alpha} = \frac{2.40}{cos\ 32.52} \Rightarrow L = 2.85\ m.$

. **Finalement**

$Lo = L1 + L$.

$Lo = 1.40 + 2.85 = 4.25\ m$

$\frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.17\ cm \leq e \leq 21{,}25\ cm$

Donc l'épaisseur de la paillasse **e= 20 cm.**

III.3.4. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente :

a.1. La Volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ (kN/m³)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1x0.20}{\cos(32.52)}$	25	5.93
2. Poids propre des marches	$\frac{1x0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	00.2	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			**10.10**

Tab.III.3.1 : Détermination du poids propre de la volée.

a.2. Le palier

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ (kN/m³)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			**6.2**

Tab.III.3.2: Détermination du poids propre du palier.

b. Surcharge d'exploitation

D'après le **DTR B.C. 2.2[19]**, la charge d'exploitation pour un escalier est de : Q= 2,5 kN/ml.

III.3.5. Calcul des efforts internes :

. **Combinaisons des charges**

a. À l'ELU

. Volée : q_1= 1,35(10.10) + 1,5(2,5) = 17.38 kN/ml.

. Palier : q_2= 1,35(6.2) + 1,5(2,5) = 12.12 kN/ml.

b. À l'ELS

. Volée : q_1= 10.10 + 2,5= 12.60 kN/ml.

. Palier : q_2= 6.2 + 2,5= 8.7 kN/ml.

III.3.6. Calcul à l'ELU :

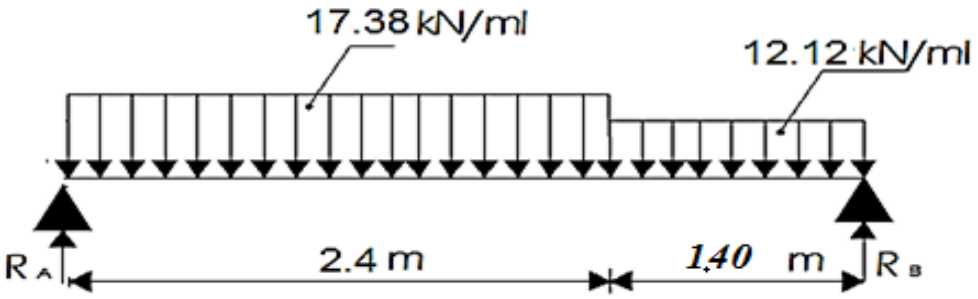


Fig.III.3.4: Schéma statique de calcul du d'escalier à l'ELU

Détermination des réactions d'appuis

$$.\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = 17.38(2.4) + 12.12(1.40) \Rightarrow RA + RB = 58{,}68\ kN.$$

$$.\sum M/A = 0 \Rightarrow 3{,}8.RB = 17.38\ x\ \frac{(2.4)^2}{2} + 12.12\ x\ 1.40\ x\ 3.1 \Rightarrow RB = 27.01\ kN.$$

D'où : $R_A = 58{,}68 - 27{,}01 = 31{,}67\ kN.$

$R_A = 31{,}67KN$

$R_B = 27.01\ Kn$

Calcul des efforts internes :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,40 m

Effort tranchant :

$$T(x) = 12{,}34x + 31{,}67$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 31{,}67\ kN. \\ x = 2{,}40 & T(2{,}40) = -2{,}054\ kN. \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -17.38\ \frac{x^2}{2} + 31{,}67x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2{,}4 & M(2{,}4) = 25{,}95\ KN.m \end{cases}$$

2ème tronçon : 0 m ≤ x ≤ 1,4 m

Effort tranchant

$\boldsymbol{T(x)} = 12.12.x - 27.01$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 0\ KN \\ x = 1{,}4 & T(1{,}4) = -10{,}04\ KN \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -12{,}12\ \frac{x^2}{2} + 27{,}01x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0\ KN.m \\ x = 1{,}4 & M(1{,}4) = 25{,}94 KN.m \end{cases}$$

Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

. $T_y = -17.38.x + 31{,}67 = 0 \Rightarrow x = \frac{31{,}67}{17.38} = 1.82\ m$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = -17.38\ \frac{x^2}{2} + 31{,}67\ x$

. $M_z max = 28{,}85\ KN.m$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. En travée : $M_t = 0{,}85 M_z max = 24{,}53\ kN.m.$

. Aux appuis : $M_a = -0{,}3 M_z max = -8{,}66\ kN.m.$

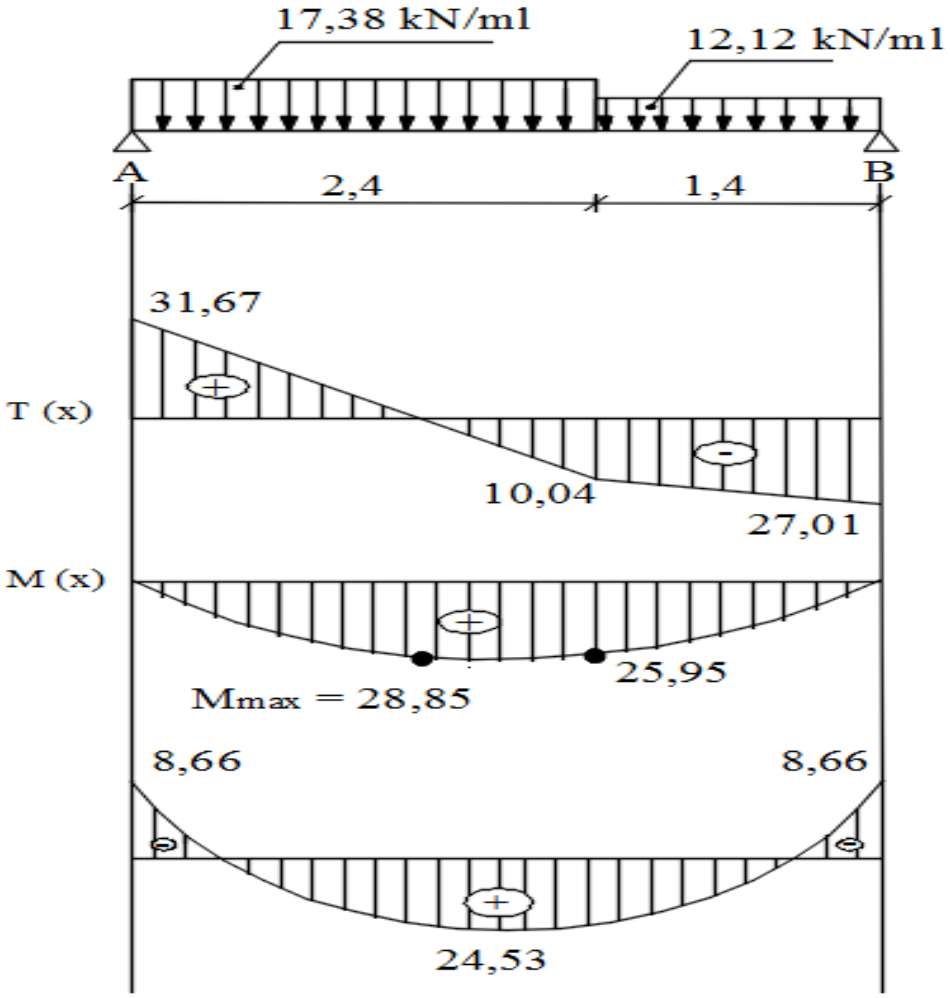


Fig.III.3.5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type.

1. **Calcul des armatures**

a. **En travée**

$\boldsymbol{\mu} = \frac{Mt}{b.d^2.fbc} = \frac{24{,}53\times10^6}{1000\times180^2\times14{,}2} = 0{,}053 < \boldsymbol{\mu}_l = 0.392$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A_{sc}= 0 cm²)

À partir des abaques et pour une valeur de $\boldsymbol{\mu} = 0.053 \Rightarrow \beta = 0.9725$

$A_t = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma st} = \frac{24{,}53\times10^3}{0{,}9725\times18\times348} = 4.03\ cm^2$

. Soit : $\boldsymbol{A_{adoptée}} = \mathbf{5HA12} = 5.65\ cm^2$. Avec un espacement : $St = 20\ cm$.

· **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{1}{4}\boldsymbol{A_{adoptée}} = 1.41\ cm^2$. Soit : $\mathbf{4HA10} = 3.14\ cm^2$. Avec un espacement : $St = 25\ cm$.

b. **Aux appuis**

$\boldsymbol{\mu} = \frac{Ma}{b.d^2.fbc} = \frac{8{,}66\times10^6}{1000\times180^2\times14{,}2} = 0{,}02 < \boldsymbol{\mu}_l = 0.392$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A_{sc}= 0 cm²)

À partir des abaques et pour une valeur de $\boldsymbol{\mu} = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma st} = \frac{8{,}66\times10^3}{0{,}990\times18\times348} = 1.40\ cm^2.$$

. Soit : $\boldsymbol{A_{adoptée}} = \mathbf{5HA\ 10} = 3.92\ cm^2$. Avec un espacement : $St = 20\ cm$.

· **Armatures de répartition**

$Ar = \frac{1}{4}\boldsymbol{A_{adoptée}} = 0.98\ cm^2$. Soit : $\mathbf{4HA\ 10} = 3.14\ cm^2$. Avec un espacement : $St = 25\ cm$.

III.3.7. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.4.2.1)[14]

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23(100)(\mathbf{18})\frac{2{,}1}{400} = 2.17\ cm^2.$$

. En travée : $A_t = 5.65\ cm^2 > 2.17\ cm^2$. La condition est vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 3.92\ cm^2 > 2.17\ cm^2$. La condition est vérifiée.

Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,211)[14]

$\bar{\boldsymbol{\tau}} = min\{\frac{0{,}2fc28}{\gamma b}\ ;\ 5\ MPa\} = 3{,}33\ MPa$

$\boldsymbol{\tau} = \frac{Vmax}{b.d} = \frac{31{,}67\times10^3}{1000\times180} = 0.18\ MPa <$ 3.33 MPa. La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)[14]

$\bar{\tau}_{se} = \Psi.f_{t28}$

Où :

Ψ : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
$\Psi = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :
$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \, x \, 2.1 = 3.15 \, MPa.$
$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9d \sum \mu i}$
Où :
. $\sum\mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum\mu_i = n.\pi.\varphi$)
$\sum\mu i = 5 \, X \, 3{,}14 \, X \, 12 = 188.4 \, mm.$
$\tau_{se} = \frac{31{,}67\times10^3}{0{,}9\times180\times188.4} = 1{,}04 \, MPa.$
$\tau_{se} = 1{,}04 \, MPa < \bar{\tau}se = 3.15 \, MPa.$
La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant

Au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,312)[14]

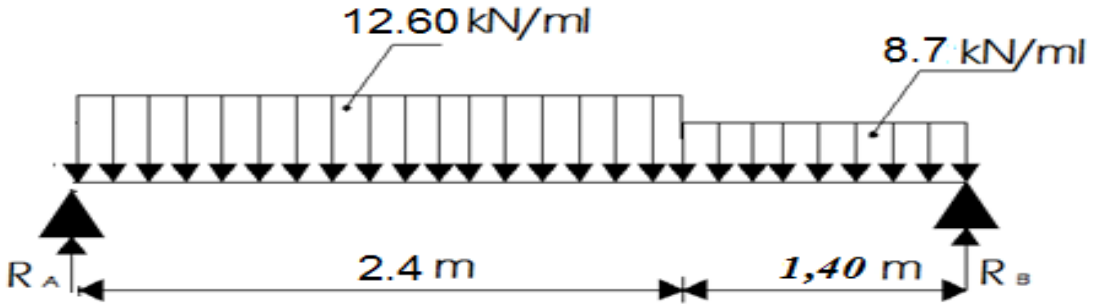
$A_{st\ adopt\ é} > A_{st\ ancrer} = \frac{\gamma s.V_u^{max}}{fe} = \frac{1{,}15\times31{,}67\times10^3}{400\times10^2} = 0.91 \, cm^2$
$A_{st\ adopt\ é} = 3.92 \, cm^2 > 0.91$ cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28}= 25 MPa, la longueur de scellement droite $l_s$est égale à :
$ls = 35\varphi$
. Pour les HA 10 : $ls = 35x1.0 = 35 \, cm.$
. Pour les HA 12 : $ls = 35x1.2 = 42 \, cm.$
L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $Lc = 0{,}4Ls$
. Pour les HA 10 : $Lc = 0{,}4 \, x \, 35 = 14 \, cm.$
. Pour les HA 12 : $ls = 0.4 \, x \, 42 = 16.8 \, cm.$
Finalement : La longueur $Lc = 20 \, cm.$

Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.8.2, 42)[14]
Pour des charges réparties seulement :
. Armatures principales en travée : $St = 20 \, cm < min\,(3h\,;\,33 \, cm) = 33 \, cm.$ La condition est vérifiée.
. Armatures principales aux appuis : $St = 20 \, cm < min\,(3h\,;\,33 \, cm) = 33 \, cm.$ La condition est vérifiée.
. Armatures de répartition : $St = 25 \, cm < min\,(4h\,;45 \, cm) = 33 \, cm.$ La condition est vérifiée.

<u>III.3.8. Calcul à l'ELS :</u>



<u>Fig.III.3.6</u>: Schéma statique de calcul du 2ème type d'escalier à l'ELS.

1. **Détermination des réactions d'appuis :**

$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = 12.60(2.4) + 8.7(1.40) \Rightarrow RA + RB = 42{,}42\ kN.$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.8.RB = 12.60 \times \frac{(2.4)^2}{2} + 8.7 \times 1.40 \times 3.1 \Rightarrow RB = 19{,}49\ kN.$

D'où: $R_A = 42{,}42 - 19{,}49 = 22{,}93kN.$

$R_A = 22{,}93kN.$

$R_B = 19{,}49\ kN.$

Calcul des efforts internes :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,40 m

Effort tranchant :

$$T(x) = -12.60x + 22{,}93$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 22{,}93\ kN. \\ x = 2{,}40 & T(2{,}40) = -7{,}31\ kN. \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -12{,}60\ \frac{x^2}{2} + 22{,}93x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2{,}4 & M(2{,}4) = 18{,}74\ KN.m \end{cases}$$

2ème tronçon : 0 m ≤ x ≤ 1,4 m

Effort tranchant

$\boldsymbol{T(x)} = 8{,}7.x - 19{,}49$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 0\ KN \\ x = 1{,}4 & T(1{,}4) = -7{,}31\ KN \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -8{,}6\ \frac{x^2}{2} + 19{,}49\ x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0\ KN.m \\ x = 1{,}4 & M(1{,}4) = 18{,}74KN.m \end{cases}$$

2. **Calcul du moment maximal Mz_{max} :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

. $Ty = -12.60.x + 22{,}93 = 0 \Rightarrow x = \frac{22{,}93}{12.60} = 1.82\ m$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $Mz = -12.60 \times \frac{x^2}{2} + 22{,}93 \times x$

$Mzmax = 20{,}86\ kN.m.$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. En travée : $Mt = 0{,}85Mzmax = 17{,}73\ kN.m.$

. Aux appuis : $Ma = -0{,}3Mzmax = -6{,}26\ kN.m.$

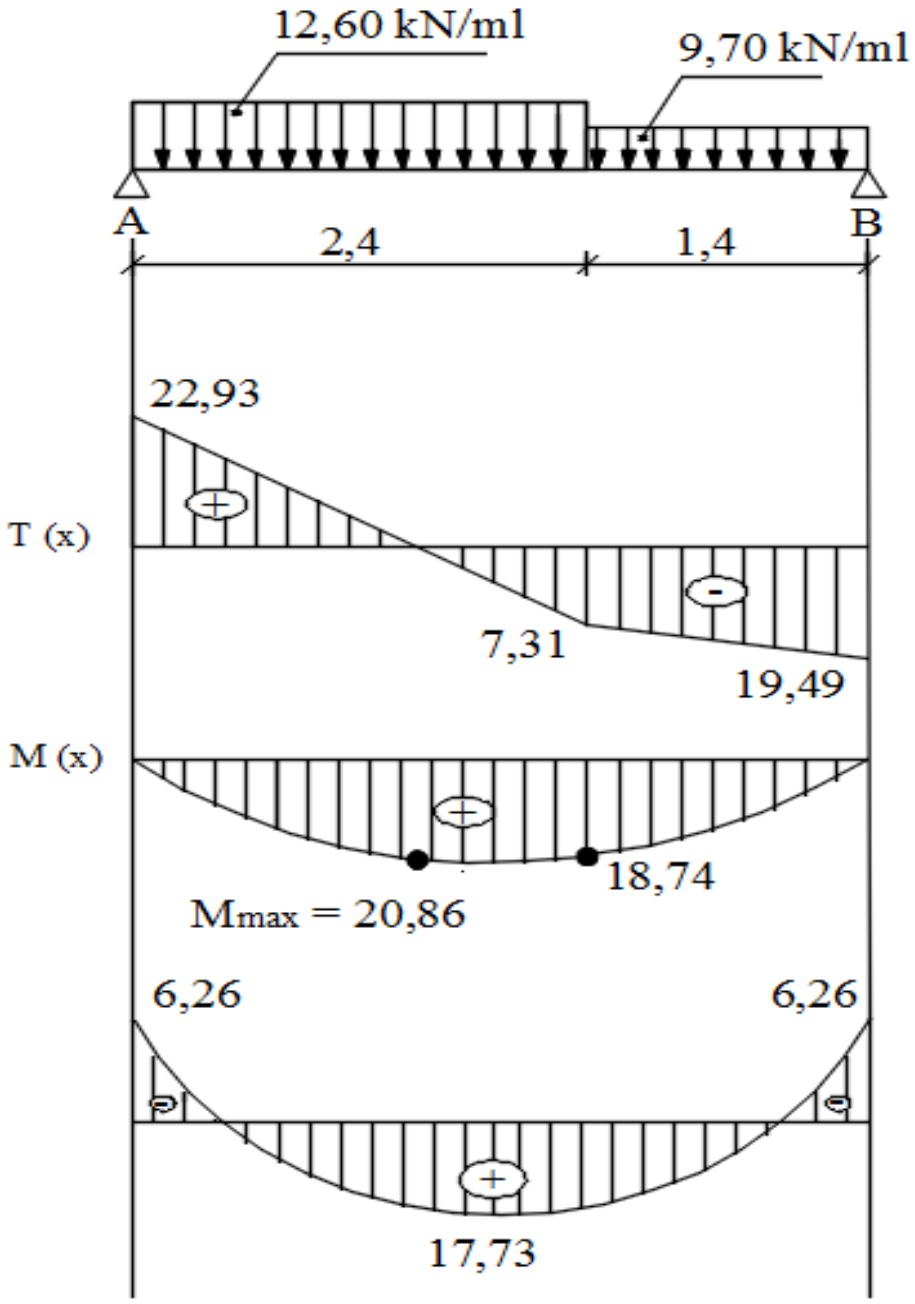


Fig.III.3.7: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.9. Vérifications à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

a. En travée

$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times5.65}{100\times18} = 0.313$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.313$: $\boldsymbol{\beta}1 = 0.912$; $K1 = 41.82$.

Donc :

. $\boldsymbol{\sigma}st = \frac{17{,}73\times10^6}{0.912\times180\times5.65\times10^2} = 191{,}16\ MPa$

$\Rightarrow \boldsymbol{\sigma}bc = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{191{,}16}{41.82} = 4{,}57\ MPa$

$\boldsymbol{\sigma}bc = 5.04\ MPa < \bar{\boldsymbol{\sigma}}bc = 15\ MPa$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times3.92}{100\times18} = 0.217$

. Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.217 : β_1= 0.925; K_1= 51.67.

Donc :

. $\boldsymbol{\sigma}st = \frac{6{,}26\times10^6}{0.925\times180\times3.92\times10^2} = 105.87\ MPa$

$\Rightarrow \boldsymbol{\sigma}bc = \frac{\sigma st}{K1} = \frac{105.87}{51.67} = 2.05\ MPa$

$\boldsymbol{\sigma}bc = 2.05\ MPa < \bar{\boldsymbol{\sigma}}bc = 15\ MPa$. La condition est vérifiée.

1. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et

aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99)[14]**.

2. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1)[14]** :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{(10.M0)}$

$\frac{As}{b0.d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$

. $\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0{,}053$. La condition n'est pas vérifiée.

. $\frac{h}{L} = 0.043 < \frac{Mt}{10.M0} = 0084$. La condition n'est pas vérifiée.

. $\frac{As}{b0.d} = \frac{5.65}{100\times18} = 0.003 < \frac{4{,}2}{fe} = \frac{4{,}2}{400} = 0.0105$. La condition est vérifiée.

Les conditions « $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} et\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que **:** $f = \frac{5}{384}\frac{q_s\, l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est **:** $\overline{\boldsymbol{f}} = \frac{\boldsymbol{l}}{\mathbf{500}}$

Avec :

$q_s = 12{,}60\ KN/ml$

$\bar{\boldsymbol{f}}$: La flèche admissible

l = 2,40 m : portée entre nus d'appuis,

$\boldsymbol{E_V}$: Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5{,}65 = 1884{,}75\ cm^2$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5{,}65 \times 16 = 17556\ cm^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884{,}75} = 9{,}31\ cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9{,}31 = 8{,}69\ cm$$

$$I = \frac{100}{3}(9{,}31^3 + 8{,}69^3) + 15 \times 5{,}65 \times (8{,}69 - 2)^2 = 52566{,}06\ cm^4$$

$$f = \frac{5}{384}\frac{12{,}60 \times 3{,}8^2 \times 10^3}{1081{,}886 \times 10^6 \times 52566{,}06 \times 10^{-8}} = 0{,}00417\ m = 0.417\ cm$$

$$\bar{f} = \frac{2{,}40}{500} = 0.48$$

$f = 0.417 < \bar{f} = 0.48$……Condition vérifiée.

III.3.10. Conclusion

Le ferraillage retenu est le suivant :

- **L'escalier**

. En travée

. Armatures principales : 5HA 12/ml (S_t= 20 cm).

. Armatures de répartition : 4HA 10/ml (S_t= 25 cm).

. Aux appuis

. Armatures principales : 5HA 10/ml (S_t= 20 cm).

. Armatures de répartition : 4HA 10/ml (S_t= 25 cm).

. Armatures transversales :

. Un cadre et un étrier en HA 8.D

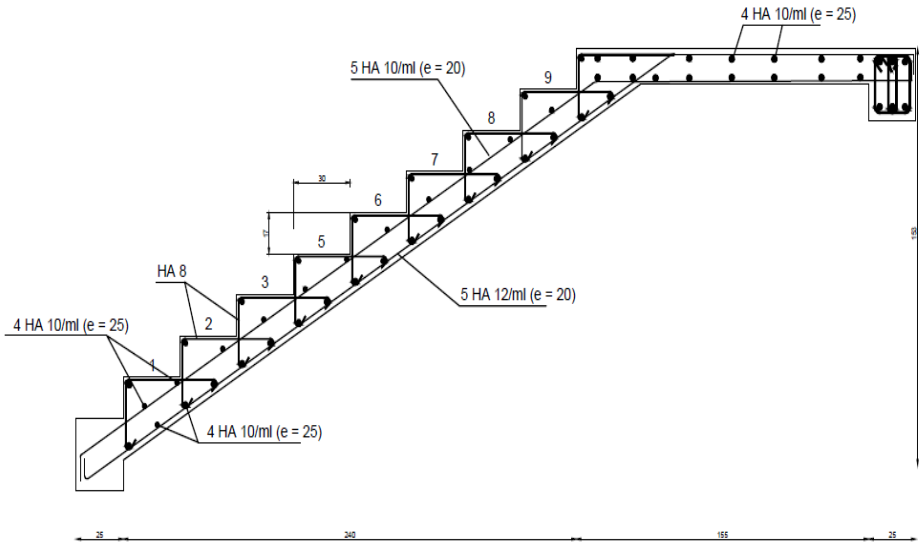


Fig.III.3.8 : Ferraillage de l'escalier

III.4 Calcul de la salle machine

III.4.1 Introduction :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitant un déplacement plus aisé entre les différents étages.

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein,
- La cabine,
- Le contrepoids.

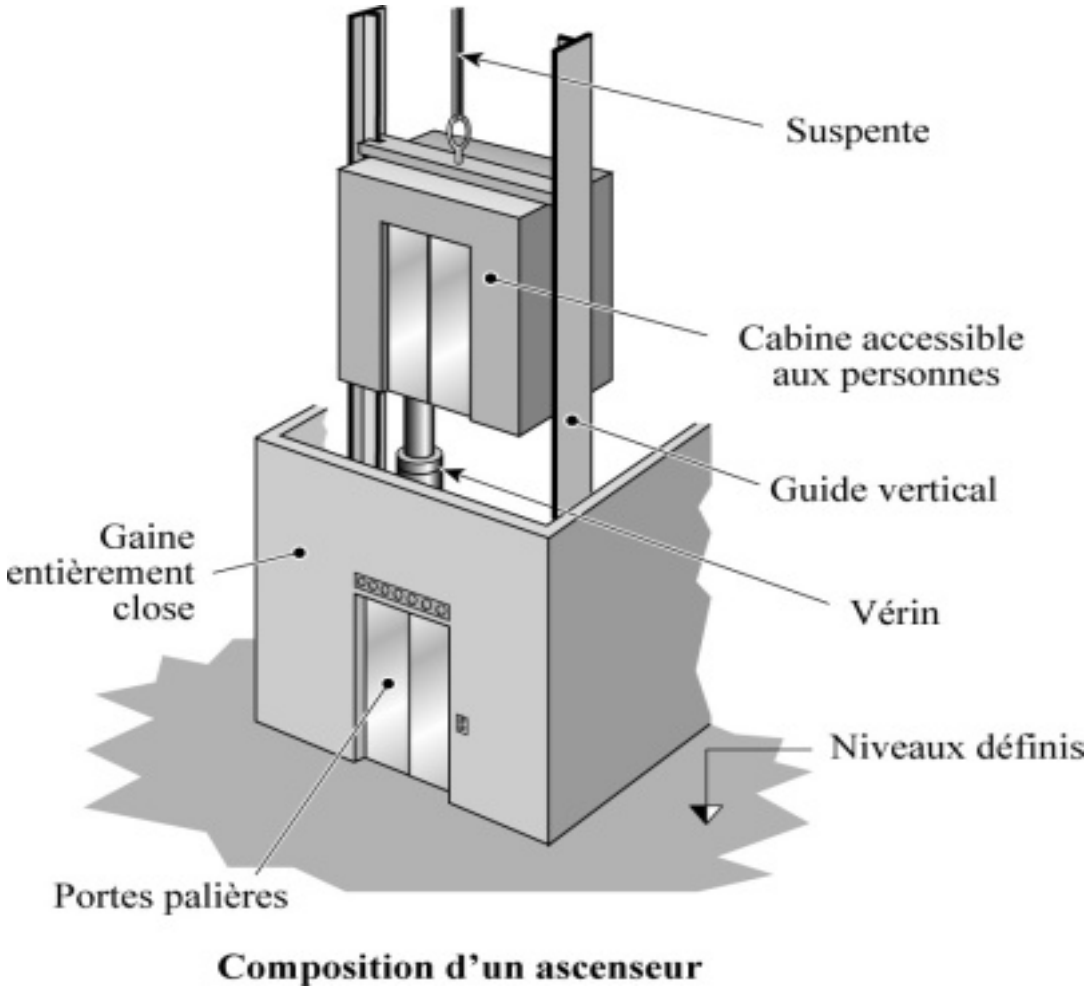
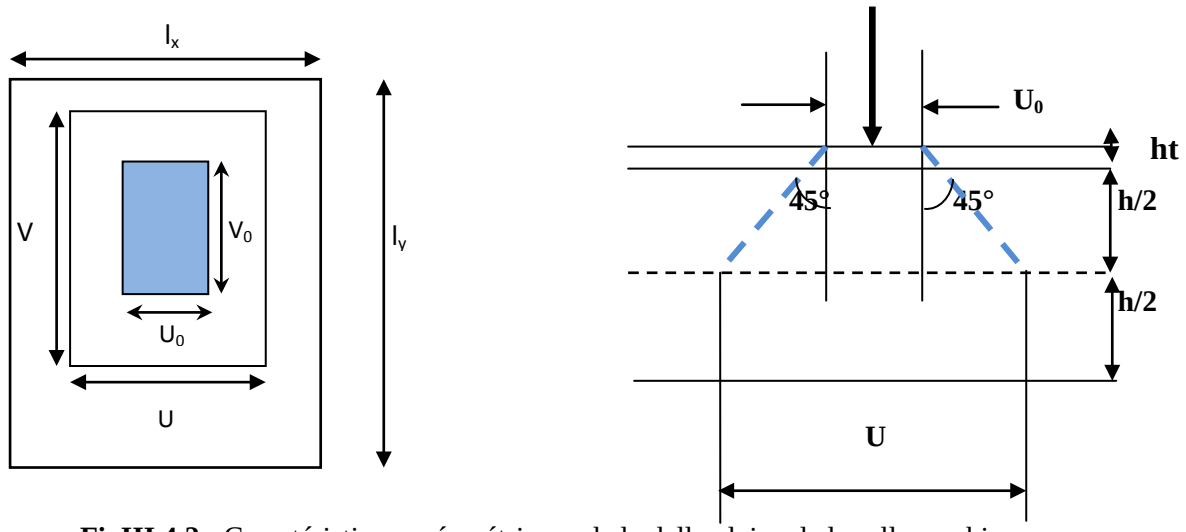


Fig.III.4.1 : composition d'un ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement **V=1m/s,** pouvant charger huit personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **(P = 9 tonnes = 90 KN)**, réparti sur une surface de (0.8×0.8) m² transmise par le système de l'ascenseur.

P



FigIII.4.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine**.**

III.4.2 Calcul de la dalle pleine :

A) Dimensionnement de la dalle

$L_x = 2$ m

$L_y = 2{,}7$m

$\Longrightarrow S = L_x \times L_y = 2 \times 2{,}7 = 5{,}4\text{m}^2$

B) Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $\rho_x = \frac{L_x}{30}$

$$\rho_x = \frac{L_x}{30} = \frac{320}{30} = 10.667cm$$

h_t: doit être au moins égale à 12cm **(RPA 99 version 2003)**, nous adoptons une hauteur :
$\mathbf{h_t = 15cm.}$

III.4.3 principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$\mathbf{M_{x1} = P_u\,(M_1 + \upsilon\, M_2)}$
$\mathbf{M_{y1} = P_u\,(M_2 + \upsilon\, M_1)}$

Avec :

Mx1et **My1 :** Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée **P**, sont donnés par les abaques en fonction de $\boldsymbol{\rho}$ et des rapports$\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_Y}$.

υ : Coefficient de poisson$\Rightarrow \begin{cases} \upsilon = 0 \text{ à l'ELU} \\ \upsilon = 0{,}2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

P : intensité de la charge concentré ;

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

A. Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.\xi.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.\xi.e + h_0 \end{cases}$$

ξ: Coefficient de la nature de revêtement $\Longrightarrow$ ξ **=1** (car le revêtement est aussi solide que le béton).
e : épaisseur du revêtement **(e= 5cm).**
h_0 : Épaisseur de la dalle.
U_0= V_0 = 80cm : surface de contact, zone dans laquelle **P** est concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

B. Détermination des sollicitations

A l'ELU

Poids propre de la dalle G = 0.15 x 25 x 1= 3.75 KN/ml (bande de 1m de largeur).
La surcharge Q = 1 KN/ml.

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/m} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1{,}35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Avec : p_u : Charge concentrée du système de levage.
q_u : Charge uniformément répartie.

A l'ELS

$$\begin{cases} P_S = P = 90 \text{ KN} \\ q_S = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

<u>III.4.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU)</u>

A. Calcul des moments au centre du panneau.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2{,}7} = 0.74\mathbf{0.4} < \boldsymbol{\rho} = \mathbf{0.74} < 1 \Longrightarrow$ **Le panneau travail dans les deux sens**

$$\begin{cases} \rho = 0.74 \\ \dfrac{U}{L_x} = \dfrac{105}{200} = 0.525 \\ \dfrac{V}{L_y} = \dfrac{105}{270} = 0.38 \end{cases} \Longrightarrow M_1 = 0{,}118;\ M_2 = 0{,}072$$

Alors :

$M_{x1} = P_u\,(M_1 + \upsilon\, M_2) = 121.5 \times (0.118 + 0) = 14{,}33 KN.m$

$M_{y1} = P_u\,(M_2 + \upsilon\, M_1) = 121.5 \times (0 + 0.072) = 8{,}74 KN.m$

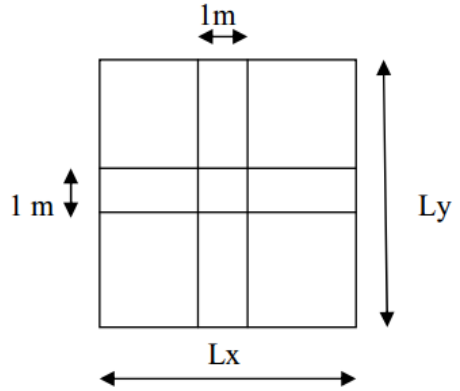
B. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle

$\mathbf{0.4 < \rho = 0.74} < 1 \Longrightarrow$La dalle travail dans les deux sens.
Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieude chaque portée une bande de 1 m de largeur.
Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91modifié 99).**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x .q.l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

Avec :

M_{x2}: Le moment fléchissant dans le sens L_X ;
M_{y2}: Le moment fléchissant dans le sens L_Y ;
μ_x et μ_Y : Coefficients donnés en fonction de ρ et υ.



$$\begin{cases} \rho = 0.74 \\ \upsilon = 0 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0634 \\ \mu_Y = 0.494 \end{cases}$$

D'où:

$M_{x2} = 0.0634 \times 6.563 \times (2)^2 = 1,66$ KN.m
$M_{y2} = 0.494 \times 1,66 = 0,82$KN.m

C. Superposition des moments agissant au centre du panneau

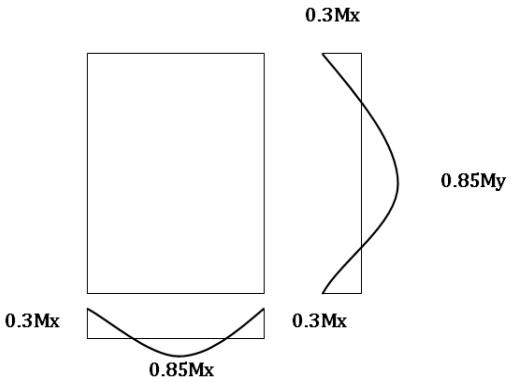
$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,33 + 1,66 = 16$ KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,74 + 0,82 = 9,56$ KN.m

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x
En travées
$M_x^t = 0.85 \times 9,56 = 8,126$ KN. m
Aux appuis
$M_x^t = -0.3 \times 16 = -4,8$ KN. m
Sens L_y
En travées
$M_x^t = 0.85 \times 16 = 13,6$ KN. m
Aux appuis
$M_x^t = -0.3 \times 16 = -4,8$ KN. m



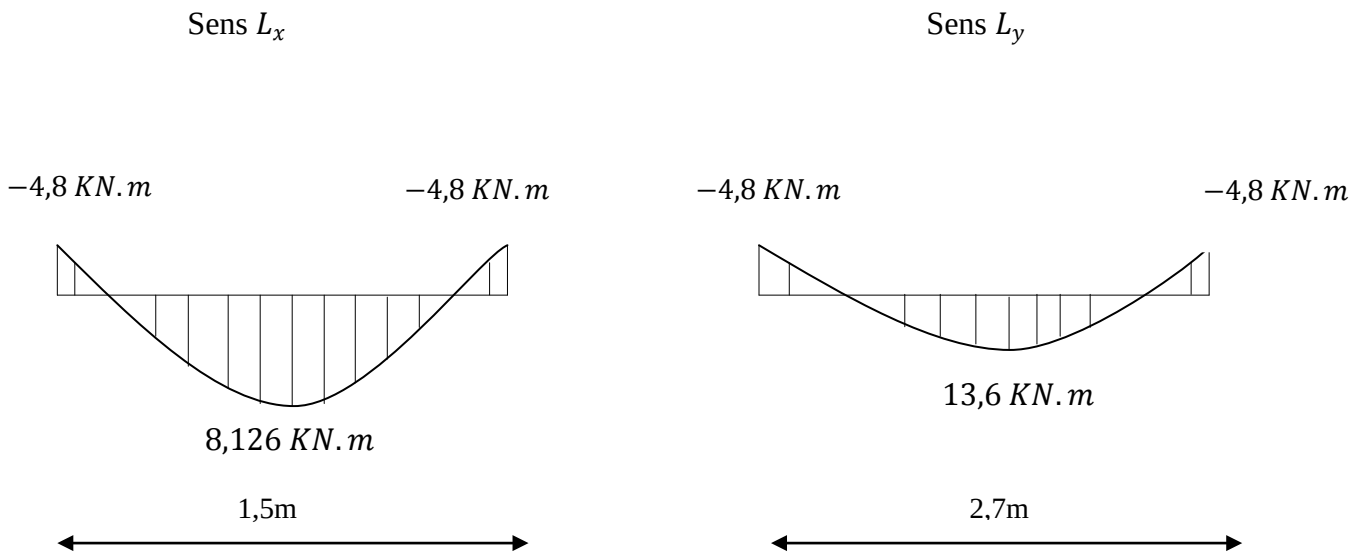


Fig.III.4.3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU**.**

III.4.5 Ferraillage à L'ELU

Détermination de la section des armatures

a. Dans le sens de la petite portée (X-X)

En travée

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13$ cm , c = 2cm , b =100 cm , $M_x^t = 8{,}126 KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8{,}126 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.0338$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu = 0.0338 \Rightarrow \beta = 0.983$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8{,}126 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1{,}83 cm^2$$

Soit : **4HA12 =4,52cm^2** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_x^a = 4{,}8 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4{,}8 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.99$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4{,}8 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 1.071cm^2$$

Soit : **4HA10 =3,14 cm²** avec **St = 25cm.**

b. Dans le sens de la grande portée (Y-Y)

En travée

$$M_y^t = 13{,}6KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{13{,}6 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.0566$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.0566$\Rightarrow$ β = 0.971

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13{,}6 \times 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 3{,}095cm^2$$

Soit : **4HA12 =4,52 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_y^a = 7.761KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4{,}8 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.02 $\Rightarrow$ β = 0.99

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4{,}8 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 1.071cm^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm²** avec **St = 25cm.**

III.4.6Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{b\,.h_t} \geq W_0\left(\frac{1}{2}\right)\left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right] \text{ et } W_y = \frac{A_{min}^y}{b.h_t} \geq \rho_0$$

Avec **:**

A_{min} **:** Section minimale d'armatures ;
S **:** section totale du béton ;
W_x $et W_y$: Les Tauxminimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$pour des barres à hautes adhérence de classe F_e E400.

a. Sens (X-X)

$$W_x = \frac{A^x_{min}}{b\,.\,h_t} \geq W_0\left(\frac{1}{2}\right)\left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right]$$

$$\Longrightarrow A^x_{min} \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left[3 - \frac{200}{270}\right] \times 100 \times 15 = 1{,}355\text{cm}^2$$

En travée :

A^x_{min} =1.46 $cm^2 < A_t = 4{,}52cm^2$…….**Condition vérifiée.**

Aux appuis :

A^x_{min} =1.46 cm^2 <A_a =3,14cm^2……...**Condition vérifiée.**

b. Sens (Y-Y)

$$W_y = \frac{A^y_{min}}{b\,.\,h_t} \geq W_0 \Longrightarrow A^x_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

En travée

A^x_{min} =1.2 $cm^2 < A_t = 4{,}52cm^2$…….**Condition vérifiée.**

Aux appuis

A^x_{min} =1.2 cm^2 <A_a =3,14cm^2……....**Condition vérifiée.**

B. Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$Ø_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$Ø_{max} = 14mm \leq \frac{150}{10} = 15mm$…….**Condition vérifiée.**

C. Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

a. Armatures principale

$St \leq \min\{2.h;25\text{cm}\}$

St = 25cm ≤ min {30cm, 25cm} ……..…… **Condition vérifiée.**

b. Armatures de répartitions

$St \leq \min\{3.h;33\text{cm}\}$

St = 25cm ≤ min {45cm, 33cm}…….**Condition vérifiée.**

D. Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.42)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0{,}045\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u :Charge de calcul à L'ELU ;

μ_c: Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

h : Épaisseur totale de la dalle.

μ_c = 2 (U+V) =2× (1.05 × 1.05) = 4.2m.

$$\Longrightarrow \frac{0{,}045\times 4{,}2\times 0{,}15\ \times 25000}{1{,}5} = 472.5 \text{ KN}$$

q_u= 1.35(90)=121.5 KN ≤ 472.5 KN…….…… **Condition vérifiée.**

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

E. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07\times\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

b =1m; d= 0.9 h_t = 0.9×15 = 13.5 cm

Au milieu de U

$$V_u = \frac{q_u}{2U+V}$$

$$V_u = \frac{121{,}5}{2\times 1{,}05 + 1{,}05} = 38{,}57 \text{ KN.}$$

Au milieu de V

$$V_u = \frac{q_u}{3V}$$

$$V_u = \frac{121{,}5}{3\times 1{,}05} = 38{,}57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38{,}57\times 10^3}{1000\times 135} = 0{,}296 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07\times\frac{25}{1{,}5} = 1{,}167\text{MPa}$$

τ_u = 0.296 MPA<$\overline{\tau_u}$=1,167MPa……..…….**Condition vérifiée.**

III.4.7 Calcul a l'état limite de service (l'ELS)

a. Les moments Mx_1, My_1 engendré par le système de levage

$Mx_1 = q_s (M_1 + \upsilon M_2)$.

$My_1 = q_s (M_2 + \upsilon M_1)$.

$q_s = G + Q = 90$ KN/m^2 $\upsilon = 0.2$ à l'ELS

$$M_1 = 0{,}118;\ M_2 = 0{,}072$$

$Mx_1 = 90(0.118 + 0,2 \times 0.072) = 11{,}91$ KN.m

$My_1 = 90\ (0.072 + 0,2 \times 0.118) = 8{,}60$ KN.m

b. Calcul de Mx_2, My_2 dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

$\rho = 0.74 \Rightarrow \mu_x = 0{,}0696$
$\upsilon = 0.2$ $\mu_y = 0.632$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_s . l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75$ KN/ml

$M_{x2} = 0.0696 \times 4.75 \times 2^2 = 1{,}3224 KN.m$

$M_{y2} = 0.632 \times 1{,}3224 = 0{,}835 KN.m$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$Mx = Mx_1 + Mx_2 = 11{,}91 + 1{,}32 = 13{,}23$ KN.m.

$My = My_1 + My_2 = 8{,}6 + 0{,}835 = 9{,}435$ KN.m.

Afin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x

En travées

$M_x^t = 0.85 \times 9{,}435 = 8{,}01\ KN.m$

Aux appuis

$M_x^t = -0.3 \times 13{,}23 = -3{,}969 KN.m$

Sens L_y

En travées

$M_x^t = 0.85 \times 13{,}23 = 11{,}24 KN.m$

Aux appuis

$M_x^t = -0.3 \times 13{,}23 = -3{,}969\ KN.m$

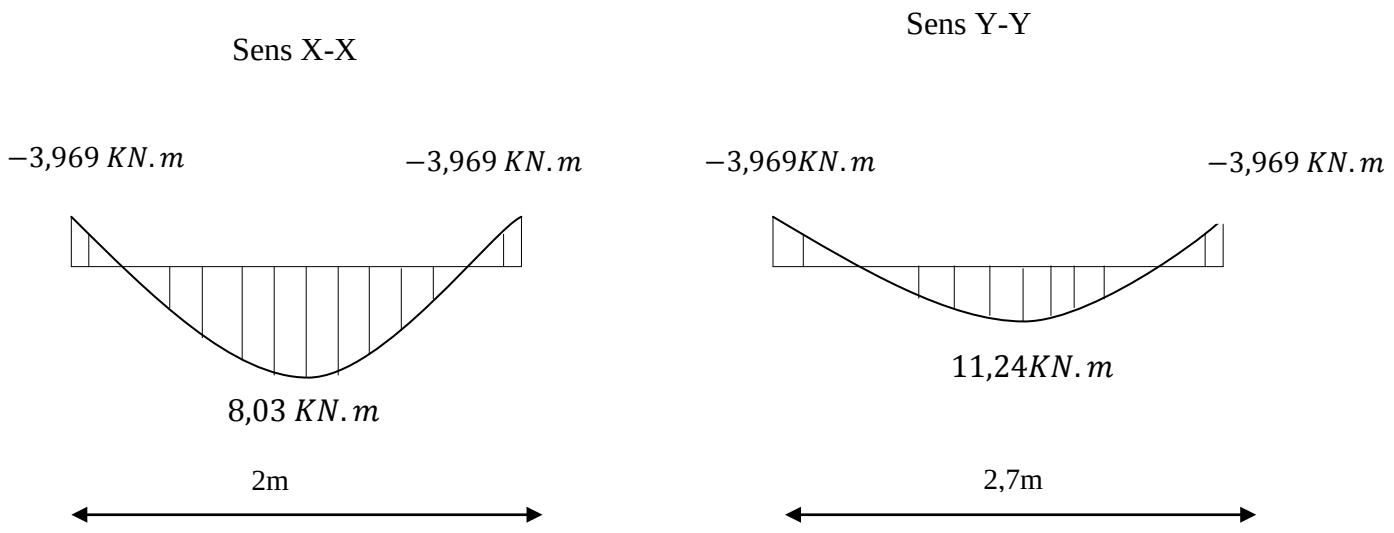


Fig.III.4.4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS**.**

III.4.8 Vérification à l'ELS

A. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

B. Vérifications des Contraintes dans le béton et les aciers

a. Sens (X-X)

En travée

Mt =8,03 KN.m. At = 4,52 cm^2

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times f_{c28}$ =15MPa.

$\rho_1 = \frac{100\times At}{bd} = \frac{100\times 4{,}52}{100\times 13} = 0{,}347$ k = 39,95 et β = 0,908

$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{Ast\times\beta\times d} = \frac{8{,}03\times 10^6}{452\times 0.908\times 130}$ =150,5 MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{150{,}5}{39{,}95}$=3,767 MPa < 15 MPA …….**Condition vérifiée.**

Aux appuis

Ma =3,969 KN.m Aa = 3,14 cm^2

On doit vérifier que

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow$ k = 48,29 et $\beta = 0.921$.

$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{Ast \times \beta \times d} = \frac{3,969 \times 10^6}{314 \times 0.921 \times 130}$ =265,166MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{265,166}{48,29}$= 5,49 MPa< 15 MPA …… **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées **:**

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20Mx} \qquad ;\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}.$$

h : hauteur de dalle.

Mtx : Moment en travée de la dalle continue dans la directionl_x.

Mx : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

Ax : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : hauteur utile de la bande.

b : la largeur de bande égale a (1m).

$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{200} = 0.075 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425$…… **Condition vérifiée.**

$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005$……**Condition vérifiée.**

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-x

En travée : **4HA12** (**St= 25 cm**).

Aux appuis : **4HA10** (**St= 25 cm**).

Sens y-y

En travée : **4HA12** (**St= 25 cm**).

Aux appuis : **4HA10** (**St= 25 cm**).

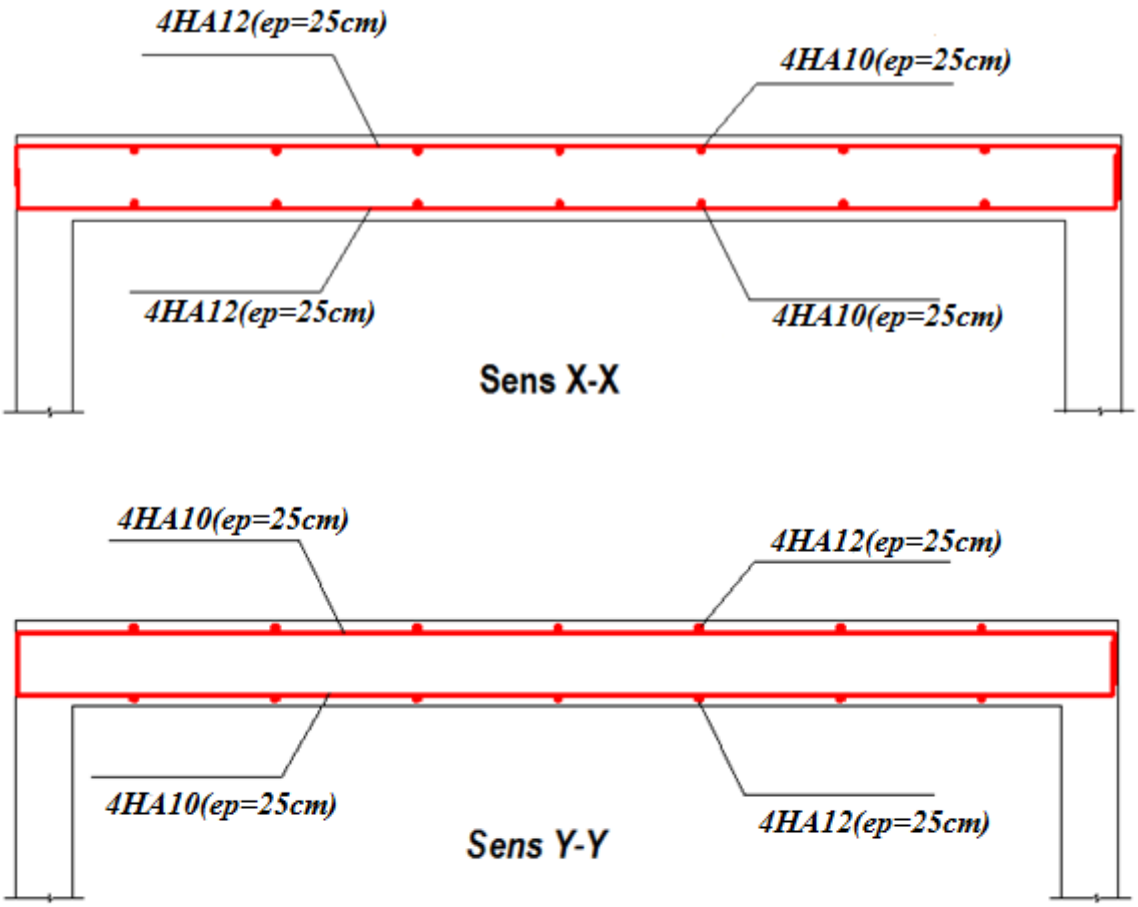


Fig.III.4.5 : Ferraillage de la dalle de la salle machine.

III.5 Les consoles :

III.5.1 Introduction:

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Les consoles réalisé en dalle pleine coulée sur place est assimilé à une console encastrée à une de ses extrémités.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes

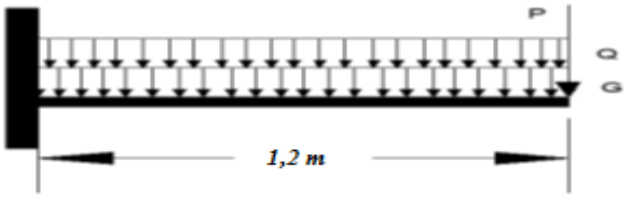


Fig.III.5.1 : Schéma de la console.

G: charge permanente uniformément repartie due au poids propre de la dalle pleine.
Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 *cm* d'épaisseur.

III.5.2Dimensionnement de la console :

-largeur L = 1.20 m
-longueur l = 4,00 m
-épaisseur e =15 cm
-un garde de corps de hauteur h=1m en brique pleine de 10cm d'épaisseur

III.5.3 Détermination des charges et surcharges de la console

Charges permanentes G :

- Enduit en plâtre : 0,02*10*1m ……=0,2 KN/ml
- Poids propre de la dalle : 0,15*25*1m …….....= 3,75 KN/ml
- couche de sable : 0,02*18*1m ....…….…….....……... = 0,36 KN/ml
- Poids de garde-corps en brique pleine + Enduit : (2+0,28)*1m …….= 2,28 KN/ml
- revêtement en carrelage : 0,02 *22*1m ……..……..……= 0,44 KN/ml

G = 7,03 KN/ml

***Charges d'exploitation Q* :**

$$Q = 3{,}5 \times 1 = 3{,}5\,\mathrm{KN/ml}\,.$$

III.5.3.1 Combinaisons de charges :

Pour une bonde 1m de largeur

La dalle :$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = [(1.35 \times 7{,}03) + (1.5 \times 3.5)] \times 1m$

$$\Longrightarrow q_{u1} = 14{,}7405\ \mathrm{KN/ml}.$$

III.5.3.2 Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

Calcul du moment d'encastrement

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{14{,}7405 \times (1.20)^2}{2} \Longrightarrow M_u = 10{,}613\ \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = q_{u1} \times l = 14{,}7405 \times 1.20 \Longrightarrow T_u = 17{,}688\ \text{KN}$$

III.5.4 Ferraillage à L'ELU:

Le calcul du ferraillage se fera pour une bonde de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .Le schéma statique est comme suit :

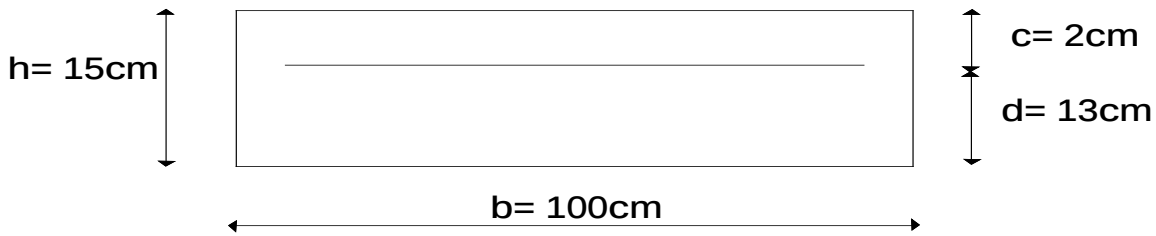


Fig.III.5.2 : schéma statique de la console.

III.5.4.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10{,}613 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}044$$

$\mu = 0{,}044 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$Section simplement armé (SSA)

$$\mu = 0{,}044 \Longrightarrow \beta = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10{,}613 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2{,}399\ \text{cm}^2$$

Soit :$\mathbf{A_s = 5HA12 = 5.65cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{S_t = 20cm}$

III.5.4.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}413\ \text{cm}^2$$

Soit :$\mathbf{A_r = 5HA10 = 3.93cm^2}$avec un espacement $\mathbf{S_t = 20cm}$

III.5.5Vérifications à L'ELU :

A. Condition de non fragilité (BAEL 91modifier 99 (Art A.4.2.1)

On doit vérifier que $A > A_{min}$

Avec : $A_{min} = 0.23 \times b \times d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$

$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 1.57\text{cm}^2$……**condition vérifie**.

B. Espacement des armatures BAEL 91modifier99 (Art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}\ (3h; 33cm)$

$S_t = 20cm < 33cm$ ……..**condition vérifiée**.

Armatures répartition :$S_t \leq \text{Min}\ (4h; 45cm)$

$S_t = 20cm < 45cm$ ……...**condition vérifiée**.

C. contrainte de cisaillementBAEL 91modifier99 (A.5.1. 211)

pour une fissuration prejudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5MPa; 4MPa\right)$$

Avec : $T_u = 17{,}688$ KN

$$\tau_u = \frac{17{,}688 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}136\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}136$ MPa $< \bar{\tau}_u$ =2.5MPa……**Condition vérifiée**.

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la condition d'adhérence BAEL 91modifier99(ArtA.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} (\Psi_s = 1.5 \Longrightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15\ \text{MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17{,}688 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0{,}802\ \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}802 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ …… **Condition vérifiée**.

Donc :il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

E. Ancrage des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

$$ls = 35\varphi$$

- Pour les HA 10 : ls= 35x1.0= 35 cm.
- Pour les HA 12 : ls= 35x1.2= 42 cm.

Ls dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : Lc= 0,4Ls

- Pour les HA 10 : Lc= 0,4 x 35=14 cm.
- Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 42= 16.8 cm.

Finalement : La longueur **Lc= 18 cm.**

III.5.6 calcul à l'ELS :

III.5.6.1 Combinaisons de charges :

La dalle :$q_{s1} = (G + Q) \times 1m = [7{,}03 + 3.5] \times 1m$

$$\Longrightarrow q_{s1} = 10{,}53 \text{ KN/ml.}$$

III.5.6.2 Calcul des efforts internes

Calcul du moment d'encastrement

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{10{,}53 \times (1.20)^2}{2} \Longrightarrow M_s = 7{,}582 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$T_s = q_s \times l = 10{,}53 \times 1{,}20 \Longrightarrow T_u = 12{,}636$ KN

III.5.7 Vérification à l'ELS :

A. contrainte de compression dans l'acier et le béton

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

B. La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32)

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(0.5f_e\,;90\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = \min\left(0.5 \times 400\,;90\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 169.972\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s} = \frac{7{,}582\ \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 5.65} = 105{,}549 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 105{,}549 < \overline{\sigma}_s = 169.972$ …….**condition vérifiée**.

C. La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2)

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

On à : $\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \Longrightarrow \beta = 0.970 \Longrightarrow k_1 = 151.7 \Longrightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.007$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.007 \times 105{,}549 = 0{,}739\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 0{,}739 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ ……. **condition vérifiée**.

D. Vérification de la flècheBAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1)

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15.M_0} \right\rangle$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$……..……**Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{13\times100} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$…….**Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{7,582}{15\times7,582} = 0,067$…….…. **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.8 Conclusion :

La console sera ferraillée comme suit :

Armatures principales: **5HA12** (**St= 20 cm**).

Armatures répartition: **5HA 10** (**St= 20 cm**).

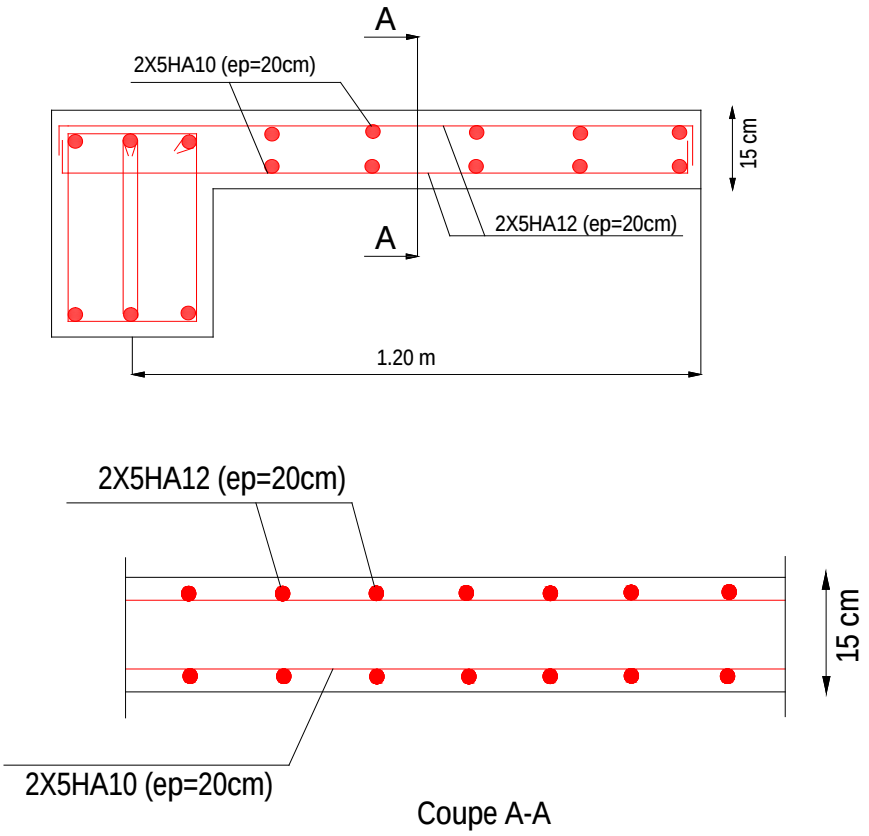


Fig III.5.3 : Ferraillage de la console.

CHAPITRE IV

Modélisation

IV.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

IV.2 Définition d'un logiciel de calcul

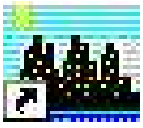
Logiciel de calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.3 Les étape de la modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.
  - **Manuel d'utilisation d'ETABS**

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.1
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



IV.4 Etape d'introduction des données

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

*Choisir les unités

.

On choisit l'unité **KN-m**.

*Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

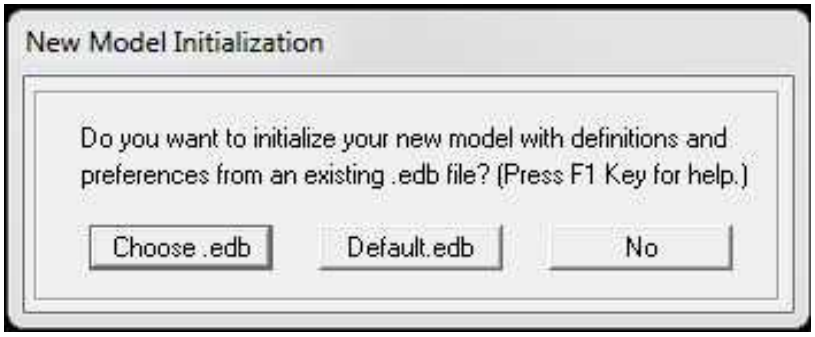


Fig.IV.1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boite de dialogue suivante apparait :

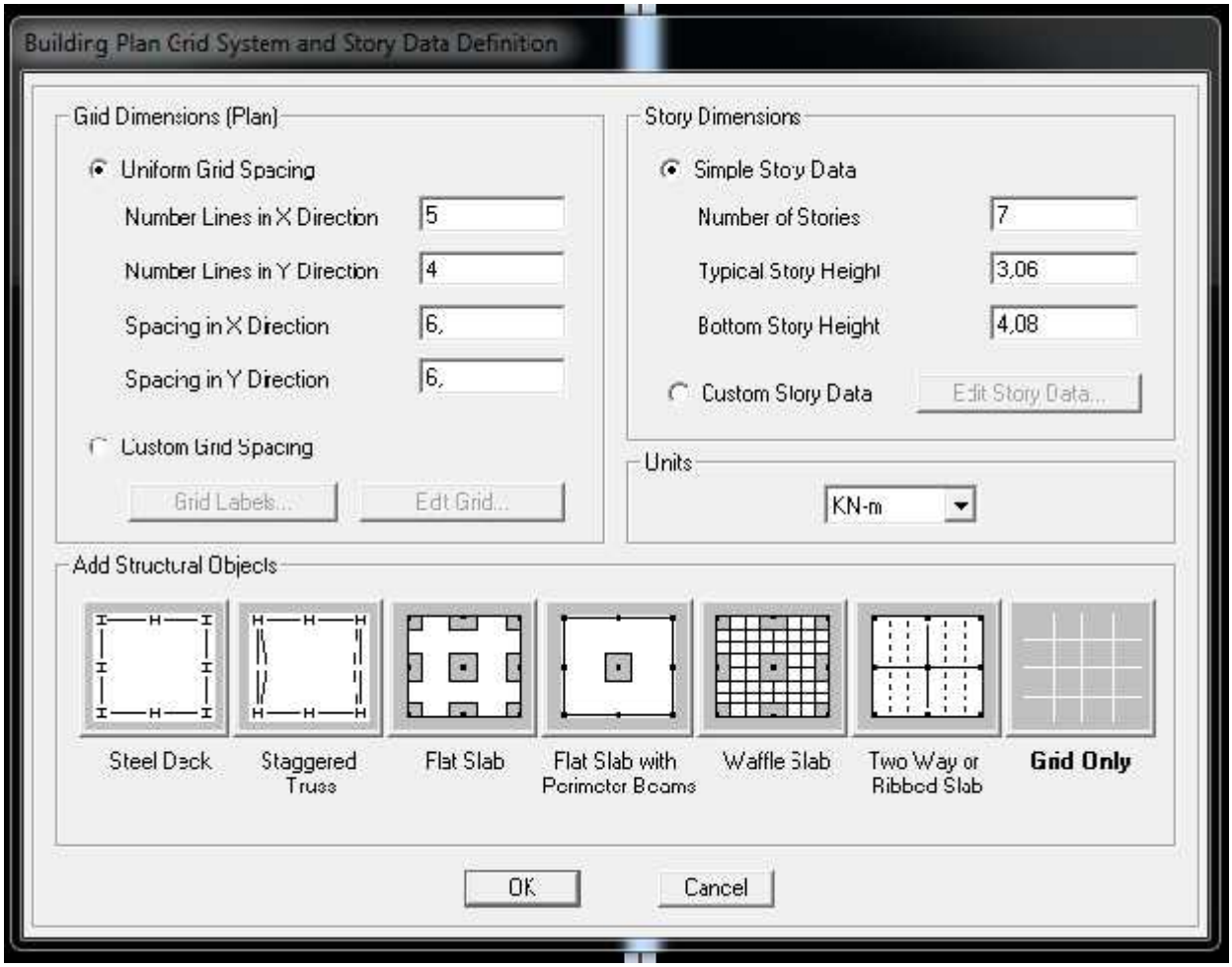


Fig.IV.2 : Interface d'introduction des données générales**.**

L'interface ci-dessus permet d'introduire :

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre axes

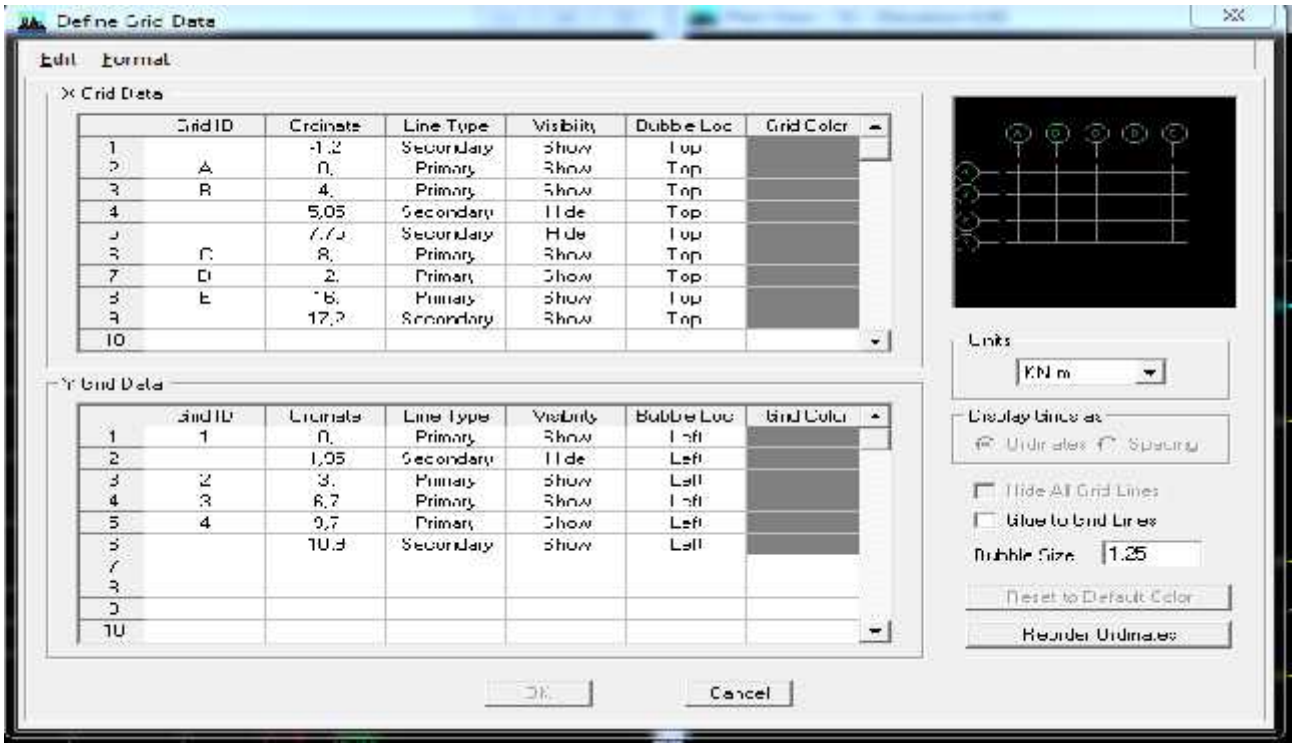


Fig.IV.3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig. IV-4).

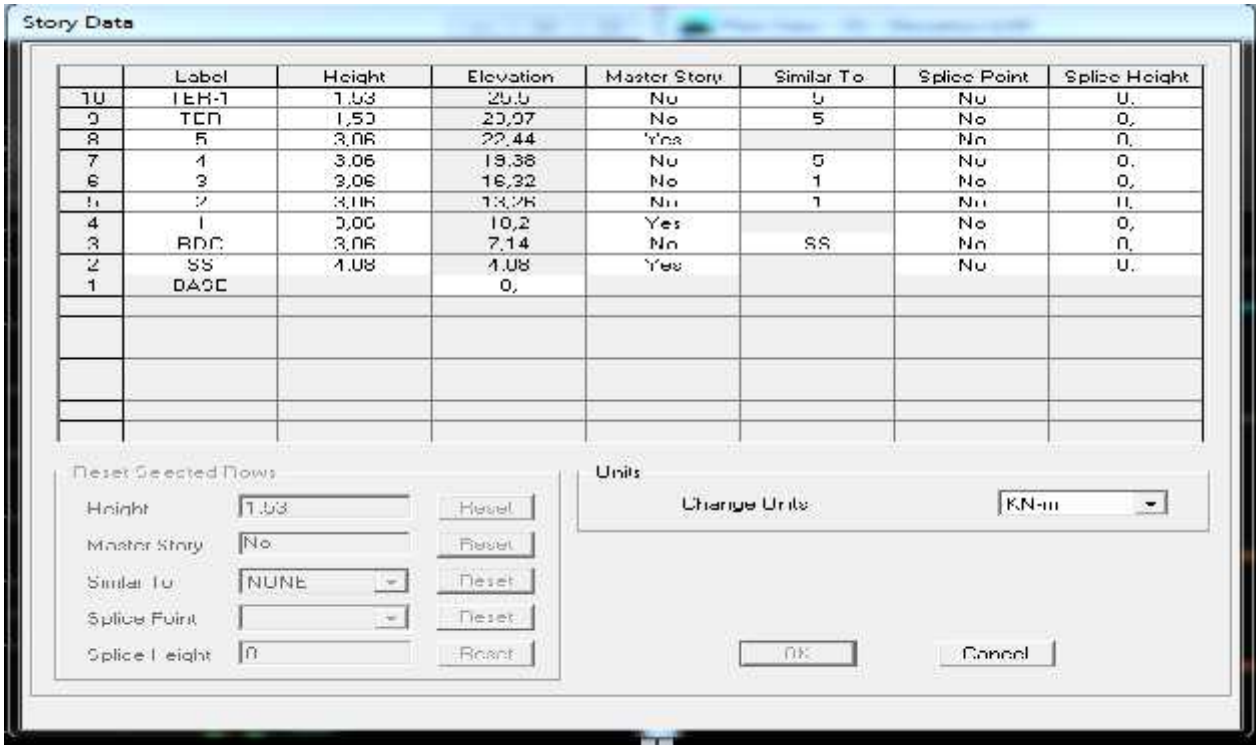


Fig.IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

***Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés**

En utilisant le raccourci suivant :

On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

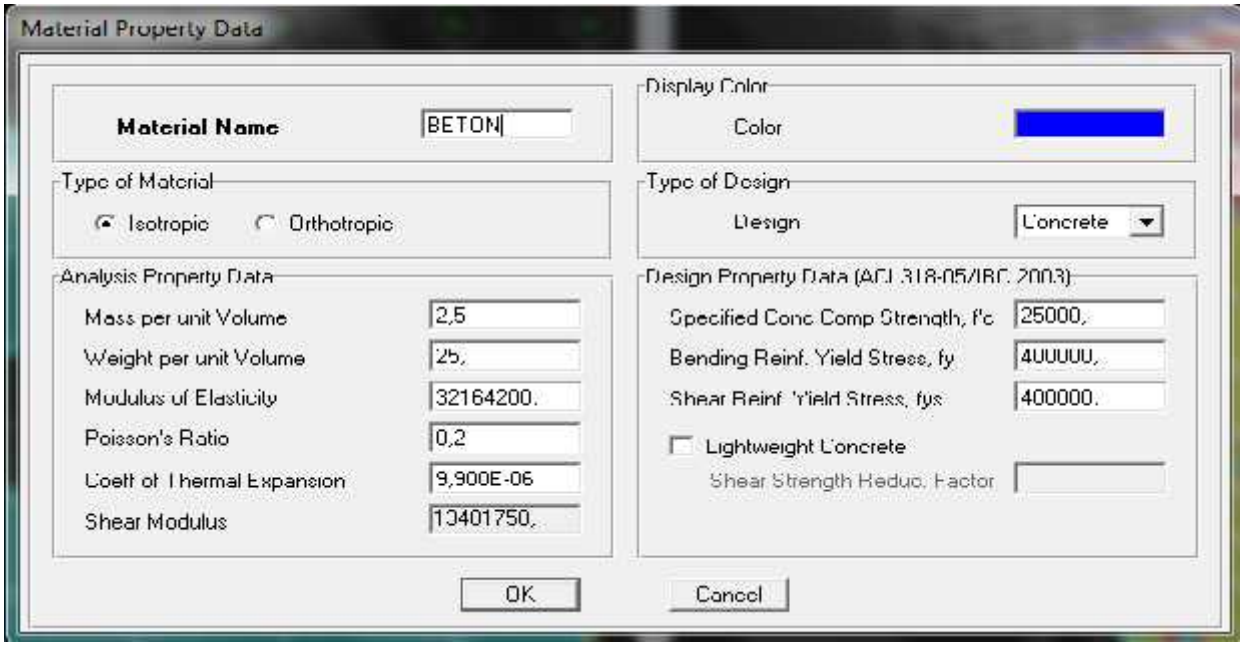
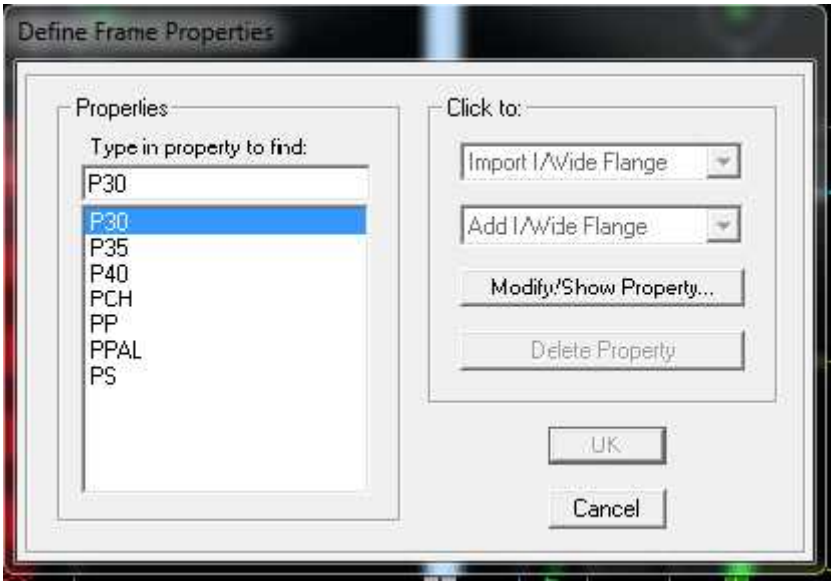


Fig.IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



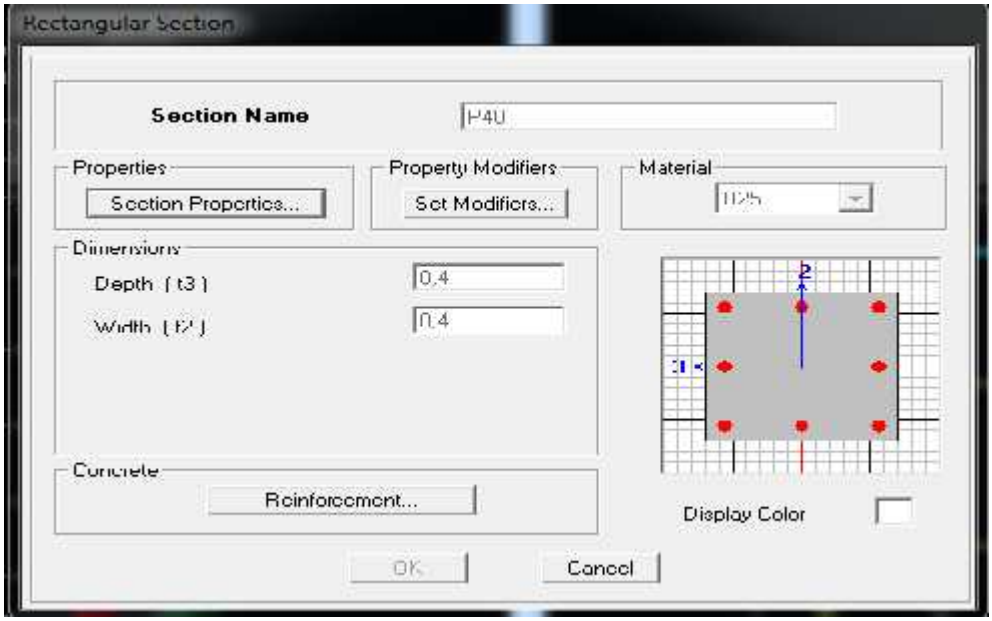


Fig.IV.6 : Interfaces d'introduction des données des poteaux et des poutres.

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :

Fig.IV.7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :
  - Pour les poteaux :
  - Pour les poutres :
  - Pour les dalles et les voiles :

IV.5. Etape de chargement

Pour charger les poutrelles en utilisant le raccourci suivant :

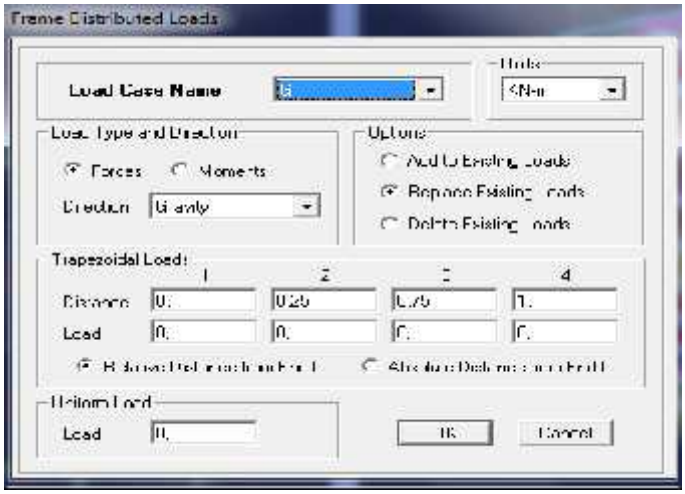


Fig.IV.8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :

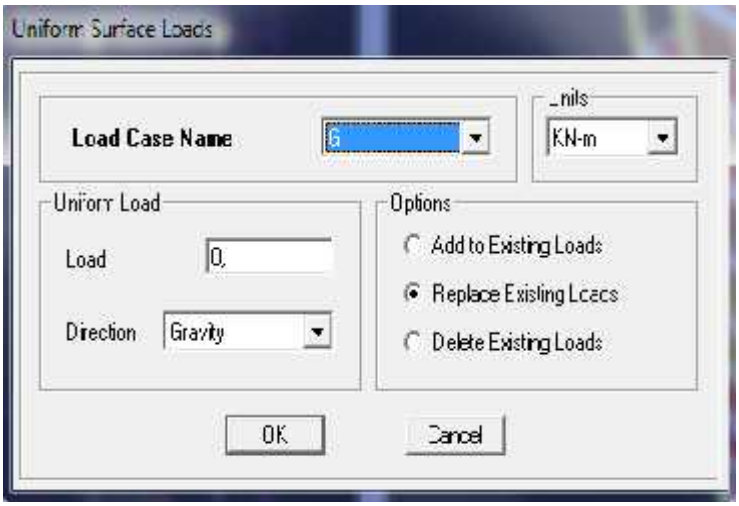


Fig.IV.9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- **La zone** : II_a
- **Le groupe d'usage** : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- **Le coefficient de comportement R** : contreventement voile porteur (R = 3,5).
- **Le coefficient d'amortissement A** : A = 8.5 **(Tableau 4.1 RPA 99. V2003)**.
- **Site** : S3. (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):** Q=1+ΣPq : Q=1,20

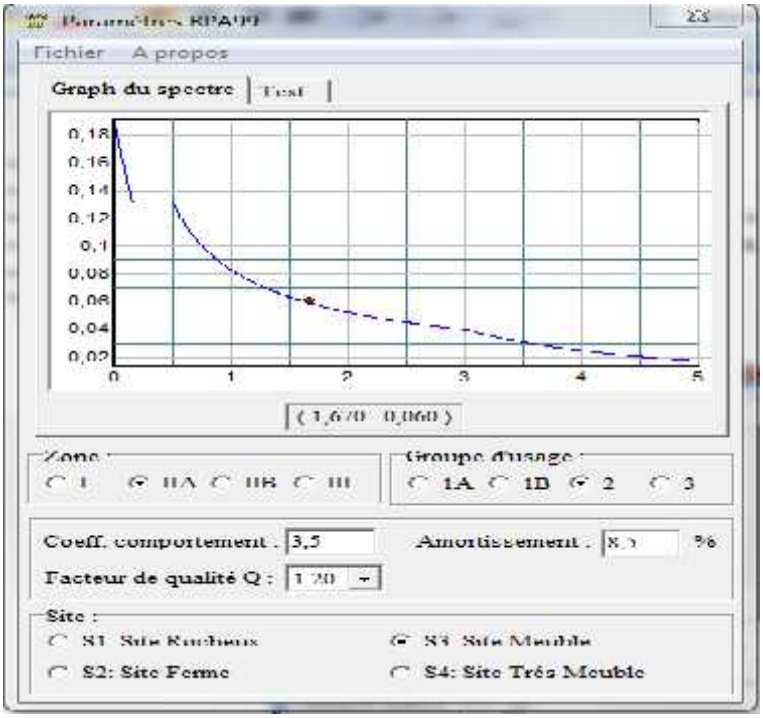


Fig.IV.10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:

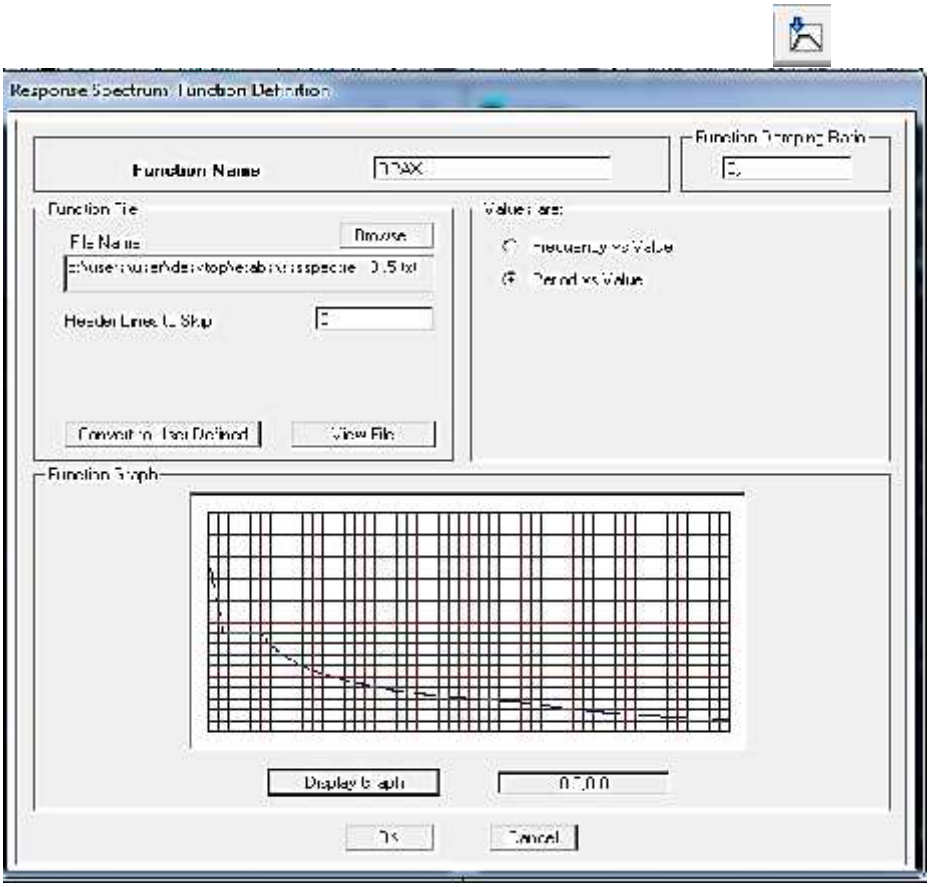
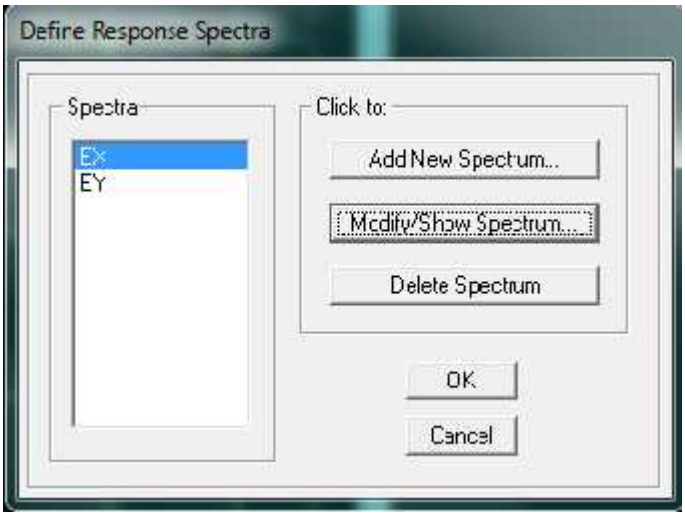


Fig.IV.11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



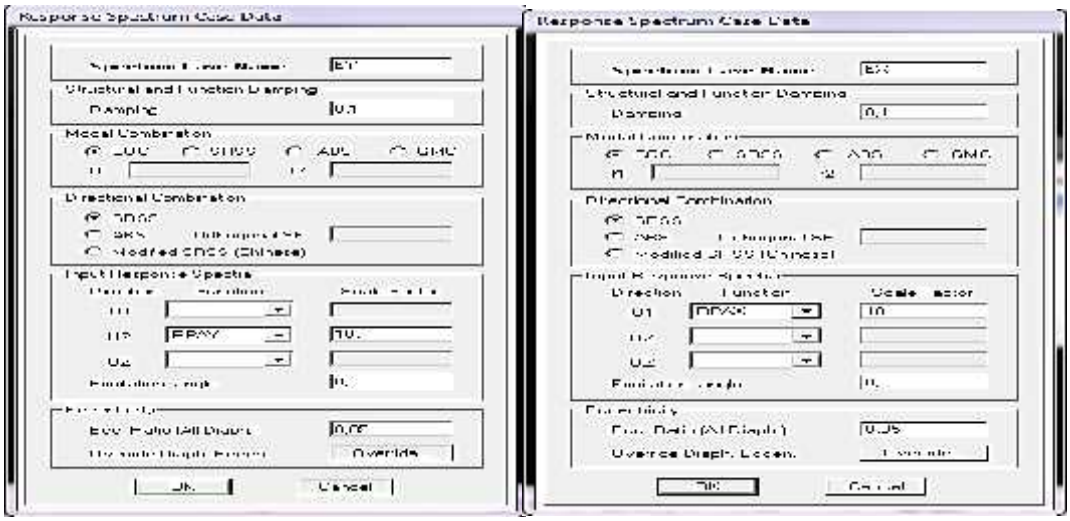


Fig.IV.12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :

Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre :

Fig.IV.13 : Interface d'introduction des types d'appuis. Définir les coefficients

Permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant :

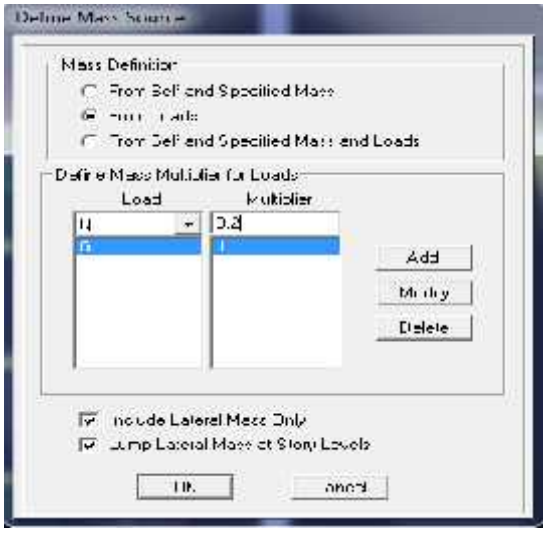
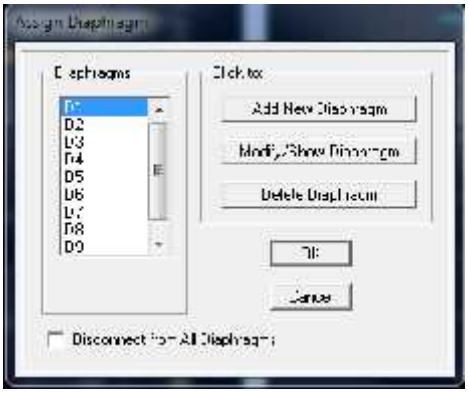


Fig.IV.14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :



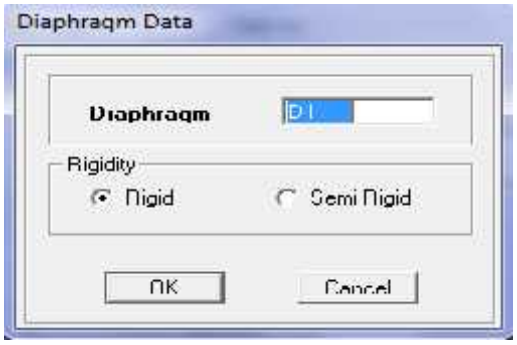


Fig.IV.15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

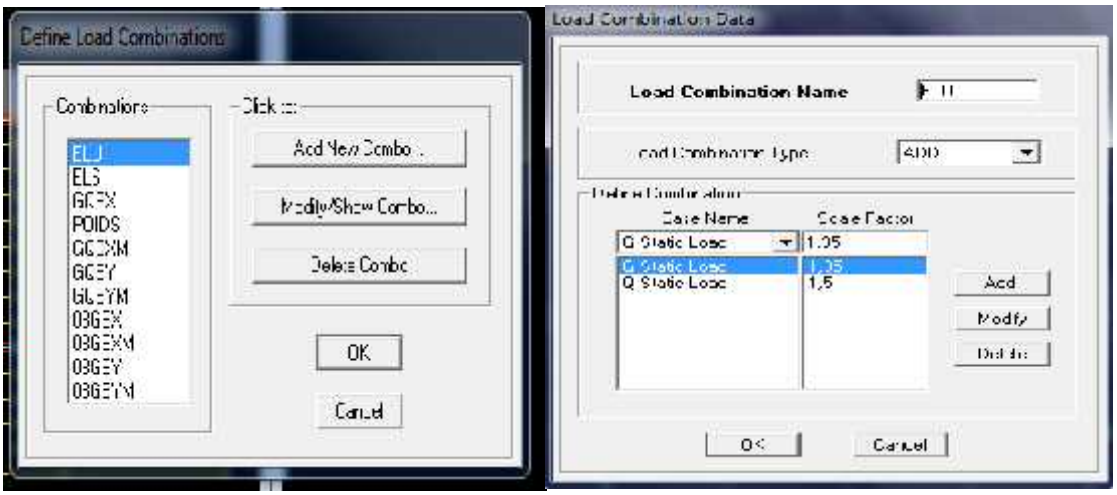


Fig.IV.16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

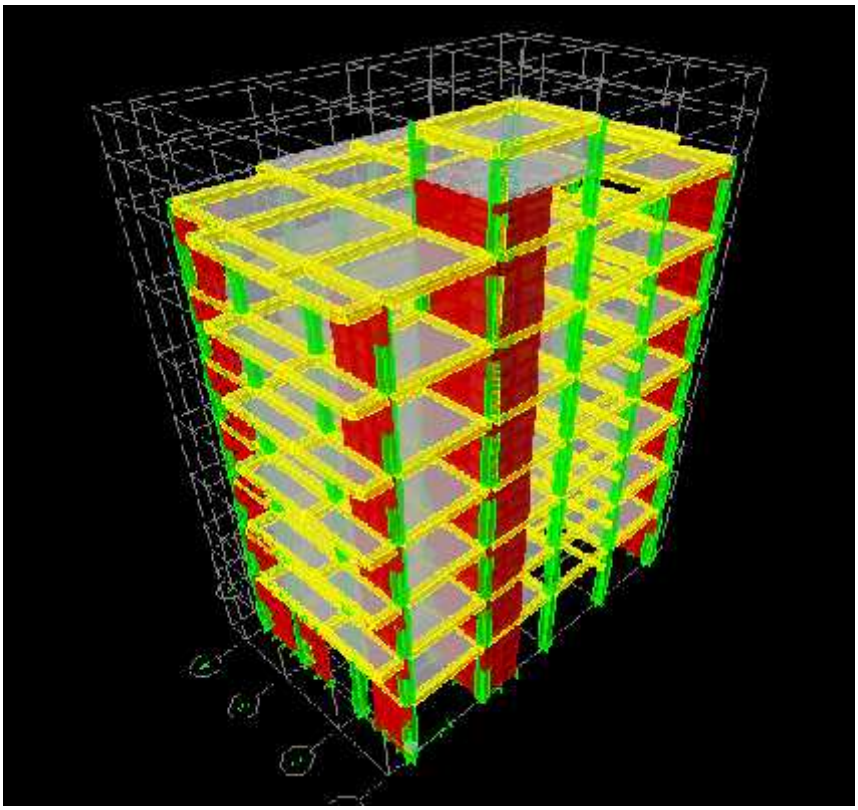


Fig.IV.17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

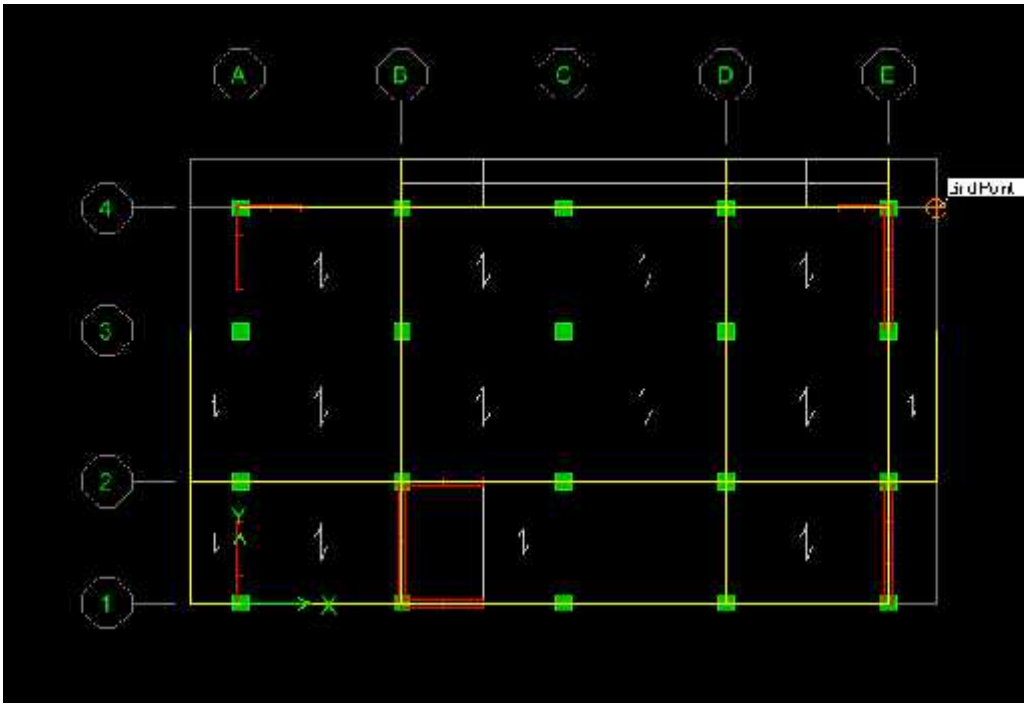


Fig.IV.18 : Vue en plan de la structure

CHAPITRE V

Vérification des exigences du RPA99modifié 2003

V.1 Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste .Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (**RPA99**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien :

Vérification de la période empirique T :

a) Calcul de la période empirique :

$$\mathbf{T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} \quad formule(4-6)RPA99vs2003}$$

$$T = 0{,}05 \times (25{,}5)^{3/4} = 0{,}567s$$

$$\mathbf{T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \quad formule\ (4-7)RPA99vs2003}$$

b) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0{,}567 + 30\% \times 0.567 = 0{,}737\ s$$

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
1	0,695223	74,6741	0,0000	74,6741	0,0000	0,0000	0,0002	0,0002
2	0,451295	0,0000	70,3890	74,6741	70,3890	0,0000	0,0216	0,0218
3	0,386021	0,0111	0,0388	74,6851	70,4279	0,0000	71,1062	71,1280
4	0,187324	15,9866	0,0011	90,6718	70,4290	0,0000	0,0447	71,1727
5	0,103494	0,0024	17,5987	90,6741	88,0277	0,0000	1,3880	72,5607
6	0,088756	1,3812	0,9757	92,0554	89,0034	0,0000	12,8764	85,4371
7	0,082090	3,8750	0,1880	95,9304	89,1913	0,0000	5,0604	90,4975
8	0,073659	0,0025	1,8985	95,9329	91,0898	0,0000	0,0499	90,5474
9	0,059526	0,9275	0,0084	96,8604	91,0983	0,0000	0,3785	90,9259
10	0,054440	0,0004	0,6775	96,8608	91,7758	0,0000	0,3850	91,3109
11	0,044444	1,8548	0,0041	98,7156	91,7799	0,0000	0,0180	91,3289
12	0,041883	0,0002	4,3974	98,7158	96,1774	0,0000	0,4989	91,8278

OK

Fig.V.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

$$\mathbf{T_{etabs} = 0,709s}$$

T = 0.567s : La période calculée.

T_{maj} =0,737: La période majorée.

T_{eatbs} =0.695s : La période d'ETABS.

$$\mathbf{T} = 0{,}567 < \mathbf{T_{etabs}} = 0{,}965s < \mathbf{T_{majorée}} = 0.737s$$

→***La période est vérifiée.***

V.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de 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.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,695223	74,6741	0	74,6741	0	0,0002
2	0,451295	0	70,389	74,6741	70,389	0,0216
3	0,386021	0,0111	0,0388	74,6851	70,4279	71,1062
4	0,187324	15,9866	0,0011	90,6718	70,429	0,0447
5	0,103494	0,0024	17,5987	90,6741	88,0277	1,388
6	0,088756	1,3812	0,9757	92,0554	89,0034	12,8764
7	0,08209	3,875	0,188	95,9304	89,1913	5,0604
8	0,073659	0,0025	1,8985	95,9329	91,0898	0,0499
9	0,059526	0,9275	0,0084	96,8604	91,0983	0,3785
10	0,05444	0,0004	0,6775	96,8608	91,7758	0,385
11	0,044444	1,8548	0,0041	98,7156	91,7799	0,018
12	0,041883	0,0002	4,3974	98,7158	96,1774	0,4989

Tab.V.1 : Tableau des modes et de la masse participante

- Ce modèle présente une période fondamentale T=0.69522 s
- Le 1er et le 2eme sont des modes de **translation.**
- Le 3eme mode est un mode de **rotation.**
- On doit retenir les 8 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003.**

V.4 Vérification de l'excentricité :

D' après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Story	*Diaphragme*	*XCM*	*XCR*	*XCM-XCR*	*0,05Lx*	*YCM*	*YCR*	*YCM-YCR*	*0,05Ly*
SS	**SS**	**7,833**	**8,476**	**-0,643**	**0,8**	**5,013**	**5,288**	**-0,275**	**0,545**
RDC	**RDC**	**7,985**	**8,199**	**-0,214**	**0,8**	**5,483**	**5,374**	**0,109**	**0,545**
1ER	**1**	**7,985**	**8,002**	**-0,017**	**0,8**	**5,493**	**5,341**	**0,152**	**0,545**
2EME	**2**	**7,985**	**7,881**	**0,104**	**0,8**	**5,493**	**5,273**	**0,22**	**0,545**
3EME	**3**	**7,985**	**7,81**	**0,175**	**0,8**	**5,502**	**5,203**	**0,299**	**0,545**
4EME	**4**	**7,984**	**7,776**	**0,208**	**0,8**	**5,51**	**5,138**	**0,372**	**0,545**
5EME	**5**	**7,949**	**7,766**	**0,183**	**0,8**	**5,565**	**5,088**	**0,477**	**0,545**

Tab.V.2 : Vérification de l'excentricité

V.5 Vérification des déplacements relatifs :

D'après le *RPA 99 (Article 5-10)*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport

aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le *RPA 99 (art article 4-43)* :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R\ \delta ek$$

δek: déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta k - \delta k\text{-}1$$

Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x.

Story	Load	UX	δk- δk-1	h_e	$1\%h_e$	*Observation*
5	EX	0,0134	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
4	EX	0,0114	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
3	EX	0,0093	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
2	EX	0,0071	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
1	EX	0,0049	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	EX	0,0028	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée

Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.

Story	Load	UX	δk- δk-1	h_e	$1\%h_e$	*Observation*
5	EY	0,0072	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
4	EY	0,0059	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
3	EY	0,0046	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
2	EY	0,0033	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
1	EY	0,0022	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	EY	0,0012	0,0007	306	3,06	Condition vérifiée

V.6 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W(\mathbf{4.1RPA99VS2003})$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
  Zone IIa ; groupe d'usage 2 →**A=0,15**
- **D** : **Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure **(T)**
  Il est donné par la formule **(4.2 RPA99vs2003)**

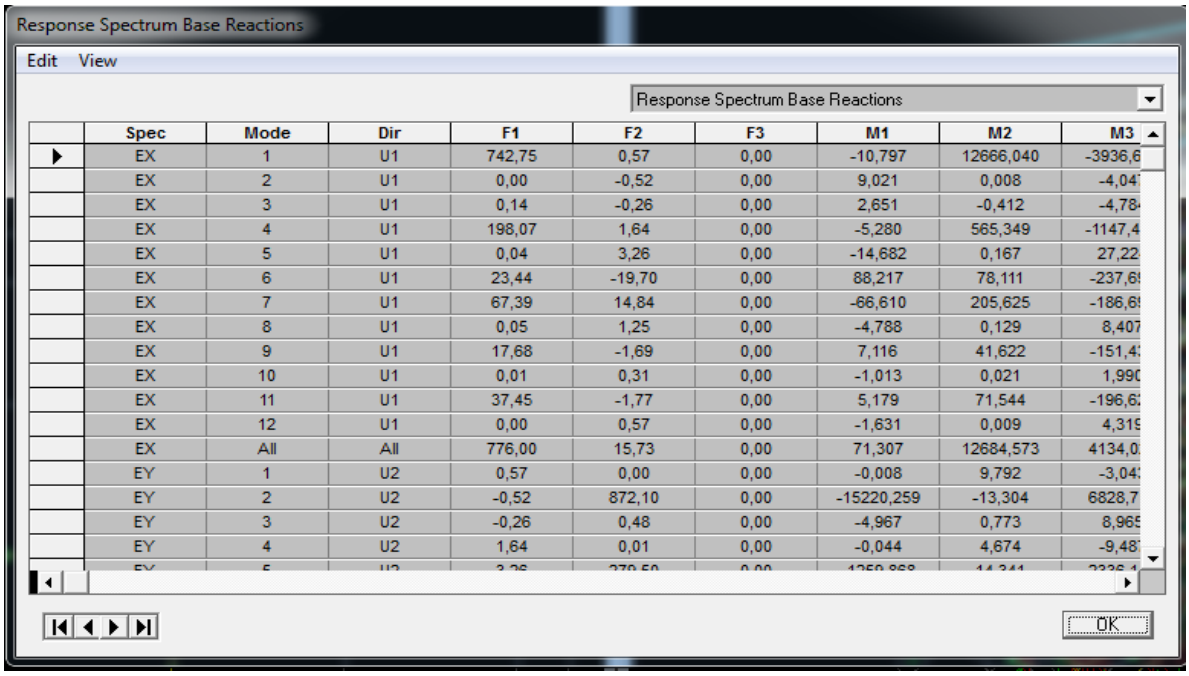
Paramètres		***La valeur***
Coefficient d'accélération de zone : A *Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.*	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : *RPA version 2003 pages 31 formule 4.6* $T= C_t*(h_n)^{3/4}$	C_T =0,05 *Tableau (4-6)* h_n=31,13m	T=0,674 s.
Facteur d'amplification dynamique moyen : ***RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)*** $D = 2.5.\eta \quad 0 \le T \le T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \le T \le 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}.(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$	*Valeur T_2 : RPA2003 page 34.* Site meuble d'où T_2=0,5. *Valeur de ξ :* *RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2)* remplissage dense et contreventement voile porteur : *ξ =10* *Facteur de correction d'amortissement :* *RPA99 Page 26 Formule (4.2).* $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0,7$ η=0,76	D=1,56
Coefficient de comportement global de la structure R : *RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28*	**une structure contreventée par voile**	R=3,5
Poids total W_t :		12880,94 KN

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q \textbf{ Art4.4RPA99vs2003}$$

	Q_y		Q_x	
Observation de critère	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Tab.V.3 : Facteur de qualité Q.

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :



Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	742,75	0,57	0,00	-10,797	12666,040	-3936,6
EX	2	U1	0,00	-0,52	0,00	9,021	0,008	-4,04
EX	3	U1	0,14	-0,26	0,00	2,651	-0,412	-4,78
EX	4	U1	198,07	1,64	0,00	-5,280	565,349	-1147,4
EX	5	U1	0,04	3,26	0,00	-14,682	0,167	27,22
EX	6	U1	23,44	-19,70	0,00	88,217	78,111	-237,6
EX	7	U1	67,39	14,84	0,00	-66,610	205,625	-186,6
EX	8	U1	0,05	1,25	0,00	-4,788	0,129	8,407
EX	9	U1	17,68	-1,69	0,00	7,116	41,622	-151,4
EX	10	U1	0,01	0,31	0,00	-1,013	0,021	1,990
EX	11	U1	37,45	-1,77	0,00	5,179	71,544	-196,6
EX	12	U1	0,00	0,57	0,00	-1,631	0,009	4,319
EX	All	All	776,00	15,73	0,00	71,307	12684,573	4134,0
EY	1	U2	0,57	0,00	0,00	-0,008	9,792	-3,04
EY	2	U2	-0,52	872,10	0,00	-15220,259	-13,304	6828,7
EY	3	U2	-0,26	0,48	0,00	-4,967	0,773	8,965
EY	4	U2	1,64	0,01	0,00	-0,044	4,674	-9,48

Fig.V.2 : L'effort tranchant (ETABS)

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

	L'effort tranchant (MSE)		$0,8*V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8*V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.W$	947,301	757,840	776	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.W$	1644,160	1315,328	2535	Condition vérifiée

V.7 Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

POTEAUX	N_d(kN)	B_c(cm^2)	F_{c28}(kN/cm^2)	V	Observation
40 X 40	509,8	1600	2,5	0,12745	v<0.3 condition vérifiée
35 X 35	227,94	1225	2,5	0,0744294	v<0.3 condition vérifiée
30 X 30	61,39	900	2,5	0,0272844	v<0.3 condition vérifiée

Tab.V.4 :L'effort normal réduit dans les poteaux

V.8 Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91)

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{25,5}{500} = 0.051$ m

Avec :

δ_{max} : Déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : La flèche admissible.

- ✓ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : δ_{max-x} = 0,0154m

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : δ_{max-x} = 0,0088 m

On admet que

δ_{max-x} = 0,0154 m $\leq f_{adm}$ = 0.051 ……..Condition vérifiée

δ_{max-y} = 0,0088 m $\leq f_{adm}$ = 0.051 …….Condition vérifiée

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

V.9 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Niveau	P_K (KN)	Δ_K	h_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Condition
Etage5	2133,17	0,002	3,06	244,68	0,0057	Condition Vérifiée
Etage4	3871,14	0,0021	3,06	396,05	0,0067	Condition Vérifiée
Etage3	5658,82	0,0022	3,06	519,47	0,0078	Condition Vérifiée
Etage2	7446,51	0,0022	3,06	617,87	0,0087	Condition Vérifiée
Etage1	9234,2	0,0021	3,06	693,79	0,0091	Condition Vérifiée
RDC	11079,26	0,0017	3,06	747,25	0,0082	Condition Vérifiée
Sous-sol	12880,94	0,0011	4,08	776	0,0045	Condition Vérifiée

Tab.V.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Ex

Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Niveau	P_K (KN)	Δ_K	h_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Condition
Etage5	2133,17	0,0013	3,06	306,13	0,0030	Condition Vérifiée
Etage4	3871,14	0,0013	3,06	490,85	0,0034	Condition Vérifiée
Etage3	5658,82	0,0013	3,06	631,21	0,0038	Condition Vérifiée
Etage2	7446,51	0,0011	3,06	745,2	0,0036	Condition Vérifiée
Etage1	9234,2	0,001	3,06	831,35	0,0036	Condition Vérifiée
RDC	11079,26	0,0007	3,06	893,73	0,0028	Condition Vérifiée
Sous-sol	12880,94	0,0005	4,08	925,53	0,0017	Condition Vérifiée

Tab.V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Ey

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « ***0.1*** ».
Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- **Voiles et portiques :**

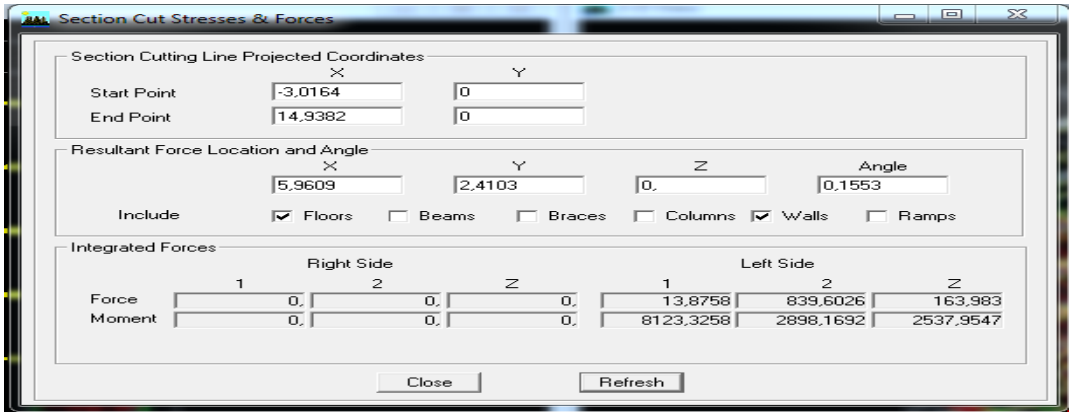


Fig.V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

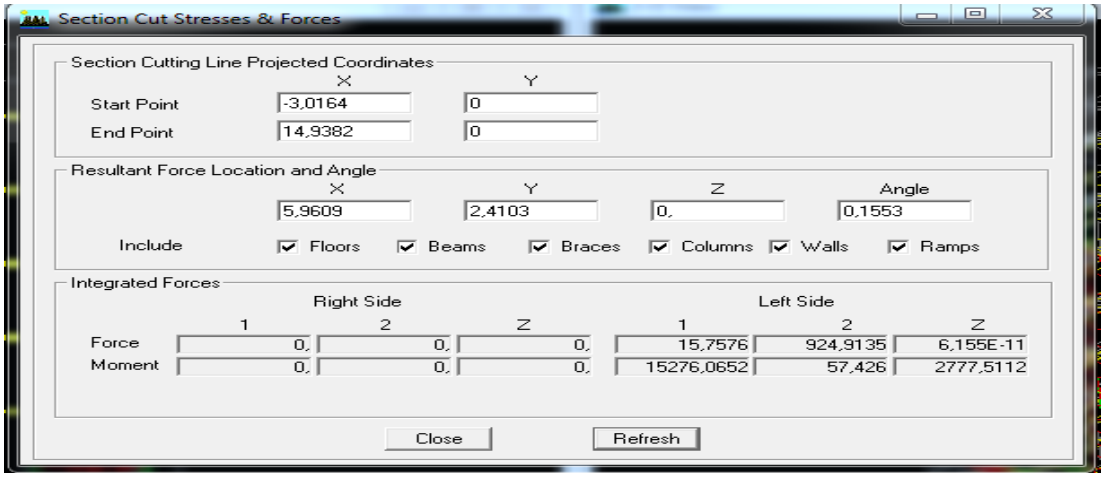


Fig.V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquem*ent*	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques	
Ex		924,91	839,61	90,77	9,23

EX

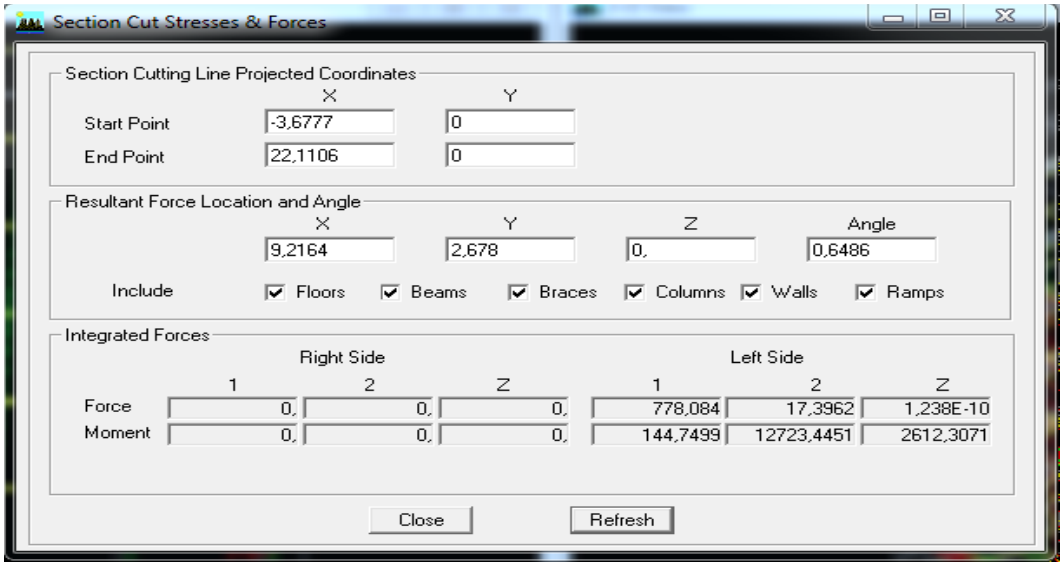


Fig.V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

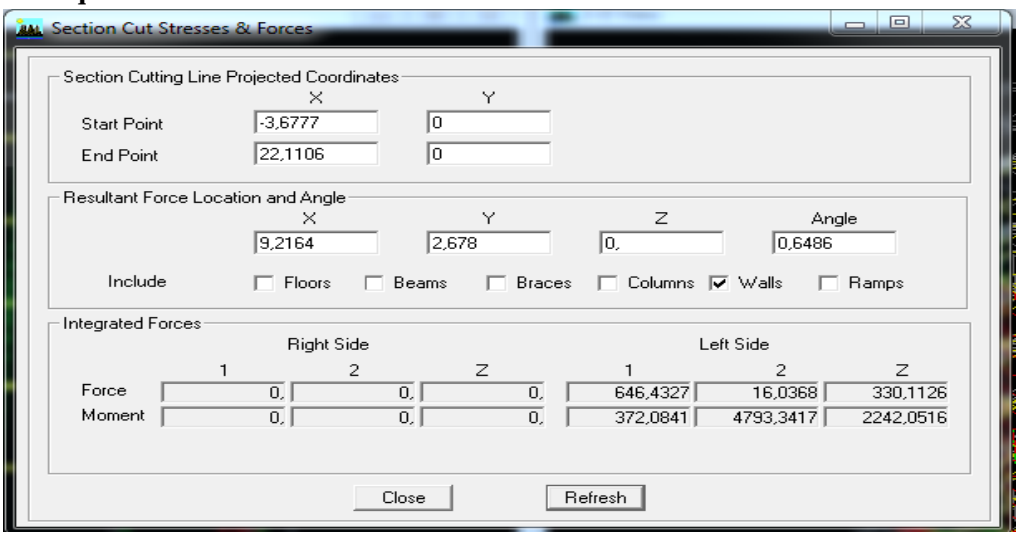


Fig.V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquem*ent*	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques		
Ex			778,084	646,433	83,09	16,91

Forces verticales :

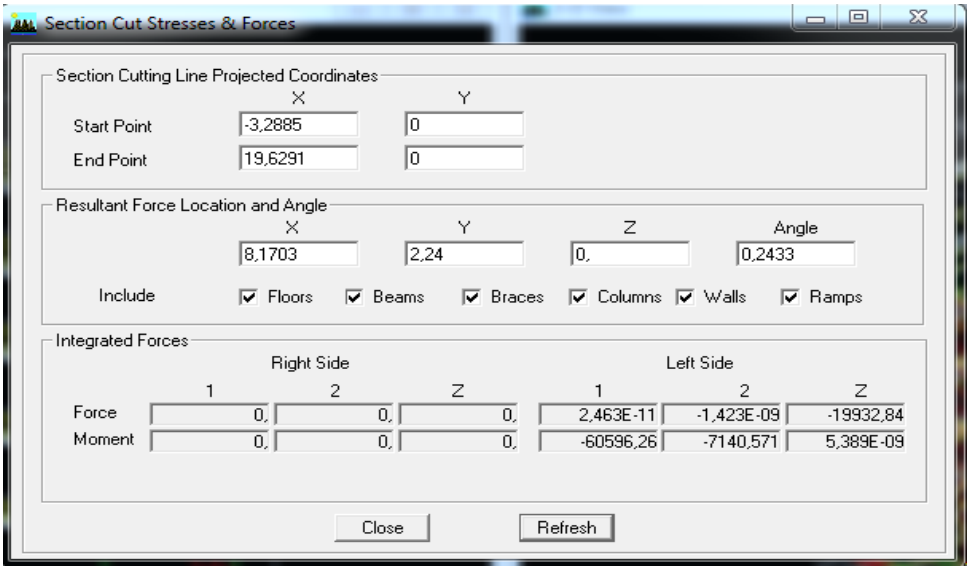


Fig.V.7 : Charges verticales reprises par la structure dans le sens EY.

Voile uniquement :

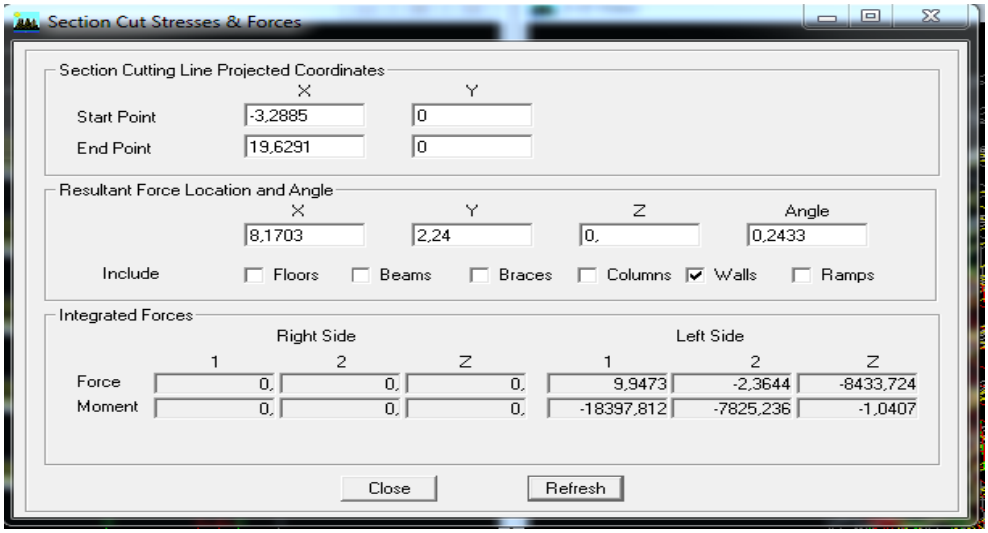


Fig.V.8 : Charges verticales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquem*ent*	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	19932,84	8433,72	42,31	57,69

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris R=3.5 d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Après la classification de notre système de contreventement il est impératif dans changer la valeur de coefficient de comportement R=3.5 et réintroduire le spectre.

Conclusion générale :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferraillages de ces éléments structuraux.

CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1 Introduction :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU
- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G + Q à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivant

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tab.VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.1.2 Recommandation de l' RPA 99/Version 2003 :

➢ **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de$0{,}8\ \% \times b \times h\ en\ zone\ IIa.$

- Poteaux *(40 x 40)* : $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}8\ cm^2.$
- Poteaux *(35 x 35)* : $A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}8\ cm^2.$
- Poteaux *(30 x 30)* : $A_{min} = 0{,}008 \times 30 \times 30 = 7{,}2\ cm^2.$

✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h\ en\ zone\ IIa.$

- Poteaux *(40 x 40)* : $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2.$
- Poteaux *(35 x 35)* : $A_{max} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2.$
- Poteaux *(30 x 30)* : $A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 30 = 36\ cm^2.$

✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h\ en\ zone\ IIa.$

- Poteaux *(40 x 40)* : $A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2.$
- Poteaux *(35 x 35)* : $A_{max} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}5 cm^2.$
- Poteaux *(30 x 30)* : $A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 30 = 54 cm^2.$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40\ \emptyset\ en$ zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

  25 cm en zone II_a

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Le Sections des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
	$\mathbf{A_{min}}$ = 0,9% (b × h)	Zone de recouvrement	Zone courante
		$\mathbf{A_{max}}$ = 0,06 (b × h)	$\mathbf{A_{max}}$ = 0,04 (b × h)
Poteau (40 × 40	12,8	96	64
Poteau (35 × 35)	9,8	73,5	49
Poteau (30 × 30)	7,2	54	3

Tab.VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

VI.1.3 Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

A. Calcul du centre de pression ≪ *e* ≫

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0{,}5 - \frac{c}{h})b.h^2.f_{bc}$$

➢ **Calcul des armatures :**

- Calcul du moment fictif :

$M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$ μ_l

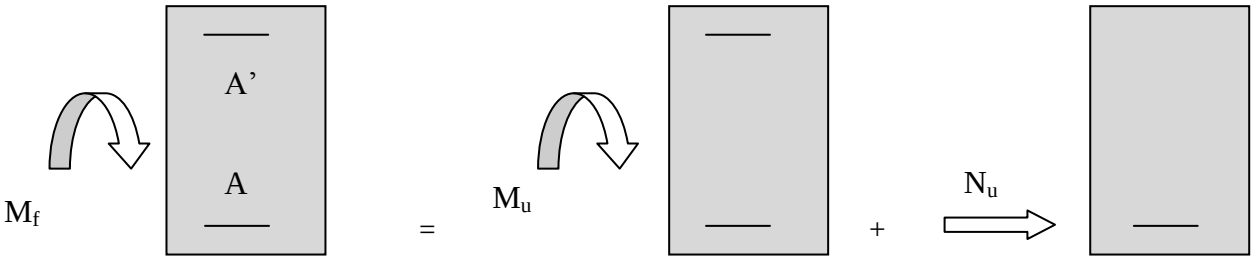


Fig.VI.1.1 : Schéma explicatif du moment fictif

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu l = 0{,}392$ ⟶ la section est simplement armée (SSA) (A'=0).

- Section des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

- Section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_S}$$

Et si $\mu \geq \mu l = 0{,}392$ ⟶ La section est doublement armée (SDA) (A'≠0)

- <u>Armatures en flexion simple :</u>

$M_f = \mu\, b\, d^2 f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$; $A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

- <u>Armatures en flexion composé</u>

La section réelle d'armature est :

$$A' = A_f' \qquad A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_S}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➢ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2$ ⟶ la section est simplement armée (SSA)

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi.b.h.f_{bc}}{100\sigma_{st}} \qquad A = 0 \text{ avec} \qquad \Psi = \frac{0{,}357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0{,}857 - \frac{c}{h}}$$

Et si : $N_u(d - c') - M_f \leq (0{,}5 - \frac{c'}{h})\, bh^2$ ⟶ La section est doublement armée (SDA)

$$A' = \frac{M - (d - 0{,}5h)bh f_{bc}}{\sigma_{st}(d-c)} ; \quad A_s = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

❖ **Remarque**

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.

Zone I : Sous-Sol et RDC, ⟶ Section (40 × 40).
Zone II : 1ere étage, 2émme, 3émme ⟶ Section (35 × 35).
Zone III 4émmeétage, et 5émme ⟶ Section (30 × 30).

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

ETAGE	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{Inf} cm^2	A_{Sup} cm^2	A_{min} cm^2	Ferraillage	A_{ad} cm^2
S-Sol et RDC	40 x 40	N_{max}	-1252,51	M_{corr}	3,226	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		N_{min}	372,59	M_{corr}	1,452	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		M_{max}	54,081	N_{corr}	597,94	G+Q+EY	SEC	0	0			
1er,$2^{éme}$et $3^{éme}$	35 x 35	N_{max}	-953,89	M_{corr}	21,379	ELU	SEC	0	0	9.8	8HA14	12,31
		N_{min}	154,44	M_{corr}	1,944	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		M_{max}	52,337	N_{corr}	277,59	G+Q+EY	SEC	0	0			
4ème et 5ème	30 x 30	N_{max}	-386,33	M_{corr}	15,994	ELU	SEC	0	0	7,2	4HA14+4HA12	10,67
		N_{min}	24,89	M_{corr}	1,589	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		M_{max}	-44,106	N_{corr}	103,65	G+Q+EY	SEC	0	0			

Tab.VI.1.3 : ferraillage des poteaux.

VI.1.4 Vérifications à l'ELU :

a. *Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :*

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{1}{3}\emptyset_L^{max} = \frac{16}{3} = 5{,}33\ mm soit \emptyset_t = 8\ mm$$

Avec :

$\emptyset_L^{max}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\emptyset = 8\text{mm}$. Soit A_t=2.01cm^2

b. Espacement des armatures transversales :

- **Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$\mathbf{S_t \leq min\{15\emptyset_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\}}$$
$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (30+10)cm\}$$

Avec :
a c'est la petite dimension transversale des poteaux.
$S_t \leq 18cm \rightarrow$ Soit :$\boldsymbol{S_t = 15cm}$

- **Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)**

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\emptyset_l^{min}\} = 15 \times 1.2 = 18cm$$
$$S_t \leq 18cm \quad \rightarrow \quad \text{soit} \quad \mathbf{S_t = 15cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq min\{15cm; 10\emptyset_l^{min}\} = min\{15cm; 10 \times 1.2\} = 12cm$$
$$S_t \leq 12cm \quad \rightarrow \mathbf{Soit\ S_t = 10cm}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\boldsymbol{\lambda_g \geq 5}$ → $\boldsymbol{A_t^{min} = 0.3\% St \times b_1}$
Si $\boldsymbol{\lambda_g \leq 3}$ → $\boldsymbol{A_t^{min} = 0.8\% St \times b_1}$
Si $\boldsymbol{3 \leq \lambda_g \leq 5}$ → Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :
$\mathbf{b_1}$: dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée
$\boldsymbol{\lambda_g}$: Elancement géométrique du poteau $\boldsymbol{\lambda_g = \frac{L_f}{a}}$
$\mathbf{I_f}$: Longueur de flambement du poteau $\mathbf{L_f = 0.7L_0}$

Poteaux	*Hauteur*	L_f	λ_g	$A_t^{min}[cm^2]$		$A_{adoptée}$ $[cm^2]$	*Observation*
				Zone courante St=15 cm	*Zone nodale St=10 cm*		
40x40	*408*	*285,6*	*7,14*	*1,8*	*1,2*	*2.01*	*Condition vérifiée*
35x35	*306*	*214,2*	*6,12*	*1,575*	*1,05*	*2.01*	*Condition vérifiée*
30x30	*306*	*214,2*	*7,14*	*1,35*	*0,9*	*2.01*	*Condition vérifiée*

Tab.VI.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

d. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

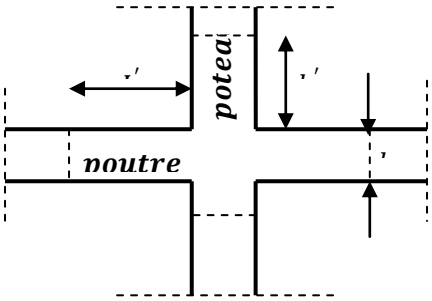


Fig.VI.1.2 : Représentation de la zone nodale

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

Tel que : h_e : la hauteur d'étage – la hauteur de la poutre secondaire

	H	h'
Poteau (40*40)	4,08	h'= Max ($\frac{408-35}{6}$; 40;40;60) =60cm
Poteau (35*35)	3,06	h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 35;35;60) =60cm
Poteau (30*30)	3,06	h'= = Max ($\frac{306-35}{6}$; 30;30;60) =60m

Tab.VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

e. Longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a :

Pour la zone II_a :$L_r = 40\emptyset$

- Pour les HA16…….$\emptyset = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm$
- Pour les HA14…….$\emptyset = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$
- Pour les HA12…….$\emptyset = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48cm$

f. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 modifié 99 /Article :A.6.1.221) :

$l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6{\Psi_s}^2 f_{t28}$

f_{t28} =0.6+0.06f_{c28}

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

-Pour les **HA12 :** ⟶ $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.2\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)}$ =42.32 cm

-Pour les **HA14 :** ⟶ $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.4\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)}$ =49.38 cm

-Pour les **HA16 :** ⟶ $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.6\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)}$ =56.44 cm

g. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_b = \frac{T_u}{b\times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5$ → $\rho_d = 0.075$ → $\overline{\tau_{bu}}$ = 1.875 MPa

Poteaux (cm²)	***h_e (m)***	***b=h (mm)***	***$\lambda_g \geq 5$***	***d (mm)***	***T_u X10³N***	***τ_b (MPa)***	***$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)***	***Observation***
40x40	*4.08*	*400*	*7,14*	*375*	35,03	0,23	1,875	***Condition vérifiée***
35x35	*3.06*	*350*	*6,12*	*325*	39,55	0,35	1,875	***Condition vérifiée***
30x30	*3.06*	*300*	*7,14*	*275*	30,26	0,37	1,875	***Condition vérifiée***

Tab.VI.1.6 : Vérification des contraintes tangentielle.

VI.1.5 Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st}sont au plus égales aux contraintes admissibles$\bar{\sigma}_{bc}$et$\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Section	N [KN]	M [KN.m]	σ_{bs} MPa	σ_{ss} MPa	σ_{bi} MPa	σ_{si} MPa	Observation
40X40	-908,88	2,34	5,18	4,84	77,4	73	Condition vérifiée
	-121,05	6,509	1,14	0,19	16,1	3,98	Condition vérifiée
	-297,29	18,405	2,98	0,3	41,7	7,52	Condition vérifiée
35X35	-692,25	15,407	4,94	2,7	71,6	43	Condition vérifiée
	-43,27	4,288	0,6	0	8,13	0,97	Condition vérifiée
	-258,88	22,056	6,42	0	84	15	Condition vérifiée
30X30	-280,49	11,512	1,41	0	0,37	172	Condition vérifiée
	1,58	3,591	0,22	0	0,03	26,4	Condition vérifiée
	-87,83	19,5	0,6	0	0,23	69,6	Condition vérifiée

Tab.VI.1.7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.2.1.Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime : $1{,}35G + 1{,}5Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0{,}8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI.2.2 Etapes de calcul des armatures :

A. Armatures longitudinales :

Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1{,}5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1{,}15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

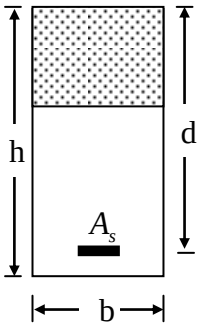
- **1er cas :** $\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

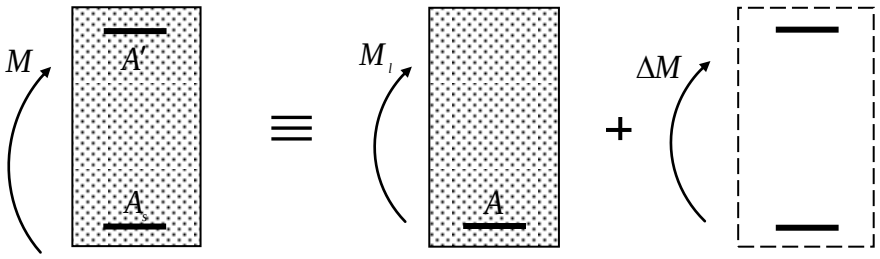
$$A_s = \frac{M_u}{\beta\ d\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1{,}15$$



- **2em cas :** $\mu > \mu_l = 0{,}392$ La section est doublement armée (S.D.A).



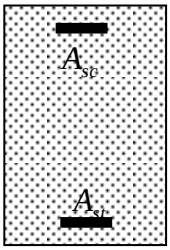
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f_1} = \mu_l.b.d^2.f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f_1}}{\beta_l.d.\sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s.(d-c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

B. Recommandation du RPA99-modifié2003 :

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40ϕ.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inferieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90°.

Section [cm^2]	0.5%bh [cm^2]	4% bh [cm^2]	6% bh [cm^2]
Poutre principale (30x35)	5,25	42	63
Poutre secondaire (30x35)	5,25	42	63
Poutre de chaînage (20x30)	3	24	36
Poutre palière (20x30)	3	24	36

Tab.VI.2.1 : Section des armatures longitudinales

C. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0{,}003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;12.\phi\right)$$: En zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$: En dehors de la zone nodale.

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} [cm2]	A_{min} [cm2]	Ferraillage	A_{ad} [cm2]
Poutre Principale	Travée	44,229	0,1180	SSA	0,937	4,174	2,625	3HA14	4,62
	Appuis	75,302	0,2008	SSA	0,887	7,506	2,625	3HA14+3 HA12	8,01
Poutre Secondaire	Travée	64,787	0,1728	SSA	0,905	6,330	2,625	3 HA14+3 HA14	9,23
	Appuis	81,62	0,218	SSA	0,876	8,238	2,625	3 HA14+3 HA14	9,23
Poutre de Chainage	Travée	8,534	0,040	SSA	0,98	0,770	1,5	3 HA12	3,39
	Appuis	10,847	0,0505	SSA	0,974	0,985	1,5	3 HA12	3,39
Poutre Palière	Travée	12,774	0,0595	SSA	0,969	1,166	1,5	3 HA12	3,39
	Appuis	14,298	0,0666	SSA	0,966	1,309	1,5	3 HA12	3,39

Tab.VI .2.2 : Les efforts internes et Ferraillage des poutres

VI.2.3 Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

Calcul des armatures transversales :

$\phi_t \leq min\{h/35; \phi_l\,; b/10\}$

Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $St \leq min\{0{,}9d;\ 40\ Cm\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq\ 0{,}4MPa.$$

		BEAL			RPA		Section Adopté			
Section [cm^2]	zone	ϕ Cm	St Cm	At_{Min} Cm^2	St Cm	At Cm^2	ϕ mm	St_{Min} Cm^2	Ferraillage	Aadp Cm^2
Poutre principale (30x35)	nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (30x35)	nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre de chaînage (20x30)	nodale	0,8	25	0,5	7	0,42	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,9		15	4 HA8	2,01
Poutre palière (20x30)	nodale	0,8	25	0,5	7	0,42	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,9		15	4 HA8	2,01

Tab.VI2.3: Les armatures transversales

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : L' = 2×35 = 70 cm.

Poutres secondaires : L' = 2×35 = 70 cm.

Poutres de chainages : L' = 2×30 = 60 cm

Poutre palière : L' = 2×30 = 60.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6\ \times\ \Psi_s^2\ \times\ f_{t28} = 2{,}835\ MPa$

$$\boldsymbol{L_s = 42{,}32\ cm}$$

Le règlement ***BAEL 91 modifié 99*** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " Lc" est au moins égale à 0.4Ls

$$L_c = 18\ cm$$

VI.2.4 Vérification à l'ELU :

Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la *C.N.F* :$A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ ***Calcul de la section minimale.***

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23\ bdf_{t28}}{f_e}$ Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\ MPa$

	Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	**Travée**	1,1773125	4,62	**Condition vérifiée**
	Appuis	1,1773125	8,01	**Condition vérifiée**
Poutre Secondaire	**Travée**	1,1773125	9,23	**Condition vérifiée**
	Appuis	1,1773125	9,23	**Condition vérifiée**
Poutre de Chainage	**Travée**	0,664125	3,39	**Condition vérifiée**
	Appuis	0,664125	3,39	**Condition vérifiée**
Poutre Palière	**Travée**	0,664125	3,39	**Condition vérifiée**
	Appuis	0,664125	3,39	**Condition vérifiée**

Tab.VI.2.4 : Vérification aux cisaillements

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\tau_u}$ Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'*ELU.*

$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0,15\times 25}{1,5}; 4\ MPa\right)$

$\overline{\tau_u} = \min(2,5\ MPa;\ 4\ MPa) = 2,5\ MPa$

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Observation
Poutre principale)	129,41	30	32,5	0,133	2,5	Condition vérifiée
Poutre secondaire	109,72	30	32,5	0,113	2,5	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	8,01	20	27,5	0,015	2,5	Condition vérifiée
Poutre palière	11,27	20	27,5	0,020	2,5	Condition vérifiée

Tab.VI.2.5 : Vérification aux cisaillements.

Influence de l'effort tranchant.

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier la relation :

$\frac{2 \times T_U}{0,9\ b\ d} \leq \frac{0,8\ f_{C28}}{\gamma_b}$ $T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b}$

Poutres	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Observation
Poutre principale	30	32,5	25	1,5	129,41	585	Condition vérifiée
Poutre secondaire	30	32,5	25	1,5	109,72	585	Condition vérifiée
Poutre de chaînage)	20	27,5	25	1,5	8,01	330	Condition vérifiée
Poutre palière	20	27,5	25	1,5	11,27	330	Condition vérifiée

Tab.VI.2.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{max} *(KN)*	M_u^{max} *(KN.m)*	d *(cm)*	$0,9 \times d$ (cm)	A_u *(cm²)*	T_u^{max} *(KN)*	*Observation*
Poutre principale	*129,41*	*75,302*	*32,5*	*29,25*	*126,836*	*0,365*	*Condition vérifiée*
Poutre secondaire	*109,72*	*81,62*	*32,5*	*29,25*	*106,930*	*0,307*	*Condition vérifiée*
Poutre de chaînage	*8,01*	*10,847*	*27,5*	*24,75*	*7,572*	*0,022*	*Condition vérifiée*
Poutre palière	*11,27*	*14,298*	*27,5*	*24,75*	*10,692*	*0,031*	*Condition vérifiée*

Tab.VI.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\ MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9\ d\ \sum U_i}$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement *HA*.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres	*Ferraillage*	Tu	d	$\sum u$*(mm)*	τ_{se}*(MPa)*	$\overline{\tau}_{se}$*(MPA)*	*Observation*
Poutre principale	*3HA14+3 HA12*	*129,41*	*32,5*	*244,92*	*0,0180642*	*3,15*	*Condition vérifiée*
Poutre secondaire	*3 HA14+3 HA14*	*109,72*	*32,5*	*263,76*	*0,0142217*	*3,15*	*Condition vérifiée*
Poutre de chaînage	*3 HA12*	*8,01*	*27,5*	*113,04*	*0,002863*	*3,15*	*Condition vérifiée*
Poutre palière	*3 HA12*	*11,27*	*27,5*	*113,04*	*0,0040283*	*3,15*	*Condition vérifiée*

VI.2.5 Vérification à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) *:***

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

	Localisation	M_s^{max} [kN.m]	A_{adop} [cm^2]	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	**Travée**	15,607	4,62	0,474	0,896	0,116	33,08	3,51	15	**Condition vérifiée**
	Appuis	39,034	8,01	0,822	0,8705	0,172	23,42	7,35	15	**Condition vérifiée**
Poutre Secondaire	**Travée**	21,719	9,23	0,947	0,8635	0,084	21,63	3,88	15	**Condition vérifiée**
	Appuis	38,325	9,23	0,947	0,8635	0,148	21,63	6,84	15	**Condition vérifiée**
Poutre de Chainage	**Travée**	3,456	3,39	0,616	0,884	0,042	28,1	1,49	15	**Condition vérifiée**
	Appuis	2,811	3,39	0,616	0,884	0,034	28,1	1,21	15	**Condition vérifiée**
Poutre Palière	**Travée**	3,861	3,39	0,616	0,884	0,047	28,1	1,67	15	**Condition vérifiée**
	Appuis	5,987	3,39	0,616	0,884	0,073	28,1	2,59	15	**Condition vérifiée**

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

VI.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Ils seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
  Armatures horizontales.s
- Armatures transversales.

VI.3.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

1.35 G + 1.5 Q	à l'ELU	B A E L 91
G+Q	à l'ELS	B A E L 91
0.8G $\pm$ E		RPA 99 / version 2003
G + Q $\pm E$		RPA 99 / version 2003

VI.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec

B : section du béton.

I : moment d'inertie.

V et V' : bras de levier V =V' = $\frac{L_{voile}}{2}$.

Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_C$$

Calcul des sections d'armatures verticales :

Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; θ = 0,85 : si la durée d'application est < à 1 heure.

$A_1 = \frac{Ns}{\sigma_s}$

$A_V = A_{ij} + A_1$

Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

  $A_{min} \geq A = 0.002B$ *(RPA version 2003 Art 7.7.4.1)*

  $A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ *(BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)*

  Avec : B : section du béton tendue
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_t = L - L_C$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

VI.3.4 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135º ayant une longueur de 10∅ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$A_H = \frac{A_V}{4}$ Avec : A_H : section d'armatures horizontales

A_V : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left.\begin{array}{l} A_H \geq 0{,}15\%\ B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0{,}10\%\ B \text{ En zone courante} \end{array}\right\} Art\ 7.7.4.3\ RPA9/Version2003.$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.3.5Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4, 3 du RPA99 révise 2003).**
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.6 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

a) Espacement :

D'après l' **Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1.5 \times e$, et aussi $S_t \leq 30cm$

$S_t \leq \min\{30\ cm, 30cm\} \Longrightarrow S_t \leq 30$ cm

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

-40∅ pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.

-20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

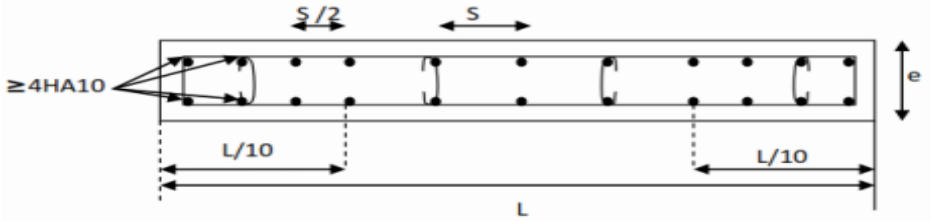


Fig.VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

d) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VI.3.7.Exposé de la méthode de calcul :

Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contrainte à partir des sollicitations les plus défavorables.

Détermination des diagrammes des contraintes

La consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$\sigma_{max}=\frac{N}{B}+\frac{M+V}{I}$ Avec : B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$\sigma_{min}=\frac{N}{B}-\frac{M+V'}{I}$ V et V' : Bras de levier $V=V'=\frac{Lvoile}{2}$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$L_c=\frac{\sigma max}{\sigma max+\sigma min}$ x L

$L_t=L-L_c$

<u>VI.3.8 :Détermination des diagrammes des contraintes</u> :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **(S.E.C).**
- Section entièrement tendue **(S.E.T)**.
- Section partiellement comprimé **(S.P.C).**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont résumés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal Ni	L'effort normalN_{i+1}
S.E.C	d d d	$N_i=\frac{\sigma max+\sigma 1}{2}$ x d x e	$N_{i+1}=\frac{\sigma 1+\sigma 2}{2}$ x d' x e
S.E.T	d d d	$N_i=\frac{\sigma max+\sigma 1}{2}$ x d x e	$N_{i+1}=\frac{\sigma 1+\sigma 2}{2}$ x d' x e
S.P.C	d d	$N_i=\frac{\sigma min+\sigma 1}{2}$ x d x e	$N_{i+1}=\frac{\sigma 1}{2}$ x d' x e

<u>Tab.VI.3.1</u> : Diagrammes des contraintes pour chaque section.

Détermination des armatures

a. Armatures verticales : N_i σs

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi}=\frac{Ni-Bi\ x\ fc28}{\sigma s}$
S.E.T	$A_{vi}=\frac{Ni}{\sigma s}$
S.P.C	$A_{vi}=\frac{Ni}{\sigma s}$

<u>Tab.VI.3.2</u> : Les armatures verticales pour chaque section

VI.9.Vérification a ELU :

Section minimal d'armature :

$$A_{min} = \max\begin{cases} A_{min} \geq \dfrac{B \times f_{t28}}{f_e} & (\textbf{Art 4.2.1 / BAEL 91modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0{,}002B & (\textbf{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{cases}$$

Exigences du RPA 99 (version 2003)

Zone tendue :

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0.2\% B \times lt$ $(Art\ 7.7.4.1/\ RPA\ 99\ version\ 2003)$

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier **:**

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0{,}15\% B \quad (Art\ 7.7.4.2/\ RPA\ 99\ version\ 2003)$$

Zone courante :

On doit vérifier **:** $A_{total\ courante} \geq 0{,}10\% Lc \times b$ $(Art\ 7.7.4.2/\ RPA\ 99\ version\ 2003)$

Avec

$Lc = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

Les vérifications :

Vérification à l'ELS :

$N_{ser} = G + Q$

$\sigma_b = \frac{N}{B+15\times A} \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5Mpa$

$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec : V = 1,4 ⍰T

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$\tau_u = \frac{V\,max\,.\,ELU}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\{\frac{0{,}15.fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\text{ MPa}\} = 3{,}26\text{ MPa}.$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

VOILES de 3 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																							$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-2307,24	74,677	9,01	GQEX	-3596,47	-4094,32	0	0	0	0,398	0,398	0,199	15,75	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,463	Condition vérifiée	0,331	Condition vérifiée	0,0193	Condition vérifiée
	770,75	108,722	28,66	08GMEX	1646,99	922,17	3	494,097	12,86	1,268	14,135	7,067	15,75	5,25														
	-725,04	1025,972	178,94	GQMEY	2211,50	-4628,30	2,030	448,939	12,90	5,358	18,258	9,129	15,75	5,25														
Zone II	-1282,13	42,118	22,9	GQEX	-1996,49	-2277,27	0	0	0	1,013	1,013	0,506	15,75	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,592	Condition vérifiée	0,423	Condition vérifiée	0,0107	Condition vérifiée
	67,63	65,499	13,67	08GMEX	331,04	-105,61	0,725	24,020	0,690	0,146	0,836	0,4182	15,75	5,25														
	-587,27	632,697	228,58	GQMEY	1130,20	-3087,77	2,196	248,210	7,132	7,404	14,537	7,268	15,75	5,25														
Zone III	-643,23	15,547	22,63	ELU	-1020,22	-1123,87	0	0	0	1,001	1,001	0,500	15,75	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,369	Condition vérifiée	0,263	Condition vérifiée	0,0053	Condition vérifiée
	-13,13	7,573	10,47	08GMEX	3,36	-47,12	2,800	0,9409	0,027	0,432	0,459	0,229	15,75	5,25														
	-296,59	196,646	142,4	GQMEY	161,17	-1149,80	2,631	42,406	1,218	5,526	6,745	3,372	15,75	5,25														

VOILES 2 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																							$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-1619,64	23,128	35,98	GQMEY	-3875,640	-4222,56	0,00	0,00	0,00	1,59	1,59	0,80	10,5	3,5	5,57	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,872	Condition vérifiée	0,623	Condition vérifiée	0,014	Condition vérifiée
	649,03	38,539	46,76	08GEY	1911,618	1333,53	2,00	382,32	9,96	2,07	12,03	6,01	10,5	3,5														
	-1358,02	739,581	224,27	GQEX	2151,821	-8941,92	1,61	346,89	9,97	8,00	17,97	8,98	10,5	5,57														
Zone II	-1129,12	47,79	72,97	GQMEY	-2464,374	-3181,22	0,00	0,00	0,00	3,23	3,23	1,61	10,5	3,5	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,643	Condition vérifiée	0,459	Condition vérifiée	0,009	Condition vérifiée
	347,7	37,664	69,4	08GEY	1151,731	586,76	2,00	230,35	6,00	3,07	9,07	4,53	10,5	3,5														
	-829,48	302,876	165,31	GQEX	197,876	-4345,27	1,91	37,85	1,09	7,00	8,08	4,04	10,5	5,25														
Zone III	-529,93	8,834	23,41	ELU	-1258,570	-1391,08	0,00	0,00	0,00	1,04	1,04	0,52	10,5	3,5	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,385	Condition vérifiée	0,275	Condition vérifiée	0,004	Condition vérifiée
	32,74	27,685	41,77	08GEY	289,488	-125,788	0,61	17,54	0,50	0,56	1,06	0,53	10,5	5,25														
	-114,79	144,144	98,89	GQMEY	794,108	-1368,05	1,27	100,49	2,89	2,77	5,66	2,83	10,5	5,25														

VOILES 1,5

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																							$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-1064,32	335,01	116,13	GQEX	919,07	-8014,53	1,35	123,68	3,55	4,61	8,16	4,08	9,05	6,03	9,59	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,602	Condition vérifiée	0,430	Condition vérifiée	0,007	Condition vérifiée
	332,69	330,16	113,37	08GMEX	5511,10	-3293,17	0,56	309,21	8,89	1,88	10,76	5,38	9,05	9,59														
	-1064,32	335,01	116,13	GQMEX	919,07	-8014,53	1,35	123,68	3,55	4,61	8,16	4,08	9,05	6,03														
Zone II	-568,22	38,621	39,88	GQMEY	-1379,12	-2409,01	0,00	0,00	0,00	1,76	1,76	0,88	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,517	Condition vérifiée	0,370	Condition vérifiée	0,005	Condition vérifiée
	31,71	1,963	12,6	08GEY	131,87	79,53	1,50	19,78	0,52	0,56	1,07	0,54	9,05	6,03														
	-484,85	160,885	99,8	GQEX	528,97	-3761,30	1,32	69,56	2,00	3,87	5,87	2,94	9,05	6,03														
Zone III	-219,48	68,265	63,94	GQEX	178,60	-1641,80	1,35	24,16	0,69	2,55	3,25	1,62	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,332	Condition vérifiée	0,237	Condition vérifiée	0,002	Condition vérifiée
	24,01	0,442	0,3	08GMEX	85,93	74,14	1,50	12,89	0,34	0,01	0,35	0,17	9,05	6,03														
	-219,48	68,265	63,94	08GMEX	178,60	-1641,80	1,35	24,16	0,69	2,55	3,25	1,62	9,05	6,03														

VOILES 1,2 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																							$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-998,64	12,006	20,45	GQMEY	-3910,88	-4411,13	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	0,45	7,24	6,03	7,81	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,537	Condition vérifiée	0,460	Condition vérifiée	0,006	Condition vérifiée
	253,4	18,409	28,6	08GEY	1439,35	672,31	1,20	172,72	4,50	1,27	5,76	2,88	7,24	6,03														
	75,52	194,658	82,8	GQEX	4370,04	-3740,71	0,55	241,86	6,95	1,69	8,64	4,32	7,24	7,81														
Zone II	-665,36	19,497	15,53	GQMEY	-2366,15	-3178,52	0,00	0,00	0,00	0,69	0,69	0,34	7,24	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,500	Condition vérifiée	0,429	Condition vérifiée	0,006	Condition vérifiée
	76,87	28,127	35,41	08GEY	906,27	-265,69	0,27	24,65	0,71	0,36	1,06	0,53	7,24	6,03														
	-202,89	113,766	77,17	GQEX	1524,75	-3215,50	0,81	124,12	3,57	2,32	5,88	2,94	7,24	6,03														
Zone III	-209,68	30,791	16,62	GQMEY	-232,19	-1515,15	0,00	0,00	0,00	0,74	0,74	0,37	7,24	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,377	Condition vérifiée	0,323	Condition vérifiée	0,002	Condition vérifiée
	10,09	46,042	43,2	08GEX	1001,25	-917,17	0,57	57,44	1,65	0,91	2,56	1,28	7,24	6,03														
	-80,6	75,223	58,21	GQEX	1231,31	-1902,98	0,73	89,71	2,58	1,56	4,14	2,07	7,24	6,03														

CHAPITRE IIV

Fondation

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VII.3.1 Semelles isolées sous poteaux :

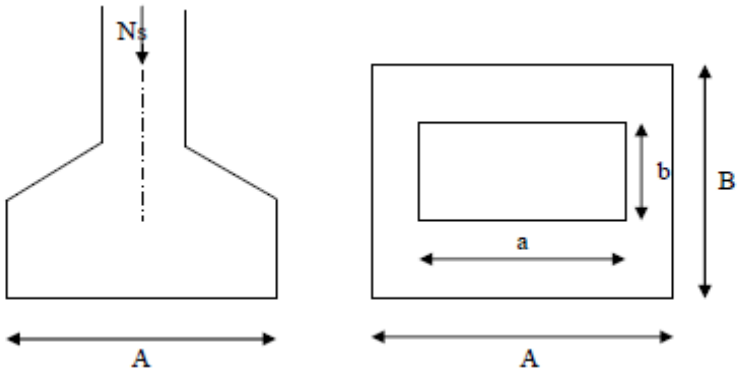
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \rightarrow \quad \frac{45}{45} = 1.$$

D'ou: $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 906{,}67KN.$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{906{,}67}{200}} = 2.13\ m$$

Don : A=B= 2,5 m.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2 Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m^2)
Voiles	V1	2	383,21	1,38	2,76	4	11,04
	V2	1,5	213,72	1,033	1,549	2	3,098
	V3	3	480,2	1,549	4,647	3	13,941
	V4	1,2	220,54	1,05	1,26	1	1,05
							29,129

Tab.VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles**.**

$S_V = \Sigma S_i = 21,2$ m Avec S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R=\Sigma N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \,.\, e_i \; + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$ $\quad q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ $\quad$ et $\quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_S(KN)	M_S(KN.m)	e_i (m)	N_S. e_i (KN.m)
3	906,67	2,348	4,85	4397,3495
8	804,21	0,205	1,85	1487,7885
13	446,52	2,522	-1,85	-826,062
18	209,36	0,617	-4,85	-1015,396
Total	2366,76	5,692		4043,68

Tab.VII.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{4043,68 + 5,692}{2366,76} = 1.71 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

e= 1.71 m$\leq \frac{L}{6} = \frac{9,7}{6} = 1,61m \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$q_{min}=\frac{N_s}{L}\left(1-\frac{6.e}{L}\right) = \frac{2366,76}{9,7}\left(1-\frac{6\times1,71}{9,7}\right) = -14,09\ KN/m$

$q_{max}=\frac{N_s}{L}\left(1+\frac{6.e}{L}\right) = \frac{2366,76}{9,7}\left(1+\frac{6\times1.71}{9,7}\right) = 502,09KN/m$

$q_{(L/4)}=\frac{N_s}{L}\left(1+\frac{3.e}{L}\right) = \frac{2366,76}{9,7}\left(1+\frac{3\times1.71}{9,7}\right) = 373,04\ KN/m$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{373,04}{200} = 1.86 \text{ m}$$

On prend B = 1.90 m.

On aura donc, S_p =(1.90x9,7x5)= 92,15 m^2 .

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

S_{TSF}= 21,2+92,15=113,3 m^2

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

S_{BAT} =$9,7 \times 16 = 155,2\ m^2$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{113,3}{155,2} \times 100 = 73,01\ \%$$

$$73,01\ \% > 50\%$$

<u>Conclusion</u> :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

<u>VII.4 Etude du radier général :</u>

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

<u>VII.4.1 Pré-dimensionnement du radier :</u>

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min}\geq$25 cm)

2) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

L_{max} = 4,00m

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$$
$$50cm \leq h \leq 80$$

On prend **: h = 80 cm.**

- **Sous poteaux :**
- ✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{400}{20} = 20cm$$

Soit h_d = 30cm.

- ✓ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$
$$h_n > \frac{400}{10} = 40cm$$

Soit h_n = 80 cm.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0{,}4h \leq bn \leq 0{,}7\ hn \rightarrow 22 \leq bn \leq 56\ \ Soit\ \ bn = 45\ cm.$$

- ✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$\frac{400}{50} \leq e_t \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8cm \leq h_t \leq 10$ cm soit ht = 10cm.

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi}.L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}.L_e$ → Ce qui conduit à :

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec /

Le : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté a l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée E = 10818,86 MPa.

Lmax : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où: $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}00\right)^4 \frac{3\times40}{10818{,}86}} = 0{,}778$ m.

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=90cm**.

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $\mathbf{h_d = 30}$ **cm.**
- La nervure: $\mathbf{h_n = 90}$ **cm.**

$\mathbf{b_n = 45}$ **cm.**

- La dalle flottante : $\mathbf{e_f = 10}$ **cm**.

VII.4.2 Calcul de la surface nécessaire du radier :

Chargement	**Charge permanente**	***G= 12360,38 KN***
	Charge d'exploitation	***Q= 2557,58 KN***
Combinaison d'action	**ELU**	$\mathbf{N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q}$ $N_u = 1.35 \times 12360{,}38 + 1.50 \times 2557{,}58 = 20522{,}883$ KN
	ELS	$\mathbf{N_s = G + Q}$ $N_s = 23591{,}46 + 4239{,}67 = 14917{,}96$ KN
Surface	**ELU**	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{20522{,}883}{1{,}33 \times 200} = 77{,}15\ m^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{14917{,}96}{200} = 74{,}59\ m^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELs}\} = 77{,}15\ m^2$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 155{,}2\ m^2$
Conclusion	$S_{bat} = 155{,}2\ m^2 > S_{rad} = 77{,}15\ m^2$ Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit : $L_{déb} \geq max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30cm\right\} = max\left\{\frac{100}{2}; 30cm\right\} = 40cm$ $L_{déb} = 50\ cm$	
Surface du débord	$S_{déb} = (16 + 9{,}7) \times 2 \times 0{,}5 = 25{,}70\ cm^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 155{,}2 + 25{,}70 = 180{,}90\ m^2$	

Tab.VII.3 : Surface du radier.

VII.4.3 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Calcul des sollicitations à la base du radier

a. **Charges permanentes**

Poids du bâtiment : $\mathbf{G_{bâtiment} = 12360{,}38}$ **KN**

Poids du radier

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure +poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle**

Poids de la dalle = $S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$P_d = 180{,}9 \times 0.3 \times 25 = 1356{,}75$KN.

- **Poids des nervures**

Poids des nervures $= b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 4 + L_y \times 5)\ \rho_b$

$P_n = 0.45 \times (16 \times 4 + 9{,}7 \times 5) \times 25 = 885{,}93$ KN.

- **Poids du TVO**

$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$

$P_{TVO} = (155{,}2 - 77{,}15) \times (1 - 0{,}3) \times 17 = 398{,}06$KN

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{TVO} = 17$ KN/m^3

$S_{nervure} = b_n \times (L_x \times 4 + L_y \times 5) = 0.7 \times (16 \times 6 + 9{,}7 \times 4) = 94{,}36$ m^2

- **Poids de la dalle flottante**

$P_{df} = S_{radier} \times ep \times \rho_b$

$P_{df} = 155{,}2 \times 0{,}10 \times 25 = 388{,}00$ KN

D'où :

$G_{radier} = P_d + P_n + P_{TVO} + P_{df} = 1356{,}75+885{,}93+94{,}36+398{,}06+388{,}00$

G_{radier}= 3123,10 KN.

b. Surcharge du bâtiment et du radier

Q_{bat} = 2557,58 KN

Q_{radier} = 2.5×180,9 = **452,25 KN.**

- **Poids total de la structure**

$G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$ = 3123,10 +12360,38 = **15483,48 KN**

$Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$ = 452,25 +2557,58 = **6353.10 KN**

- **Combinaison d'actions**

ELU : N_u= 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 × 15483,48 + 1.5 ×6353.10= **30432,35 KN**

ELS : N_s = G + Q = 15483,48 +6353.10= **21836,58 KN**

<u>Vérifications :</u>

<u>VII.4 .4 Vérification de la contrainte de cisaillement :</u>

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right\}$$

b = 100 cm; d = 0.9 h = 0.9 × 30 = 27 cm

$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{tot} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2}$

$T_u^{max} = \frac{30432{,}35 \times 1{,}00}{155{,}2} \times \frac{4{,}00}{2} = 392{,}17$ KN

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{392{,}17 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1{,}45$ MPa

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right\} = 2.5$ MPa $\tau_u = 1.45$ MPa $< \bar{\tau}_u = 2.5$MPa ……**Condition vérifiée**.

VIII.4 .5 Vérification de la stabilité du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 8$ m ; $Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 4{,}85$ m

Avec:

Si : aire du panneau considéré ;

Xi ; Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} =$ **1216,89 m^4**

$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} =$ **3310,94 m^4**

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales ;

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré : $M = M_0 + T_0 \times h$.

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx} , I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Sollicitations		M_0 [KN. m]	T_0[KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	12724,047	778,12	1.00	13502,167
	YY	15276,061	924,91	1.00	16200,971

Tab.VII.4 : calcul des moments.

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

On doit vérifier les conditions suivantes :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I}\vartheta$

$N_u = 30432{,}35$ KN **;** $N_s = 21836{,}58$ KN

a) Sens longitudinal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{30432{,}35}{155{,}2} + \frac{13502{,}167}{1216{,}89} \times 8 = 284{,}85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{30432{,}35}{155{,}2} - \frac{13502{,}167}{1216{,}89} \times 8 = 107{,}32 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 284{,}85 + 107{,}32}{4} = 240{,}47 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{21836,58}{155,2} + \frac{16200,971}{3310,94} \times 8 = 179,84$ KN/m^2

$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{21836,58}{155,2} - \frac{16200,971}{3310,94} \times 8 = 101,55$ KN/m^2

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 179,84 + 101,55}{4} = 160,27$ KN/m^2

b) Sens transversale

A L'ELU

$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{21836,58}{155,2} + \frac{16200,971}{3310,94} \times 4,85 = 249,90$ KN/m^2

$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{21836,58}{155,2} - \frac{16200,971}{3310,94} \times 4,85 = 142,27$ KN/m^2

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 249,90 + 142,27}{4} = 222,99$ KN/m^2

A L'ELS

$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{21836,58}{155,2} + \frac{53305.03}{15173.4} \times 4,85 = 164,43$ KN/m^2

$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{21836,58}{155,2} - \frac{53305.03}{15173.4} \times 4,85 = 116,97$ KN/m^2

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 164,43 + 116,97}{4} = 152,57$ KN/m^2

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Contraintes	σ_m(ELU)	σ_m(ELS)	observation
Sens	XX	240,47	160,27	**Condition vérifiée.**
	YY	222,99	152,57	**Condition vérifiée.**

Tab.VII.5 : vérification des contraintes.

VII.4.6 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$$

$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{13502,167}{21836,58} = 0,62m< \frac{16}{4} = 4$ m…… **Condition vérifiée.**

$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{16200,971}{21836,58} = 0,74$ m$< \frac{9,7}{4} = 2,425$ m……. **Condition vérifiée.**

VII.5 Ferraillage du radier : Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99.**

VII.5.1 Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1er cas si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$le panneau travaille suivant une seule direction.

$\mathbf{M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8}}$ **;** $\mathbf{M_0^y = 0}$

2eme cas : si $\mathbf{0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow}$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée L_x : $\mathbf{M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2}$

Dans le sens de la grande portée L_y : $\mathbf{M_0^y = \mu_y \times M_0^x}$

Les coefficients $\mathbf{\mu_x}$; $\mathbf{\mu_y}$ sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

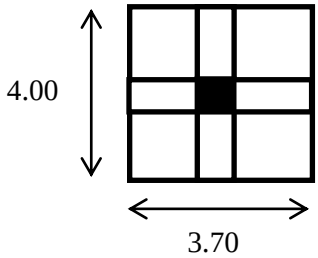
Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4} = 0.92 \quad \Rightarrow \quad \mu x = 0.0510$



$\mu y = 0.875$

$\mathbf{0.4 \leq \rho \leq 1}$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU

$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 222{,}99 - \frac{3123{,}10}{155{,}2} = 202{,}87$ KN/m.

A L'ELS

$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 152{,}57 - \frac{3123{,}10}{155{,}2} = 132{,}45$ KN/m.

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU**

$M_x = 0.0510 \times 202{,}87 \times 3.7^2 = 141{,}64$ KN.m

$M_y = 0.875 \times 141{,}64 = 123{,}94$ KN.m

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

Moment aux appuis : $M_x^a = M_y^a = 0,5 \times 141,64 = 70,82$ KN.m

Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 141,64 = 120,39 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 123,94 = 105,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

VII.5.2 Ferraillage à l'ELU :

- Sens longitudinal (X-X)

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70,82 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow SSA$

$\beta = 0.958$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70,82 \times 10^3}{0,958 \times 25 \times 348} = 8,50 cm^2$$

Soit : 8HA12=9,05 cm^2 Avec St = 14 Cm

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{120,39 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,138$$

$\mu = 0,138 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow SSA$

$\beta = 0.925$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{120,39 \times 10^3}{0,925 \times 25 \times 348} = 14,95 cm^2$$

Soit : 10 HA14=15,39 cm^2 Avec St = 10 Cm

- Sens transversal (Y-Y)

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70,82 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow SSA$

$\beta = 0.958$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70,82 \times 10^3}{0,958 \times 25 \times 348} = 8,50 cm^2$$

Soit : 8HA12=9,05 cm^2 Avec St = 14 Cm

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{105,35 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,118$$

$\mu = 0,118 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow SSA$

$\beta = 0.937$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{105,35 \times 10^3}{0,937 \times 25 \times 348} = 12,92 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA14 = 13,85 cm^2 Avec St = 12,5 Cm

VII.5.3 Vérifications à L'ELU :

a. Condition du non fragilité du béton

$\omega 0$: Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (X-X)

$$w_x \geq w_0 \frac{(3-\rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \; ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3-\rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2}\right) = 2{,}5\text{cm}^2$$

Sens (Y-Y)

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bhw_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4\text{cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Aux appuis

$A_{ad}^x = 9{,}05\ cm^2 > A_{min}^x = 2.5cm^2$ ……..**condition vérifiée.**

$A_{ad}^y = 9.05\ cm^2 > A_{min}^y = 2.4cm^2$ ……..**condition vérifiée**.

En travées

$A_{ad}^x = 15{,}39cm^2 > A_{min}^x = 2.4cm^2$ ……..**condition vérifiée.**

$A_{ad}^y = 13{,}85cm^2 > A_{min}^y = 2.4cm^2$ ……..**condition vérifiée.**

b. Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
St ≤ min (3h; 33 cm) = min (90; 33cm) = 33 cm.
Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Sens longitudinal**

St ≤ min (3h; 33 cm)

St=11 cm $< 33cm$……**condition vérifiée.**

- **Sens transversal**

St ≤ min (3h; 33 cm)

St=12,5 cm $< 33cm$……..**condition vérifiée.**

VII.6 Vérifications à l'ELS :

- **Evaluation des moments M_x et M_y**

A l'ELS

$\vartheta = 0.2$; $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \Rightarrow$ $\mu_x = 0{,}0510$

$\mu_y = 0{,}875$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0{,}0510 \times 132{,}45 \times 3{,}7^2 = 92{,}48 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0{,}875 \times 92{,}48 = 80{,}92 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 92{,}48 = 46{,}24$ KN.m

Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 92{,}48 = 78{,}60 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 80{,}92 = 68{,}78 \text{ KN.m} \end{cases}$

a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ et $\overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_s} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	M_S	A_S	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	*Observation*
Sens x-x	Travée	78,60	15,39	0,615	0,925	28,10	220.85	348	7,86	15	*Condition vérifiée*
	Appuis	46,24	9,05	0,362	0,958	38,76	213,33	348	5,5	15	*Condition vérifiée*
Sens y-y	Travée	68,78	13,85	0,554	0,937	30,04	212	348	7,06	15	*Condition vérifiée*
	Appuis	46,24	9,05	0,362	0,958	38,76	213,33	348	5,5	15	*Condition vérifiée*

Tab.VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VII.7 Ferraillage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 202{,}87$ KN/m

$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-202{,}87 \times 0.5^2}{2} = -25{,}36$KN.m

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{25{,}36 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14{,}2} = 0.028$$

$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{25{,}36 \times 10^3}{0{,}986 \times 25 \times 348} = 2{,}96\ cm^2$$

Remarque

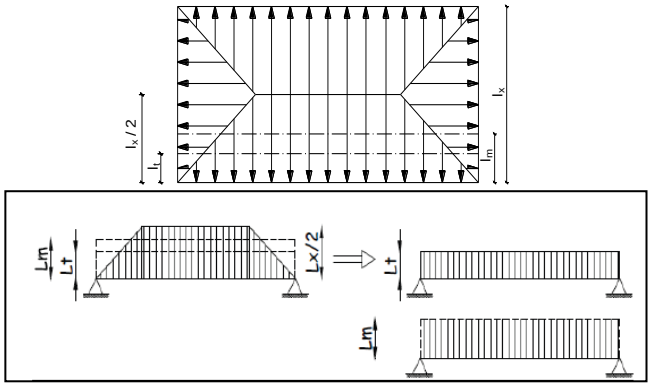
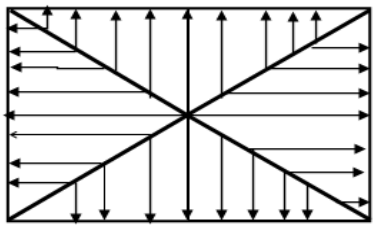
Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $\boldsymbol{A_{radier} > A_{débort}}$, alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.8 Ferraillage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique **:**

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $l_m = l_x\left(0.50 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x\left(0.50 - \frac{\rho^2}{4}\right)$
Cas de chargement triangulaire		Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

Tab.VII.7 : Répartitions simplifiée des chargements

- **Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(222{,}99 - \frac{2132{,}1}{155{,}2} - \frac{885{,}93}{50{,}63}\right) \times 1m = 220{,}37\ KN/ml$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(152{,}57 - \frac{2132{,}1}{155{,}2} - \frac{885{,}93}{50{,}63}\right) \times 1m = 149{,}95\ KN/ml$$

- **Sollicitation :**

✓ **Moment fléchissant :**

$$\boldsymbol{Q_u = q_u \times l_m}$$
$$\boldsymbol{Q_s = q_s \times l_m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$\boldsymbol{Q_u = q_u \times l_t}$$
$$\boldsymbol{Q_s = q_s \times l_t}$$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneau**	**L_x**	**L_y**	**ρ**	**Charge**	**l_m**	**l_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	**$\sum Q_{um}$**	**Q_{sm}**	**$\sum Q_{sm}$**	**Q_{ut}**	**$\sum Q_{ut}$**	**Q_{st}**	**$\sum Q_{st}$**
A-B	1	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,13	0,94	220,37	149,95	247,92	529,90	168,69	360,57	206,60	425,73	140,58	289,68
	2	3,7	4	0,925	Trapézoïdal	1,28	0,99	220,37	149,95	281,98		191,87		219,13		149,11	
B-C	3	3,7	4	0,925	Trapézoïdal	1,28	0,99	220,37	149,95	281,98	529,90	191,87	360,57	219,13	425,73	149,11	289,68
	4	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,13	0,94	220,37	149,95	247,92		168,69		206,60		140,58	

Tab.VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneau**	**L_x**	**L_y**	**ρ**	**Charge**	**l_m**	**l_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	**$\sum Q_{um}$**	**Q_{sm}**	**$\sum Q_{sm}$**	**Q_{ut}**	**$\sum Q_{ut}$**	**Q_{st}**	**$\sum Q_{st}$**
1-2	**1**	3	4	0,75	Triangulaire	1,00	0,75	220,37	149,95	220,15	440,30	149,80	299,60	165,28	330,56	112,46	224,93
	2	3	4	0,75	Triangulaire	1,00	0,75	220,37	149,95	220,15		149,80		165,28		112,46	
2-3	**1**	3,7	4	0,925	Triangulaire	1,23	0,93	220,37	149,95	271,52	543,04	184,75	369,51	203,84	407,68	138,70	277,41
	2	3,7	4	0,925	Triangulaire	1,23	0,93	220,37	149,95	271,52		184,75		203,84		138,70	

Tab.VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

❖ ***Diagramme des sollicitations :***

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X » :

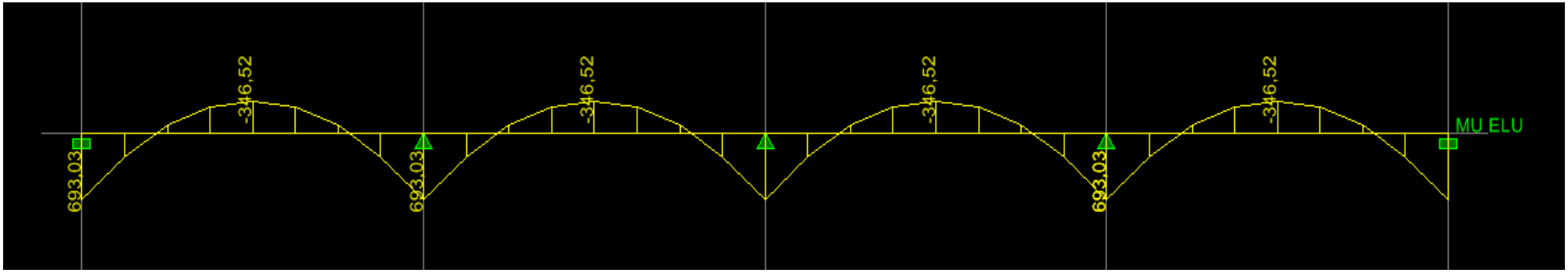


Fig.VII.1 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.*

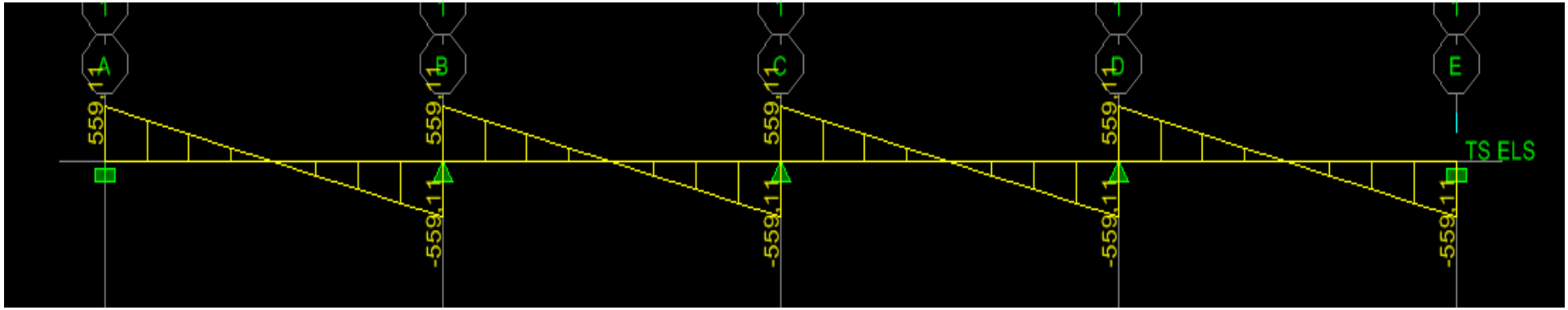


Fig.VII.2 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*

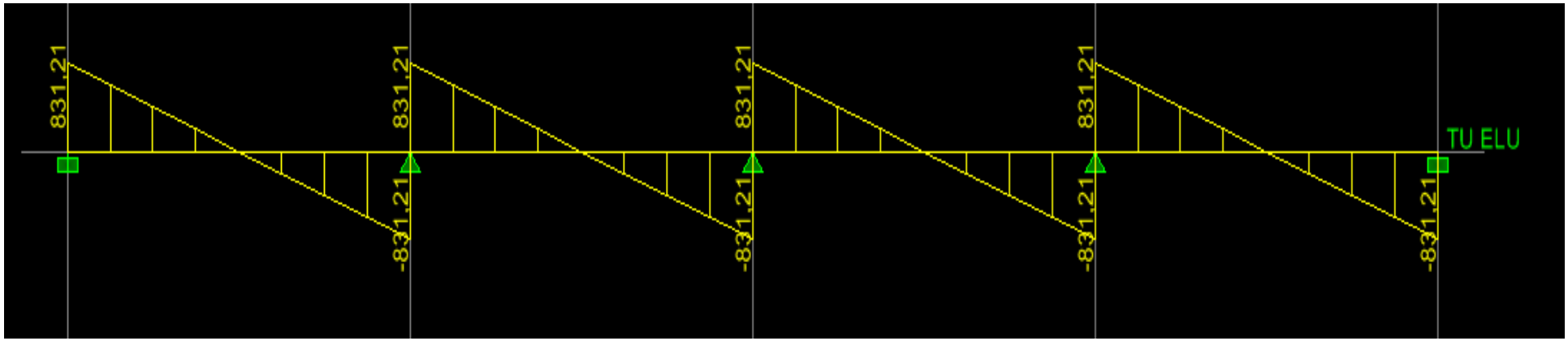


Fig.VII.3 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*

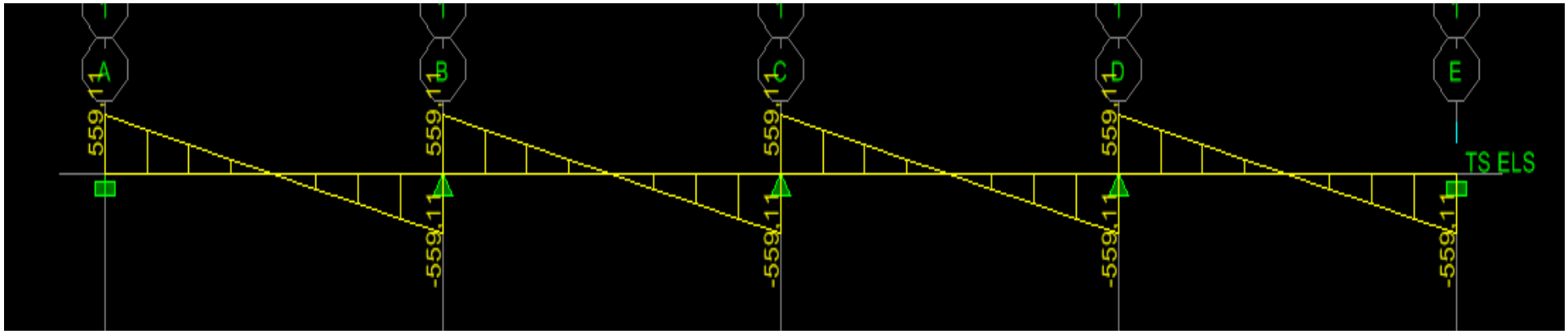


Fig.VII.4 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.*

- ***Sens transversale « Y-Y » :***

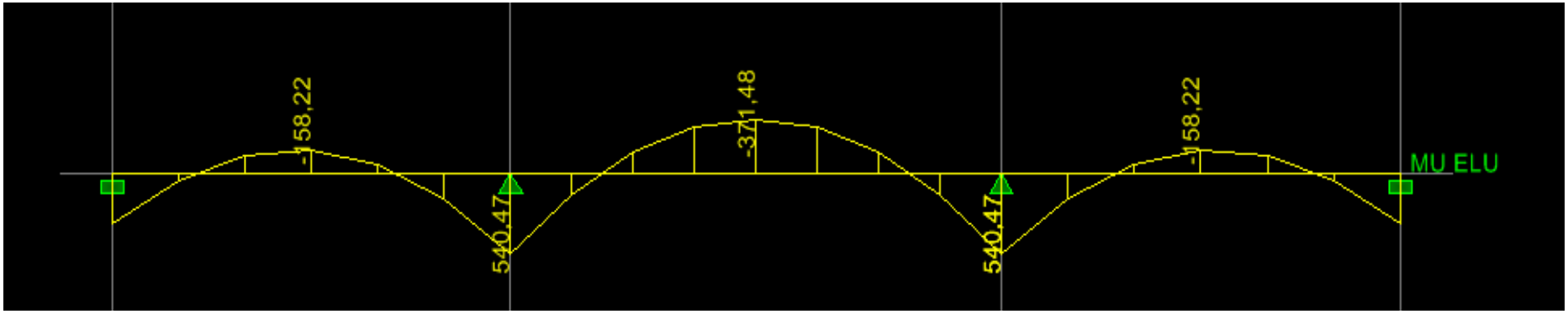


Fig.VII.5 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.*

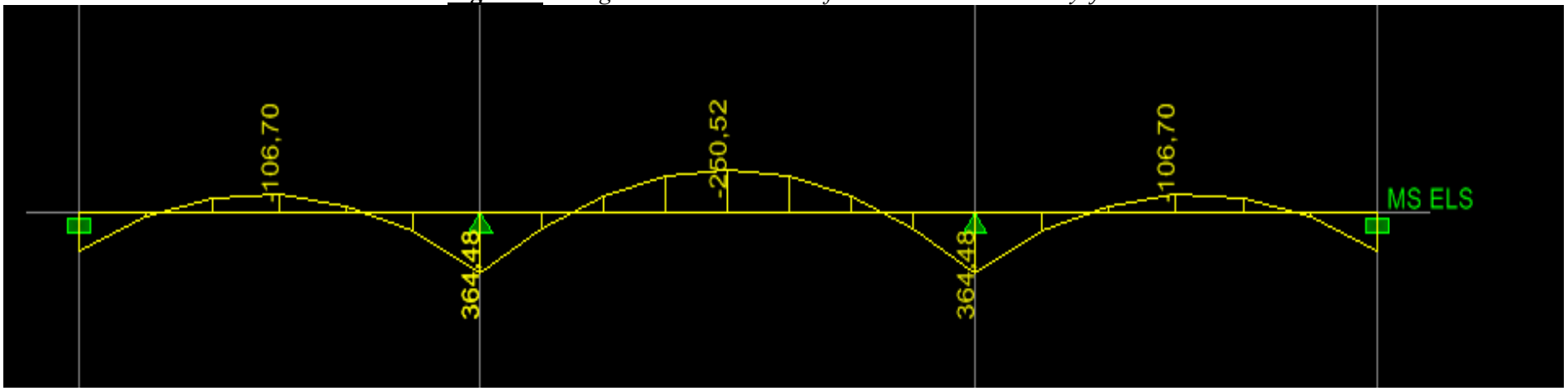


Fig.VII.6 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.*

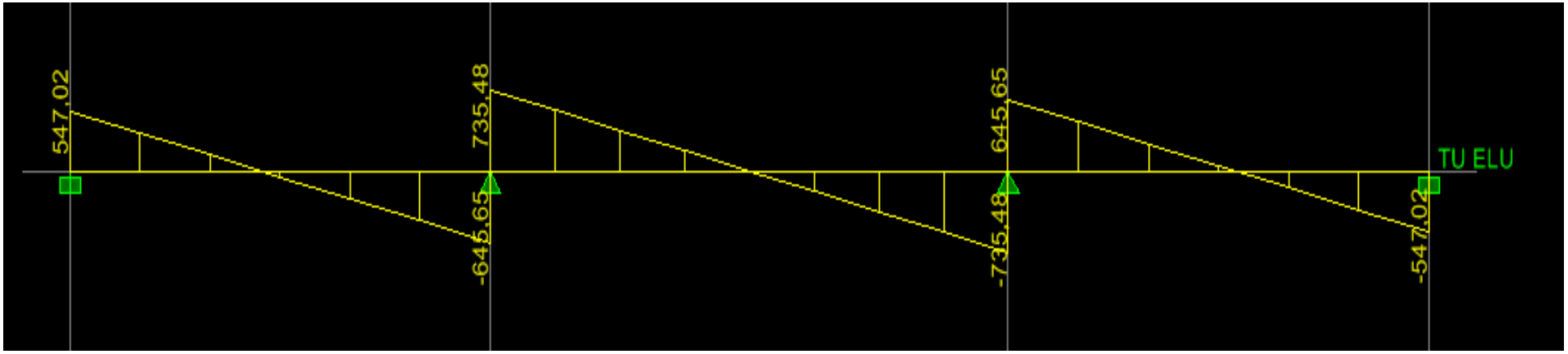


Fig.VII.7 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*

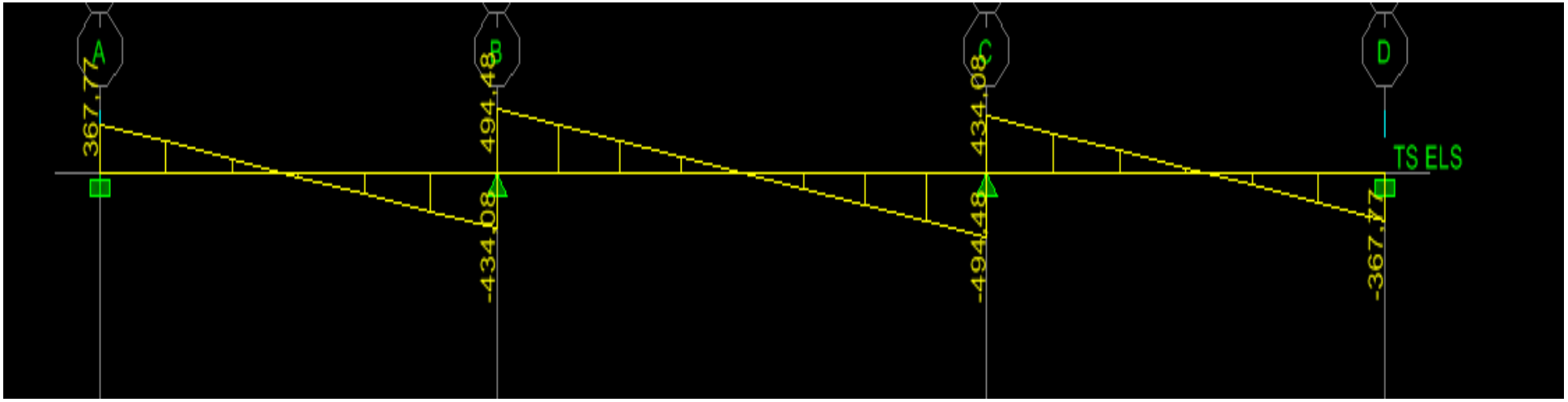


Fig.VII.8 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.*

- **Sens longitudinal :**

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 346{,}52\ KN.m$	$M_{tu} = 186{,}37\ KN.m$
	$M_{au} = 693{,}03\ KN.m$	$M_{au} = 372{,}7\ KN.m$
Effort tranchant	$T_{max} = 831{,}21\ KN$	$T_{max} = 559{,}11\ KN$

Tab.VII.10 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

- **Sens transversal :**

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 371{,}48\ KN.m$	$M_{tu} = 250{,}52\ KN.m$
	$M_{au} = 540{,}47\ KN.m$	$M_{au} = 364{,}48\ KN.m$
Effort tranchant	$T_{max} = 735{,}48\ KN$	$T_{max} = 494{,}48\ KN$

Tab.VII.11 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

VII.8 : Ferraillage de la nervure :

- **Armatures longitudinales :** $\boldsymbol{b = 45cm}$; $\boldsymbol{d = 85\ cm}$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u	μ	Obs	β	A	Choix d'armature	A_{adop}
X-X	**Travée**	346,52	0,075	SSA	0,962	12,18	**4HA16+2ChapHA20**	**14.32**
	Appui	693,03	0,150	SSA	0,918	25,52	**4HA16+4ChapHA25**	**27.68**
Y-Y	**Travée**	371,48	0,080	SSA	0,958	13,11	**4HA16+2ChapHA20**	**14.32**
	Appui	540,47	0,117	SSA	0,938	19,48	**4HA16+4ChapHA20**	**20.61**

Tab.VII.12 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales :**

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$ Soit : $\phi = 8mm$	
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = min\left\{\frac{90}{4}; 12 \times 1.6\right\}$ $S_t \leq min\{22{,}25cm; 19.2\ cm\}$ $S_t = 10cm$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\ cm$ $S_t = 15cm$
Armatures transversales minimales ***(Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)***		$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 45$ $A_{min} = 1.5cm^2$

Tab.VII.13 : Armature transversal.

- **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$Ap = 3cm^2/ml \times 0{,}90 = 3cm^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08cm^2 (deux nappes).**

VII.9 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$\mathbf{A_{min}}$	$\mathbf{A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}}$ $A_{min} = 0.23 \times 450 \times 850 \times \frac{2{,}10}{400}$ $\mathbf{A_{min} = 4{,}62\ cm^2}$
$\mathbf{A_{adop}}$	$A_{adop} = 14.32cm^2 > A_{min} = 4{,}62cm^2$(C.V)

Tab.VII.14 : vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\mathbf{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.50MPa}$	
Sens longitudinale : $\mathbf{T_u^{max} = 831{,}21\ KN}$	$\mathbf{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}}$ $\tau_u = \frac{831{,}21 \times 10^3}{450 \times 850} = 2{,}17$ MPa
$\mathbf{\tau_u = 2{,}17\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.50MPa}$ **Condition vérifiée**	
Sens transversale : $\mathbf{T_u^{max} = 735{,}48\ KN}$	$\mathbf{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}}$ $\tau_u = \frac{735{,}48 \times 10^3}{450 \times 850} = 1{,}92$ MPa
$\mathbf{\tau_u = 1{,}92\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.50MPa}$ **Condition vérifiée**	

Tab.VII.15: Vérification de la contrainte de cisaillement.

VII.10 Vérification à l'ELS :

- ✓ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

- ✓ **Dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	Obsr
X-X	**Appui**	27.68	372,7	0,673	0,88	26,67	180	348	6.75	15	**CV**
	Travée	14.32	186,37	0,411	0,9015	35,8	169.84	348	4,74	15	**CV**
Y-Y	**Appui**	20.61	364,48	0,673	0,88	26,67	236.42	348	8,89	15	**CV**
	Travée	14.32	250,52	0,411	0,9015	35,8	228.3	348	6.38	15	**CV**

Tabl.VII.16 : Vérification à l'ELS.

CHAPITRE IIIV

Mur plaque

VIII. Introduction :

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

VIII.1 Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après **RPA99version2003 l'article 10.1.2,** l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30 cm**. Et sa hauteur est de **4,10 m**

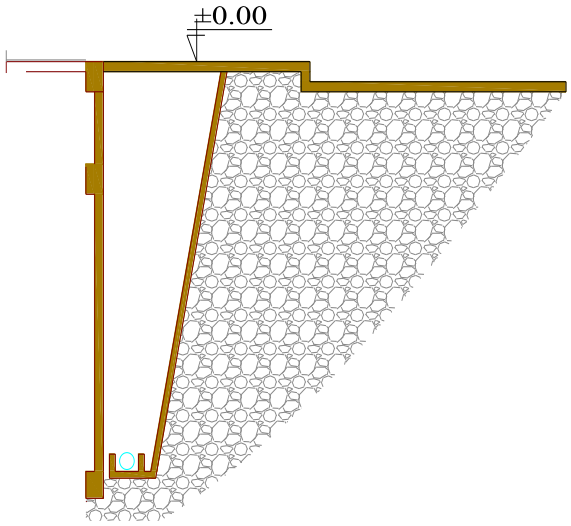


Fig.VII.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

VIII.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0.\sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terres au repos.

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ: Angle de frottement interne.

VIII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol : γ = 17kN/m^3.
- Angle de frottement interne : φ = 35°.
- Cohésion : C = 0.
- Surcharge éventuelle : q = 10kN/m^2
- La contrainte admissible du sol : σ_{sol} = 2 bars

A. Calcul des sollicitations

$K_0 = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0.27$

$$\boldsymbol{\sigma_V = q + \gamma_h} \ ; \ 0 < h < 4{,}10$$

ELU

σh= Ko x σv = K_0 (1.35 x γ x h + 1,5 x q)

0 ≤ h ≤ 1.53 m

σh_1= 0.27 (1, 35 x 17 x h_1 + 1, 5 x 10) = 6.20 h + 4,05

h=0 **σh_1 = 4.05 kN/m²**

h=4,10 m **σh_1 = 29,47 kN/m²**

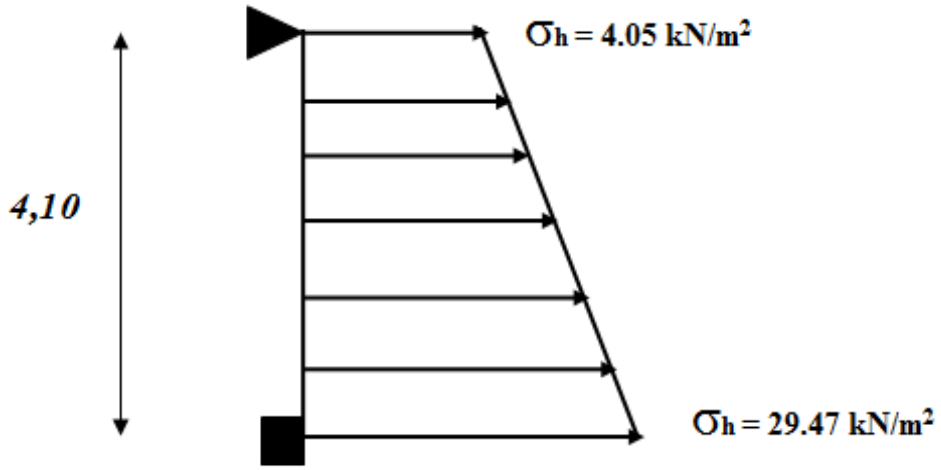


Fig.VII.2 : Diagramme des contraintes a l'ELU.

ELS

σh= Ko x σv = K_0 (γ x h + q)

0 ≤ h ≤ 1.53 m

σh_1= 0.27 (17 x h_1 + 10) = 4.59h +2.7

h=0 **σh_1 = 2.7 KN/m²**

h=4,1 m **σh_1 = 21,11 KN/m²**

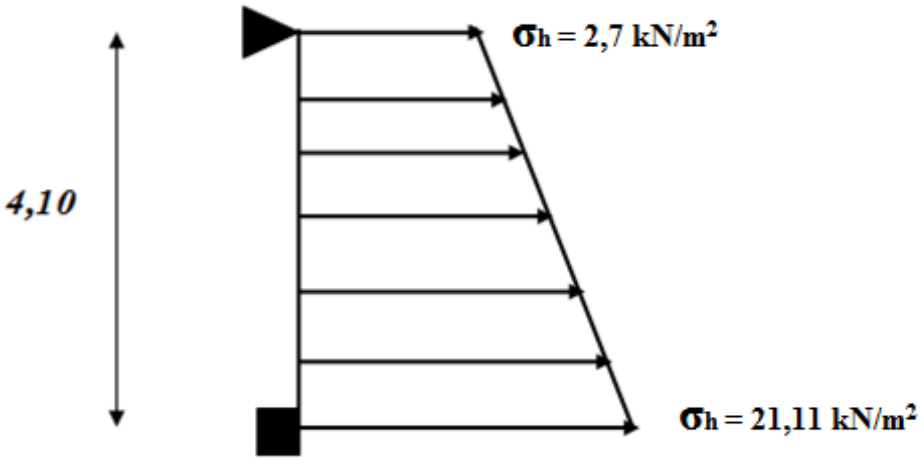


Fig.VII.3 : Diagramme des contraintes a l'ELS.

B. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de **1 m** est :

ELU

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 29{,}47 + 4.05}{4} \times 1m = \mathbf{23,12\ \ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 21{,}11 + 2.7}{4} \times 1m = \mathbf{16{,}5\ KN/ml}$$

VIII.4 Ferraillage du mur plaque :

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1 métre (b=1m = 100cm)
La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

Sens X-X

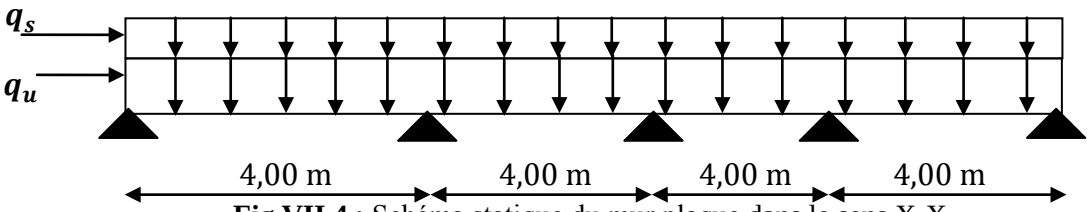


Fig.VII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Sens Y-Y

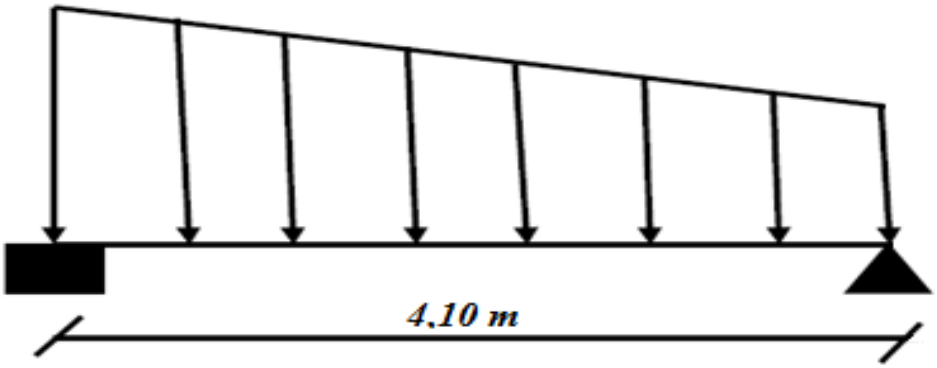


Fig.VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

B. Diagrammes des efforts

ELU

Sens X-X

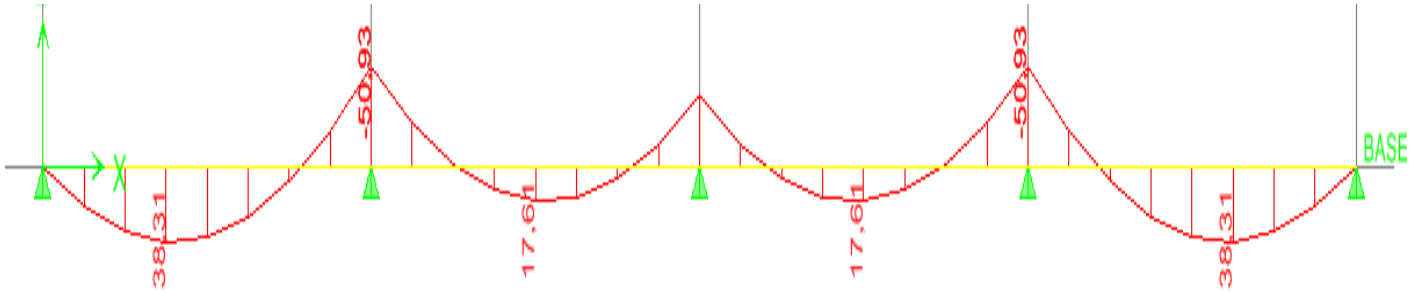


Fig.VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y

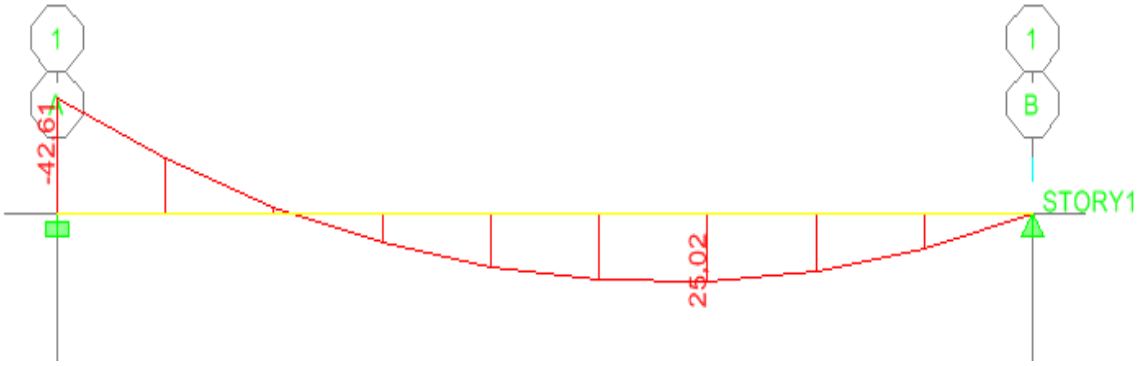


Fig.VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

ELS
Sens X-X

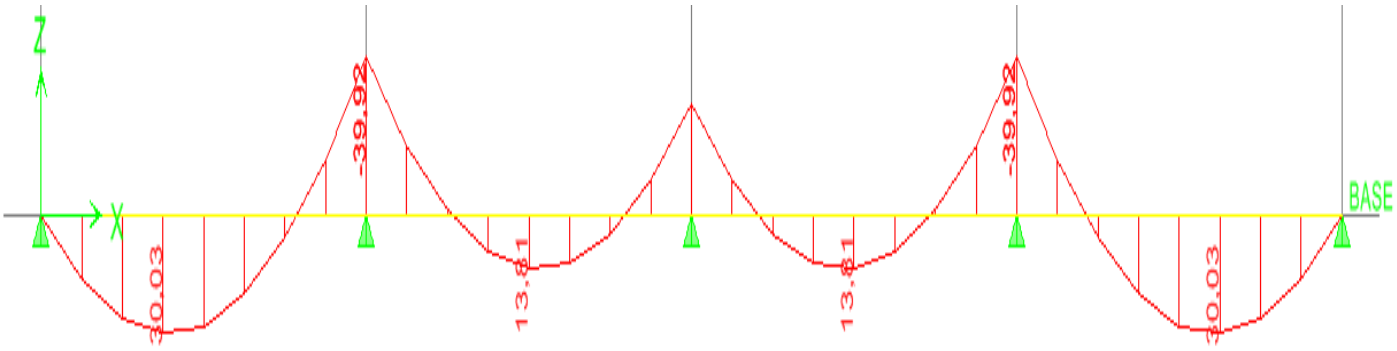


Fig.VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

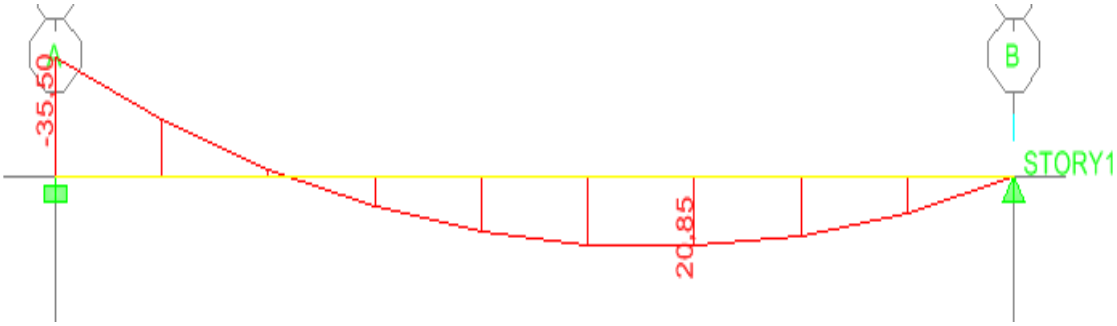
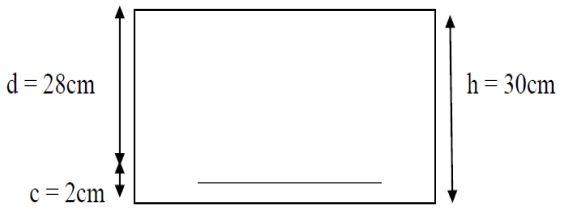


Fig.VII.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

VIII.5 Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur b =1 m et d'épaisseur $e_p = 30cm$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :
  (b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 30cm)
  $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3\ cm^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m2 de HA8.

Le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

On ‘a $\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; $A = \frac{M_U}{\beta \times b \times \sigma_s}$

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	50,93	0,090	SSA	0,953	3	5,12	6HA12= 6,78	20
	Travée	38,31	0,067	SSA	0,9655	3	3,80	6HA12= 6,78	20
Y-Y	Appuis	42,61	0,075	SSA	0,961	3	4,25	6HA12= 6,78	20
	Travée	25,02	0,044	SSA	0,978	3	2,45	6HA12= 6,78	20

Tab VII.1 : Ferraillage du mur.

VIII.5.1 vérifications à l’ELU :

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38cm^2$$

sens	zone	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	3.38	6,78	condition vérifier
	Travée	3.38	6,78	condition vérifier
Y-Y	Appuis	3.38	6,78	condition vérifier
	Travée	3.38	6,78	condition vérifier

Tab VII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

B. Espacement des barres

L’espacement des barres d’une même nappe d’armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : St < min (3h ; 33cm)

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm\ < 33cm \Longrightarrow \textbf{condition vérifier}.$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm\ < 33cm \Longrightarrow \textbf{condition vérifier}.$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_S = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Pour les HA12 : $L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42{,}33\ cm \Longrightarrow \mathbf{L_s = 50\ cm}$.

Pour les HA12 : $L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\ cm \Longrightarrow \mathbf{L_s = 50\ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à**« 0.4 »** pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour ∅12 $\Longrightarrow \mathbf{L_a = 18\ cm}$.

Pour ∅12 $\Longrightarrow \mathbf{L_a = 18cm}$.

VIII.5.2 Vérifications à l'ELS :

A. Etat limite d'ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)}$

Avec :

***fe* :** désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

***ftj*:** la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1**pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6**mm pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = \min(266.667\,; 201.63) \Longrightarrow \boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 201.63\ \text{MPa}}.$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Longrightarrow \boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}}$.

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_s} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma_b}$	Observation
Sens x-x	Appuis	6,78	39,92	0,238	0,9245	51,08	67,04	201,63	***Condition vérifiée***	1,31	15	***Condition vérifiée***
	Travée	6,78	30,03	0,238	0,9245	51,08	50,43	201,63	***Condition vérifiée***	0,99	15	***Condition vérifiée***
Sens y-y	Appuis	6,78	35,5	0,238	0,9245	51,08	59,62	201,63	***Condition vérifiée***	1,17	15	***Condition vérifiée***
	Travée	6,78	20,85	0,238	0,9245	51,08	35,01	201,63	***Condition vérifiée***	0,69	15	***Condition vérifiée***

Tab VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

B. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \right\rangle$$

Avec :
h = 30 cm : hauteur totale,
L : portée entre nus d'appuis,
Mt : moment maximum en travée,
M0 : valeur maximum du moment isostatique,
A : section des armatures,
b : longueur da la section,
d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$q_s = 16{,}50 \ \text{KN/ml}$

$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 16{,}5 \times \frac{4{,}00^2}{8} = 33 \ \text{KN.m}$

$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 33 = 24{,}75 \ \text{KN.m}$

$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$…… **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6{,}78}{100 \times 28} = 0{,}00242 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$…… **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{24{,}75}{15 \times 33} = 0{,}05$……..…..... **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y

$q_s = 16{,}5 KN/ml$

$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 16{,}5 \times \frac{4.1^2}{8} = 34{,}67\ KN.m$

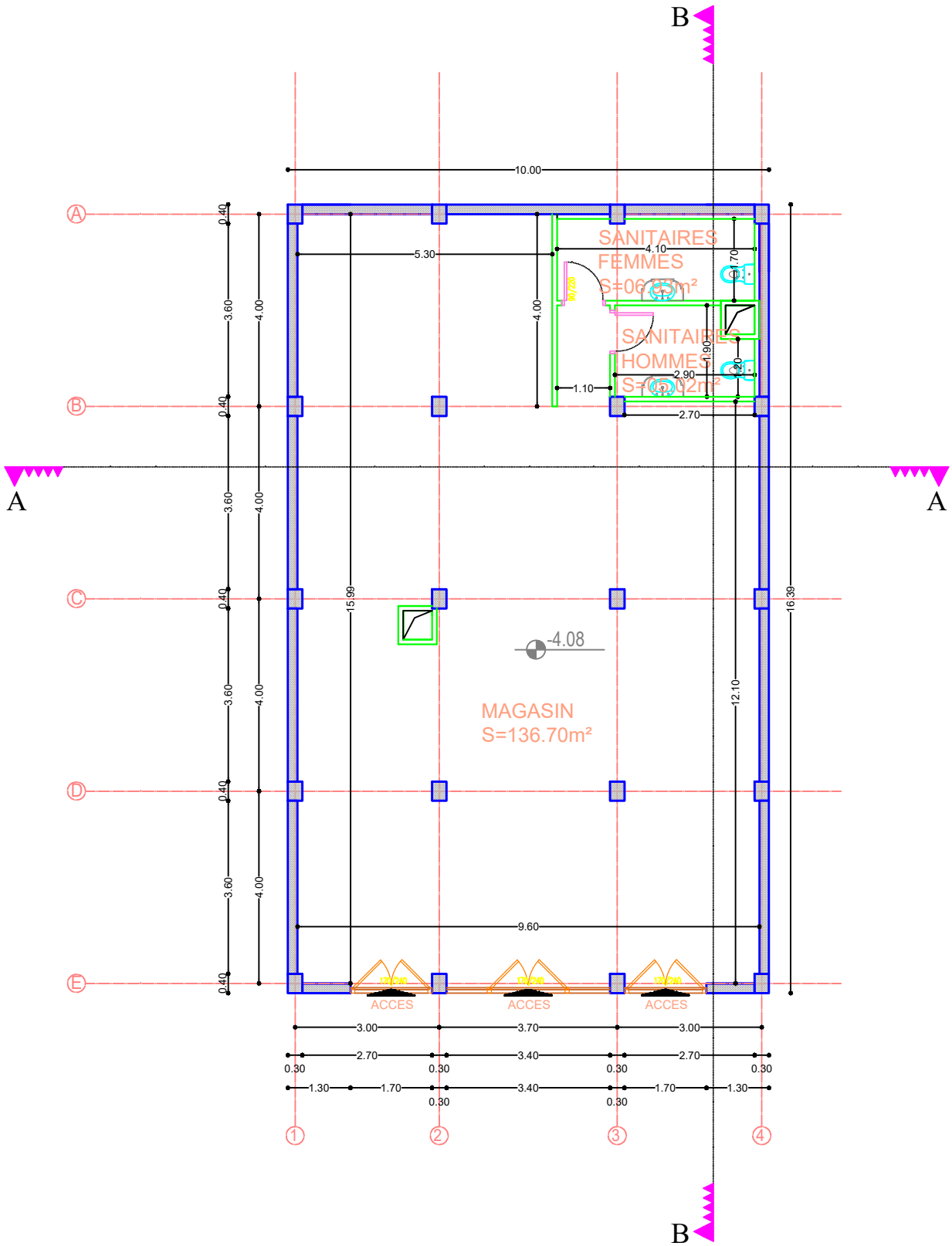
$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 34{,}6 = 26{,}00\ KN.m$

$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$……**Condition vérifiée.**

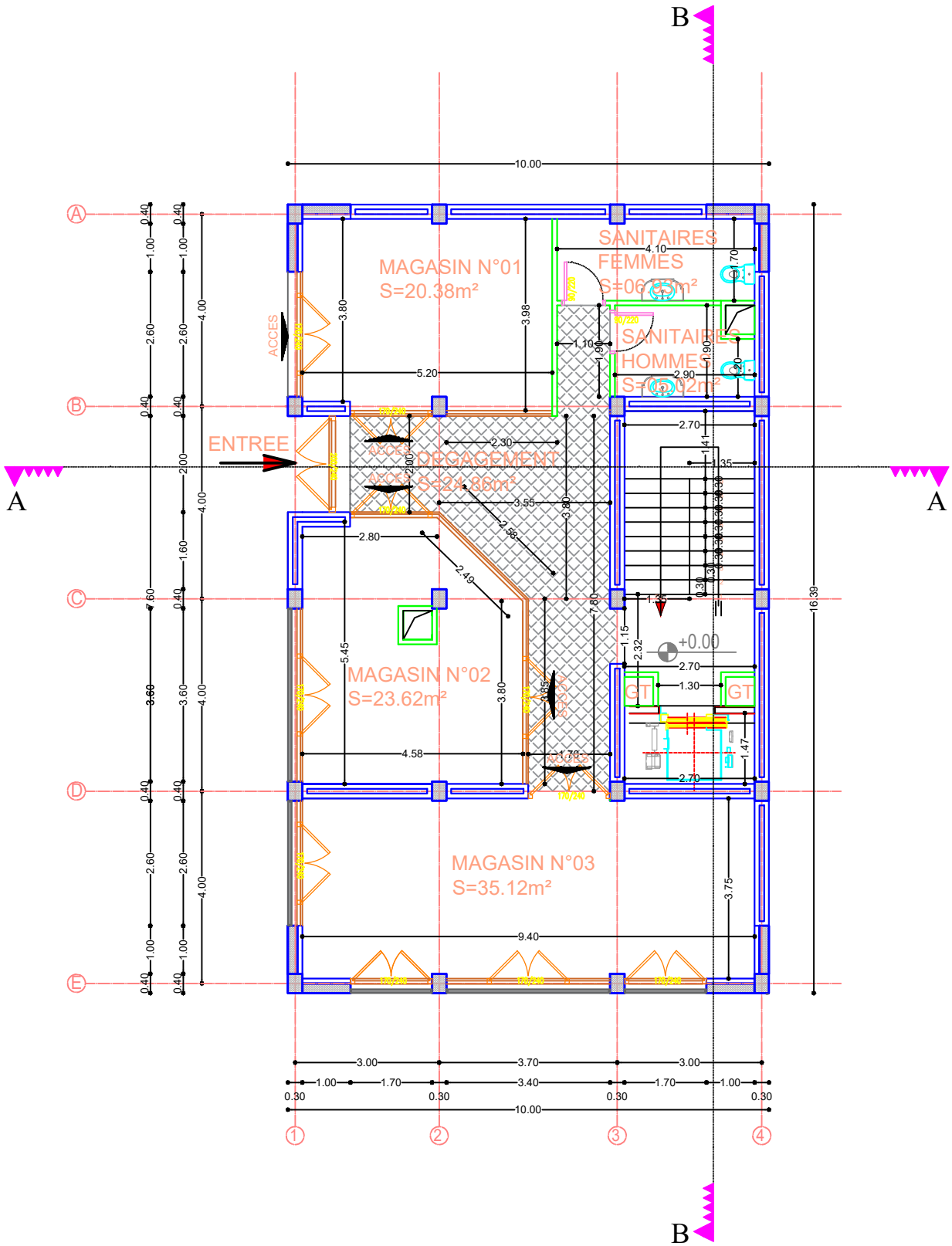
$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6{,}78}{100 \times 28} = 0{,}00242 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$…… **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{26{,}00}{15 \times 34{,}67} = 0{,}05$…….....**Condition vérifiée.**

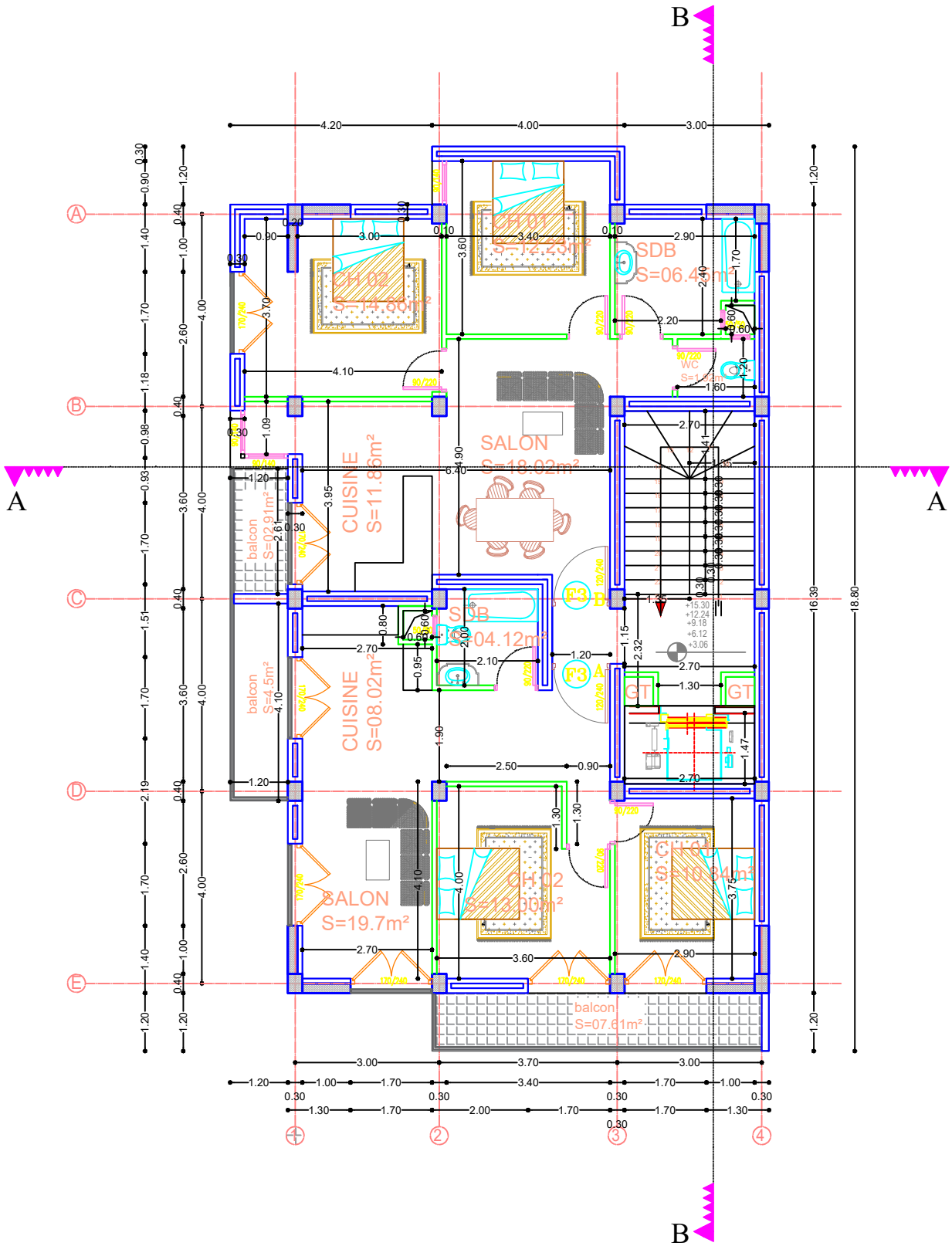
Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



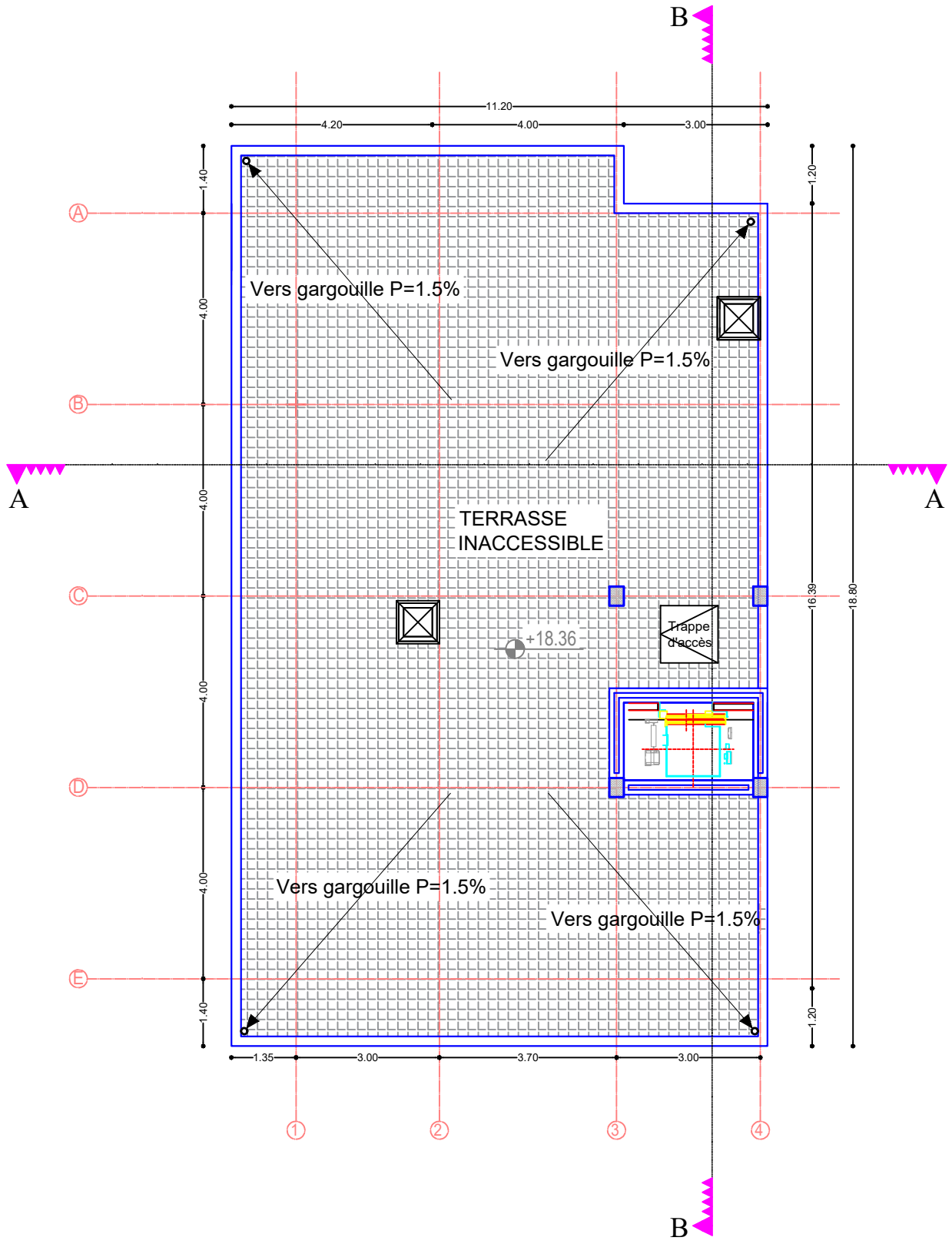
PLAN DE L'ENTRESOL, NIV -4.08, Ech:1/100



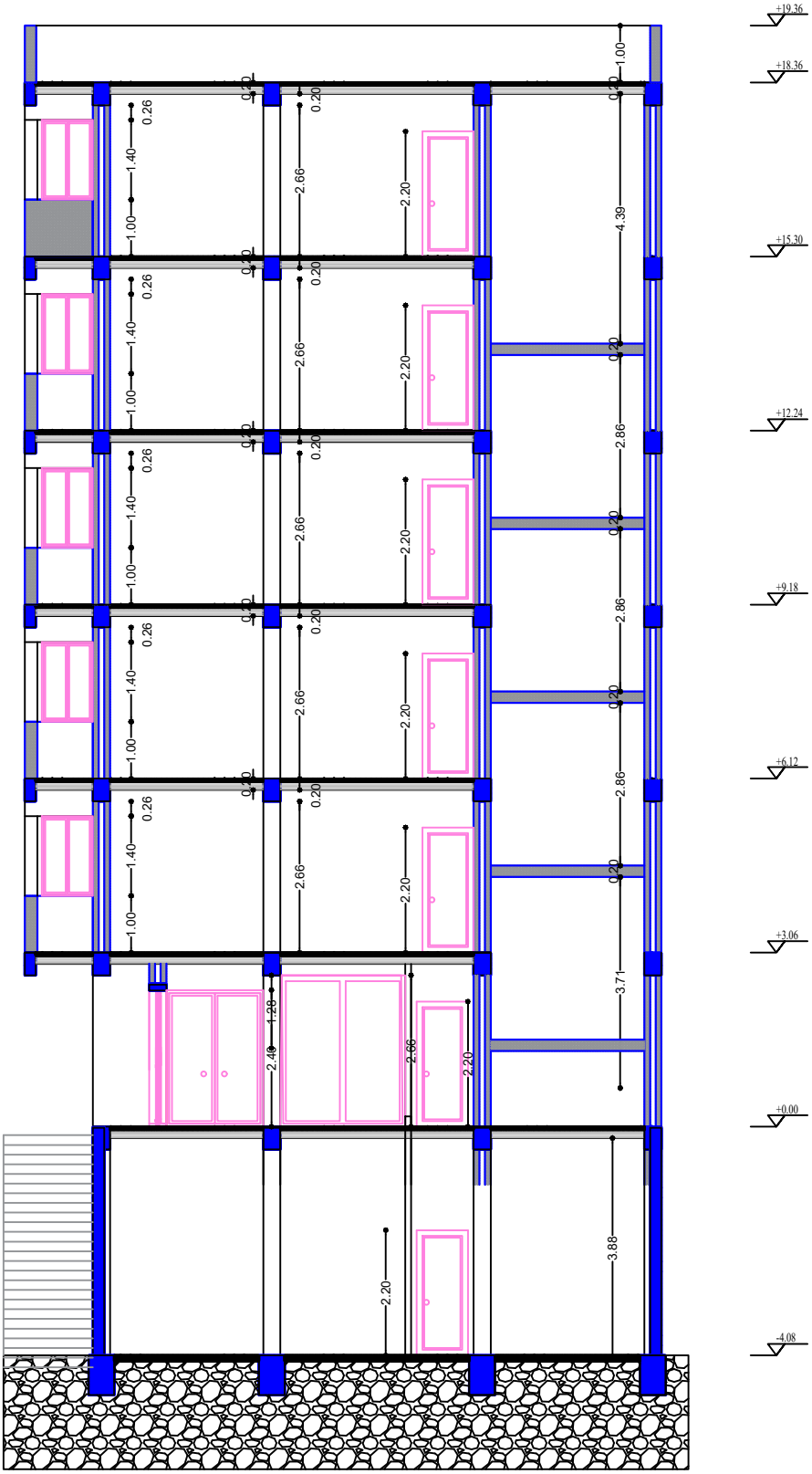
PLAN DU RDC, Ech:1/100



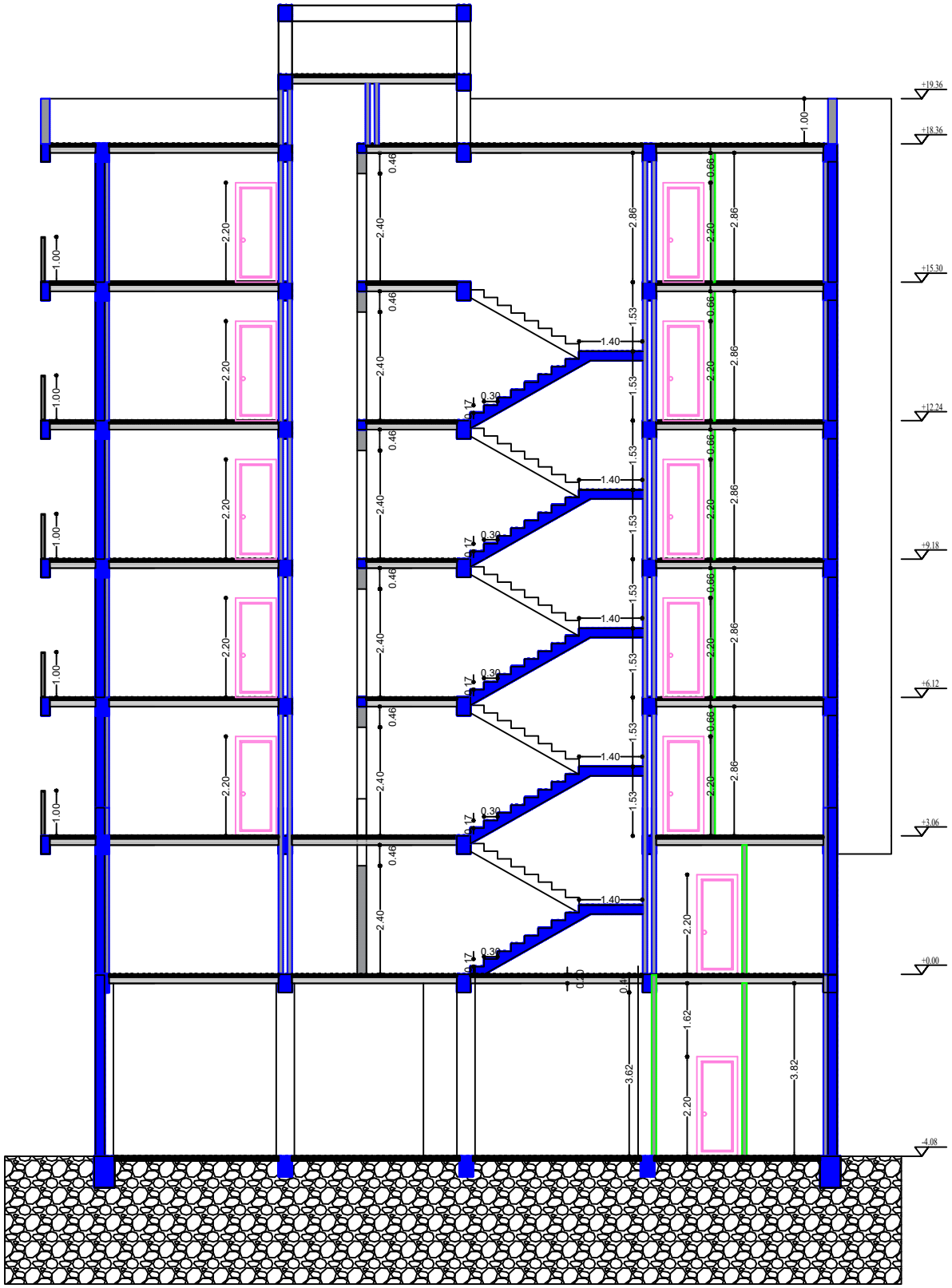
PLAN DU 1er ETAGE, Ech:1/100



PLAN DE TOITURE , Ech:1/100



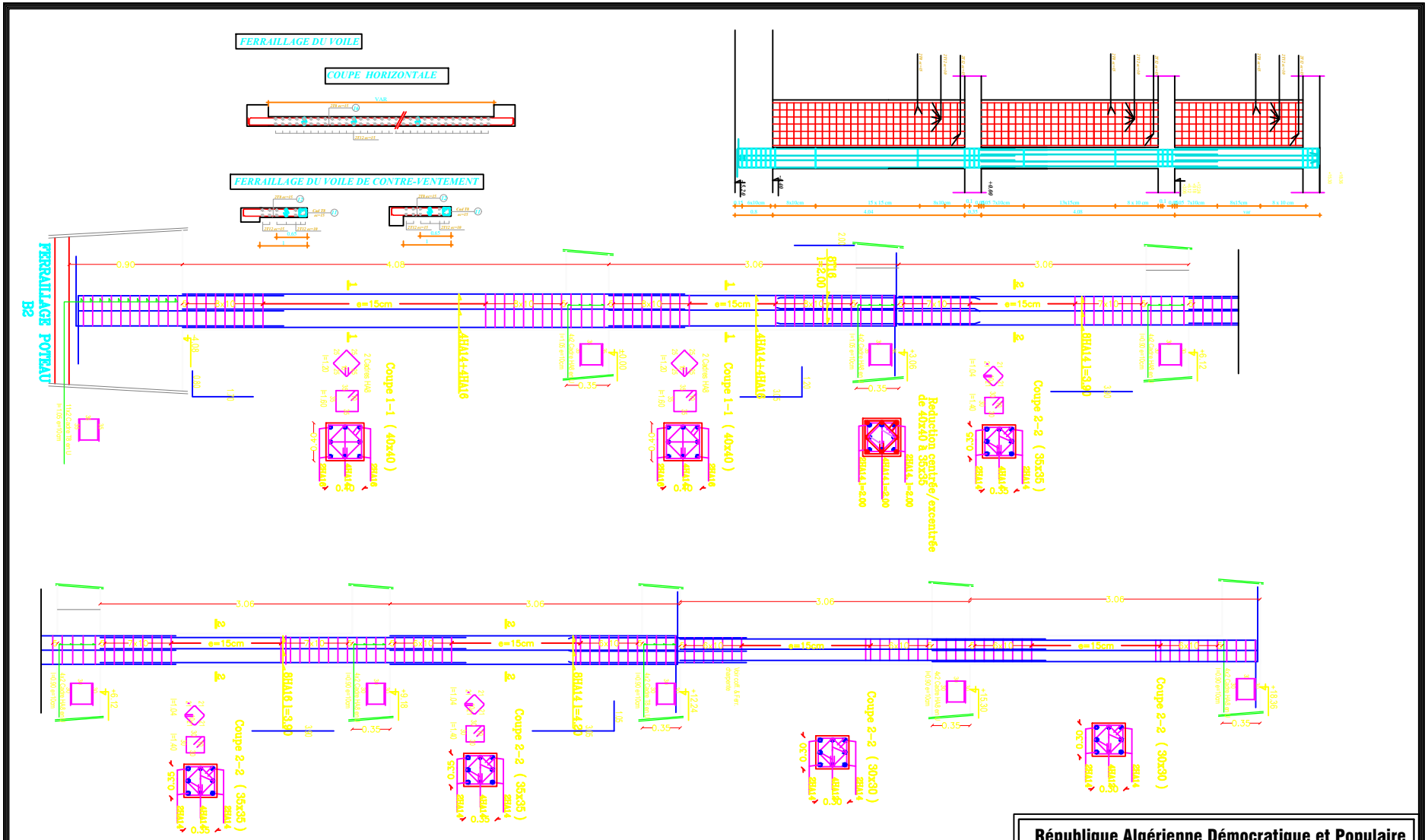
COUPE A A , Ech:1/100



COUPE B B , Ech:1/100

FACADE PRINCIPALE, Ech:1/100

VUE EN PERSPECTIVE



République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

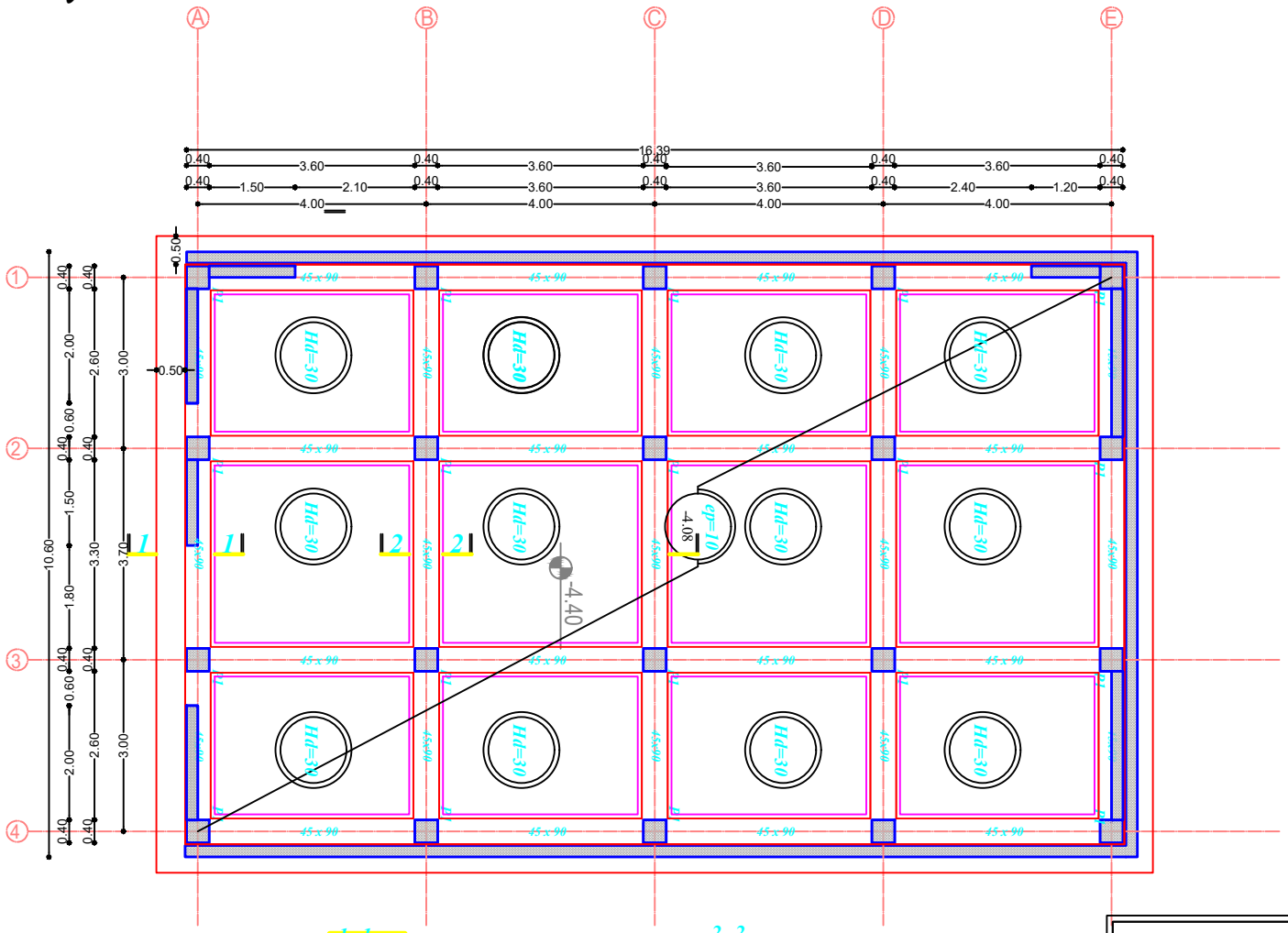
ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX ET VOILES	MARS 2021

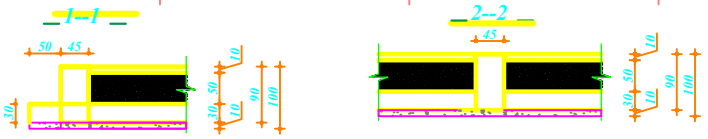
plans de fondations

NOTA : 1
Sections des poteaux
Pot : 40x40
Epaisseur des voiles ep = 20cm

NOTA : 2
Enrobage des aciers : 3 cm
Nuance des Aciers : FeE400
Béton: fc28 = 25MPa

Dosage du Ciment :
- pour Béton Armé : 350 kg/m3
- pour Gros Béton : 250 kg/m3



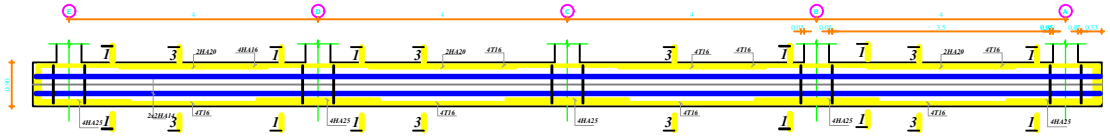


PLAN DE FONDATION, Ech:1/100

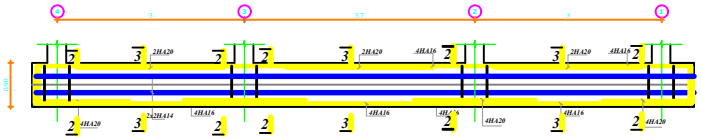
République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/100
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE FONDATION	MARS 2021

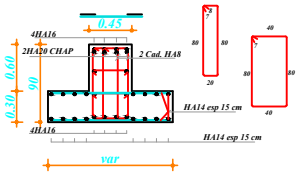
NERVURE AXE 1,2,3 & 4



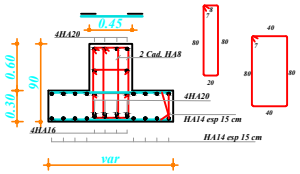
NERVURE AXE A,B,C,D&E



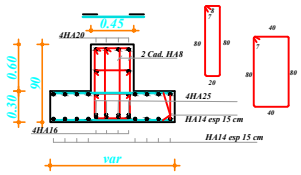
coupes 3-3



coupes 2-2



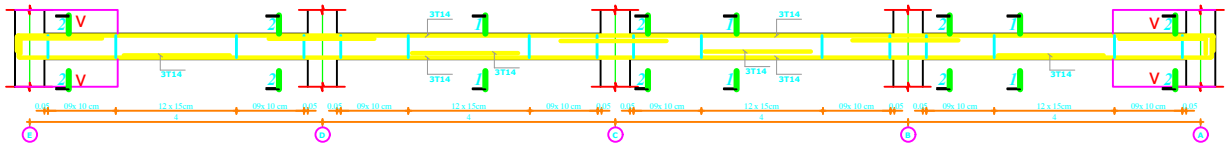
coupes 1-1



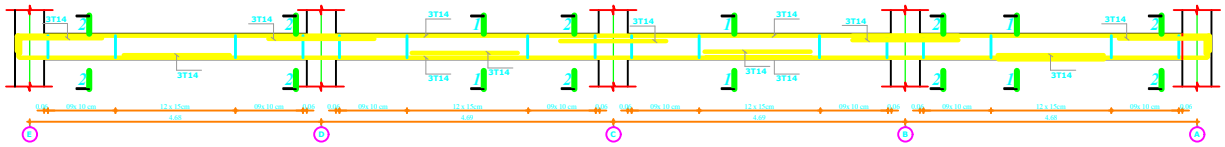
plans de ferraillage des fondations

République Algérienne Démocratique et Populaire UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	MARS 2021

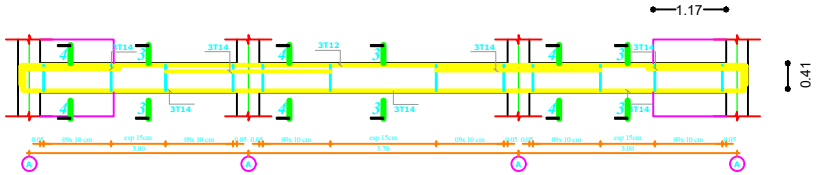
POUTRE AXE 1 et 4 TOUT NIV



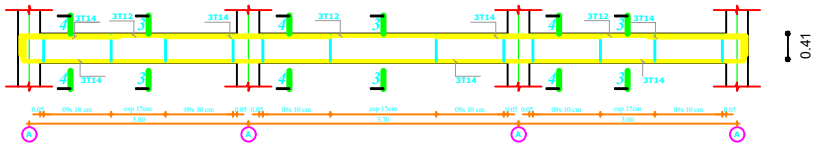
POUTRE AXE 2 et 3 TOUT NIV



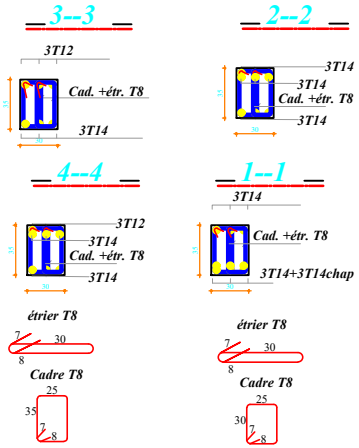
POUTRE AXE A et E TOUT NIV



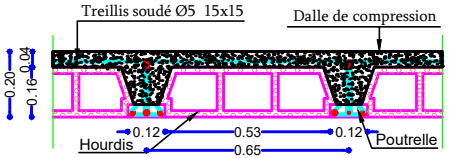
POUTRE AXE B , C et D TOUT NIV



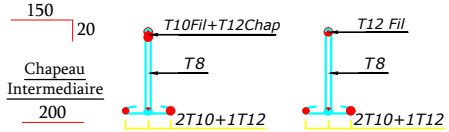
coupes des poutres



DETAIL PLANCHER (16+4)
ECHELLE:1/10

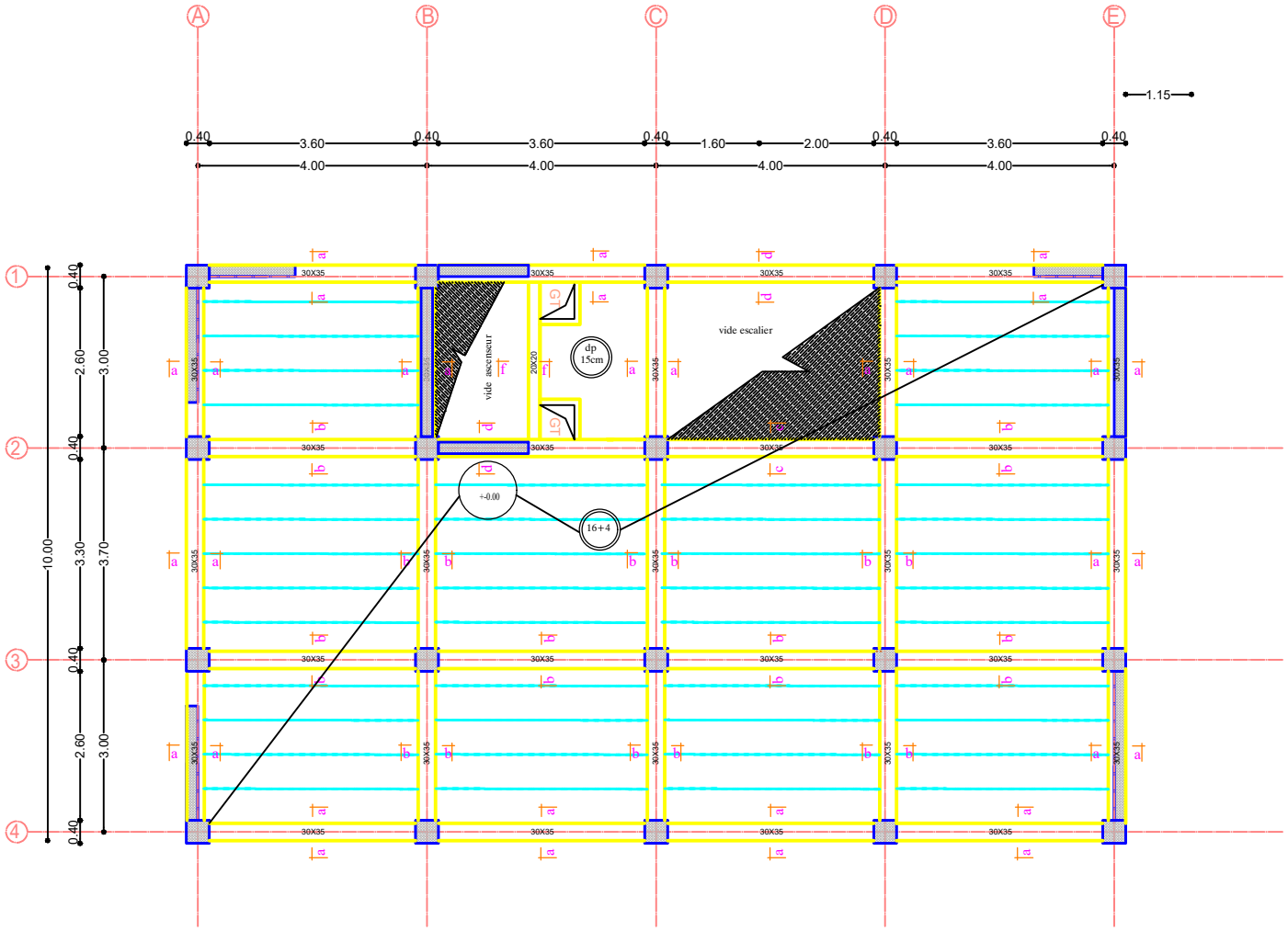


FERRAILLAGE POUTRELLES

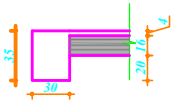


République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

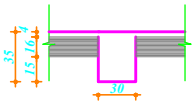
ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	MARS 2021



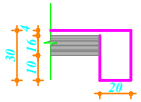
COUPE a-a



COUPE b-b



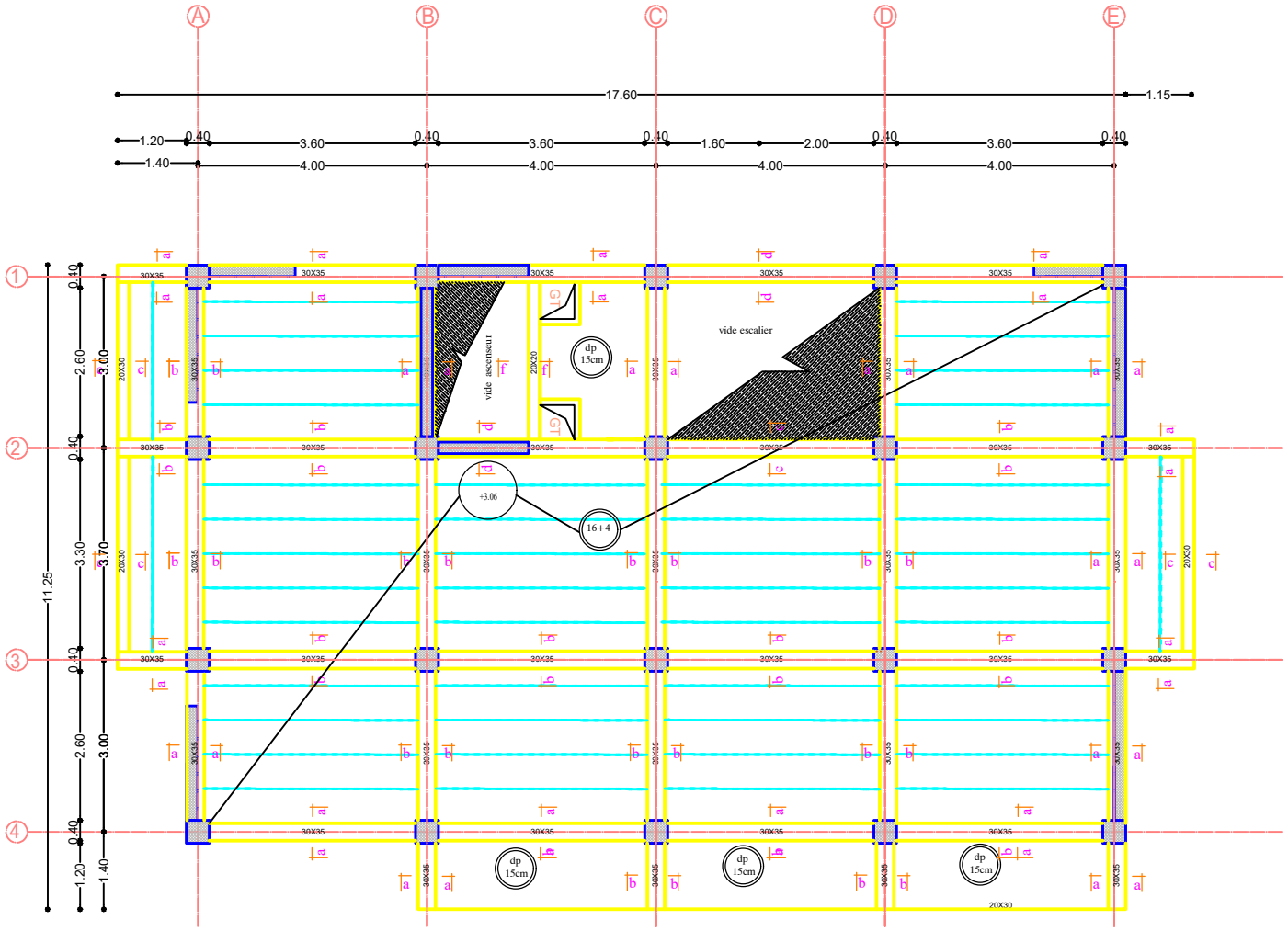
COUPE c-c



COUPE d-d

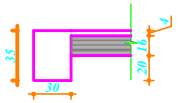
République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +- 0.00	MARS 2021

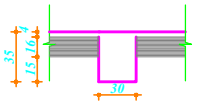


plans de coffrage planchers

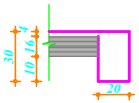
COUPE a-a



COUPE b-b



COUPE c-c

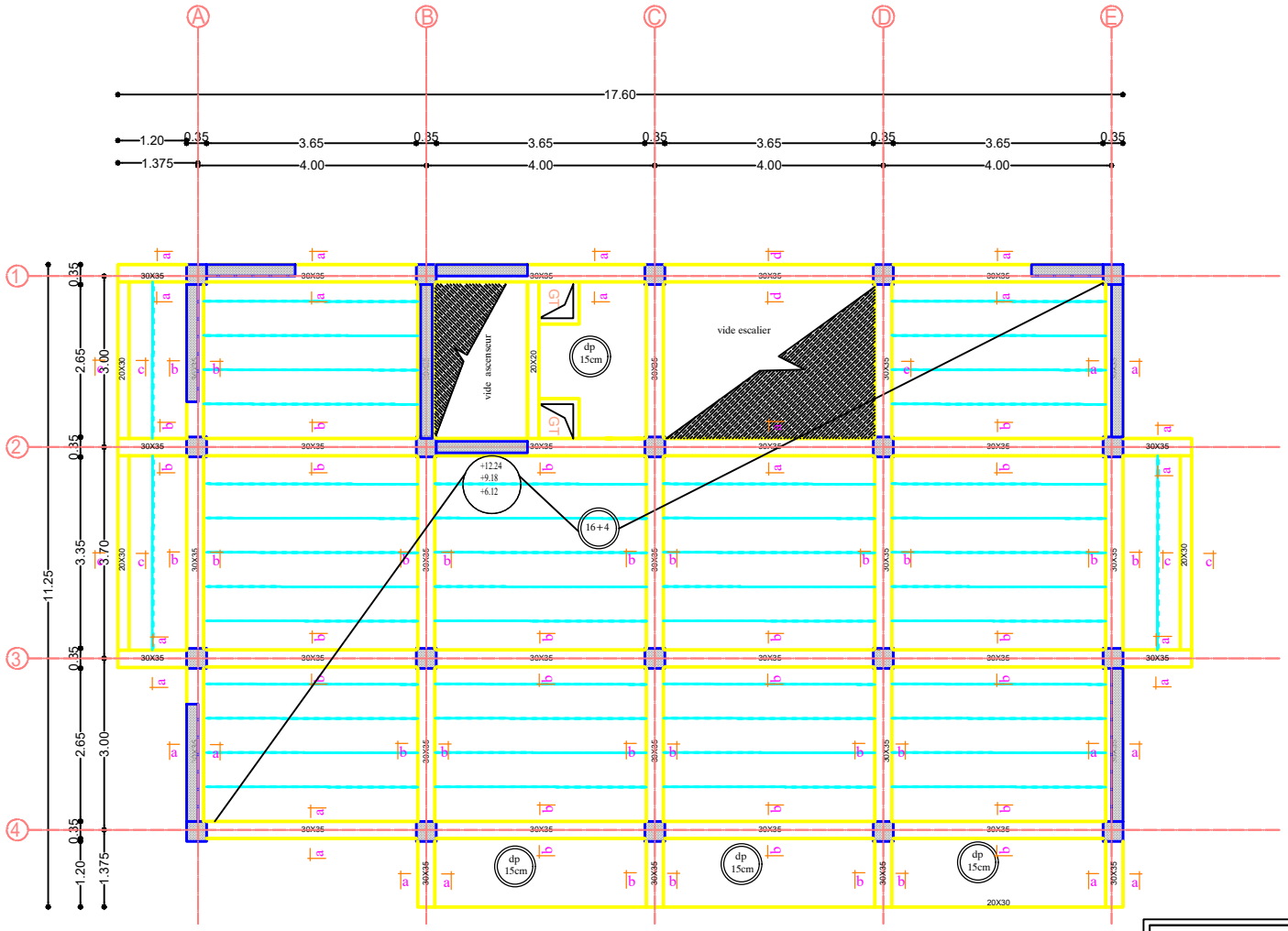


COUPE d-d

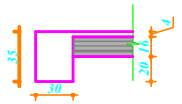
République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +3.06	MARS 2021

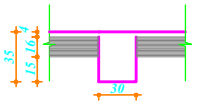
plans de coffrage planchers



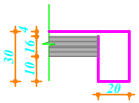
COUPE a-a



COUPE b-b



COUPE c-c

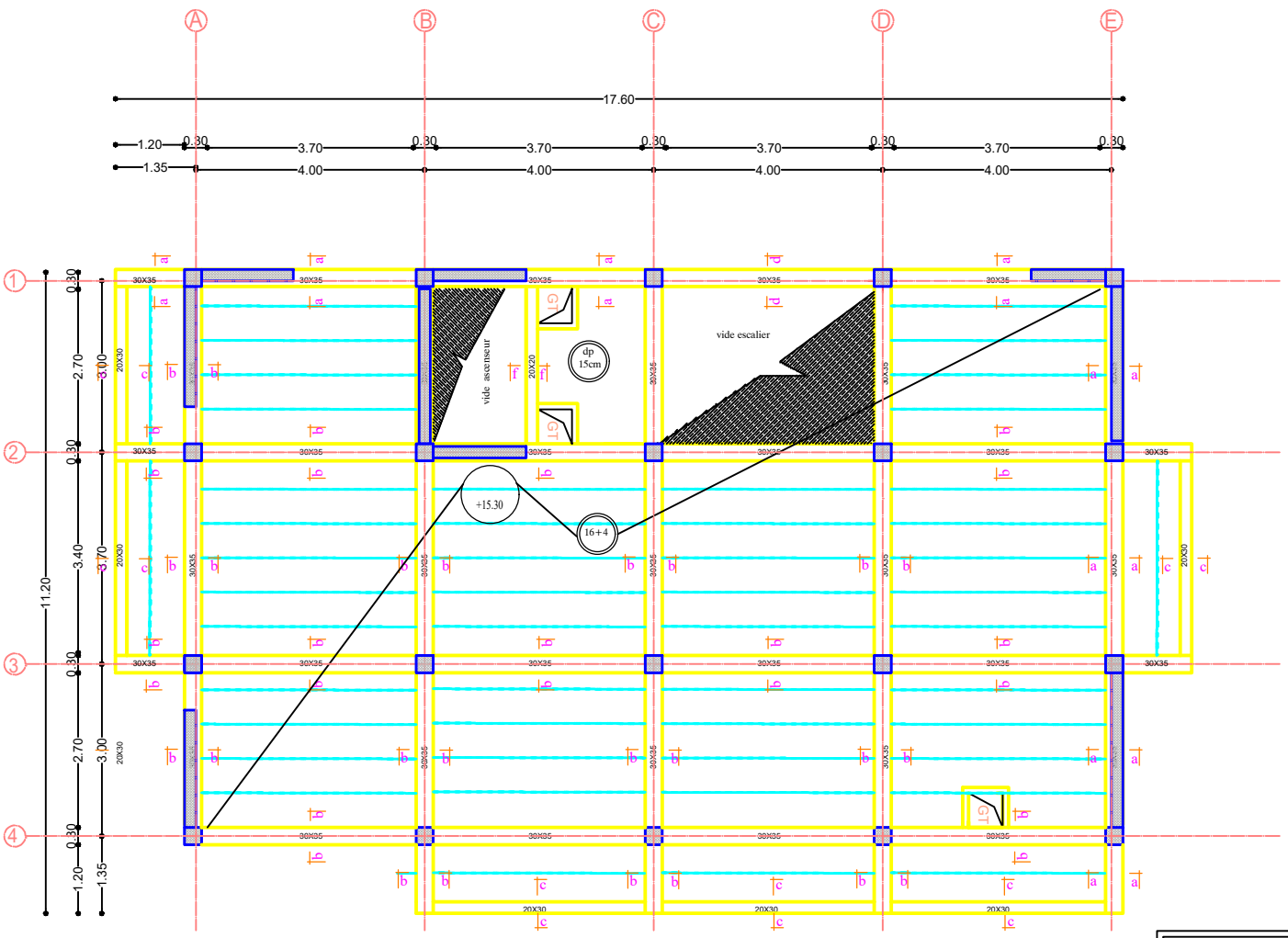


COUPE d-d

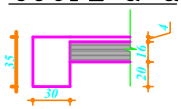
République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +6.12 , +9.18 & +12.24	MARS 2021

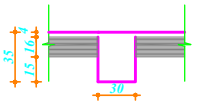
plans de coffrage planchers



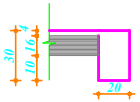
COUPE a-a



COUPE b-b



COUPE c-c

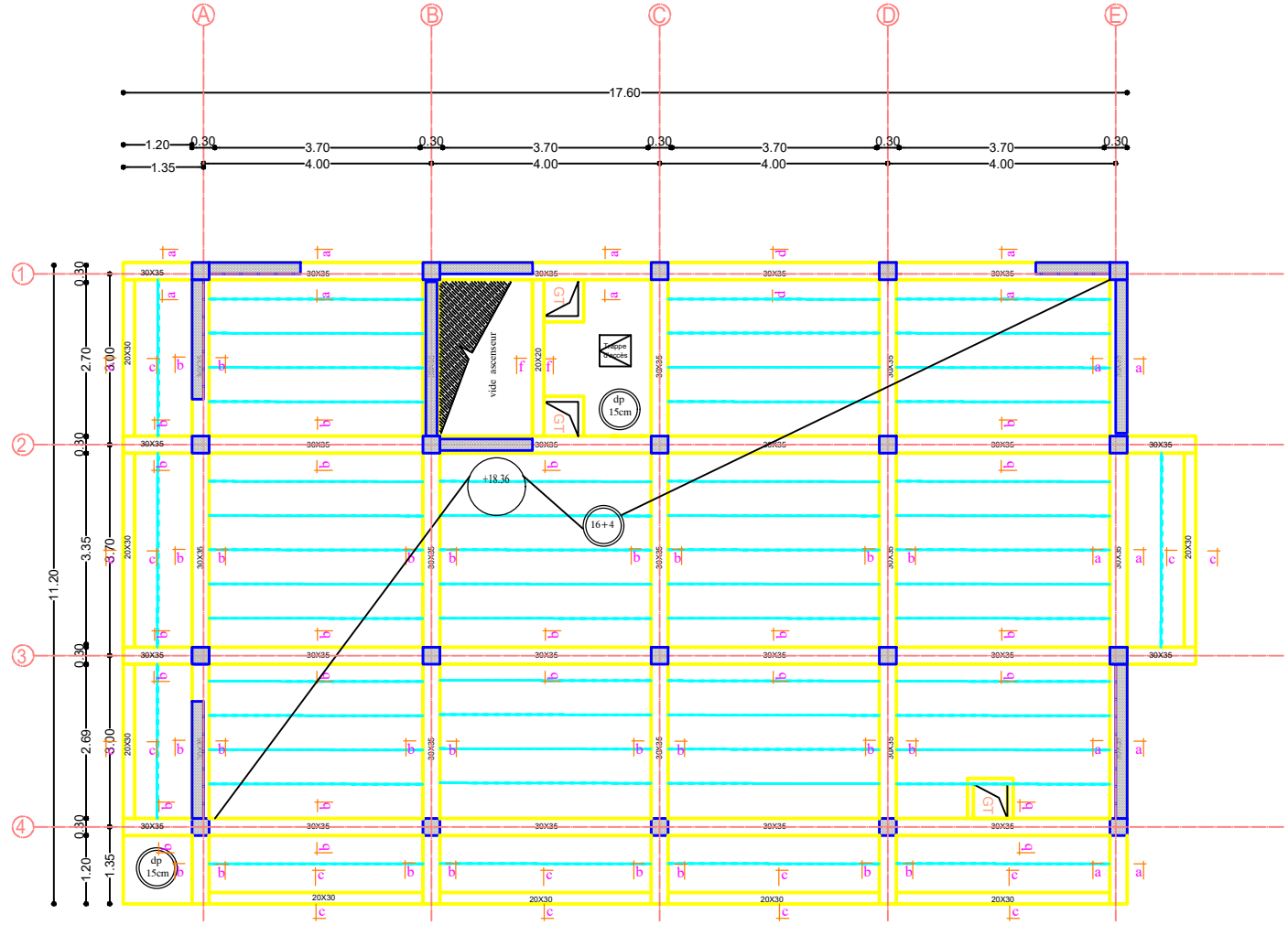


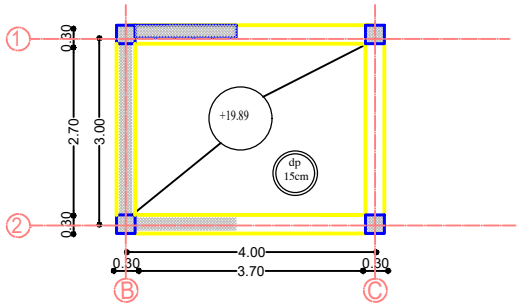
COUPE d-d

République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

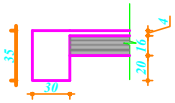
ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +15.30	MARS 2021

plans de coffrage planchers

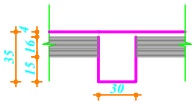




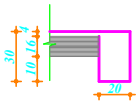
COUPE a-a



COUPE b-b



COUPE c-c

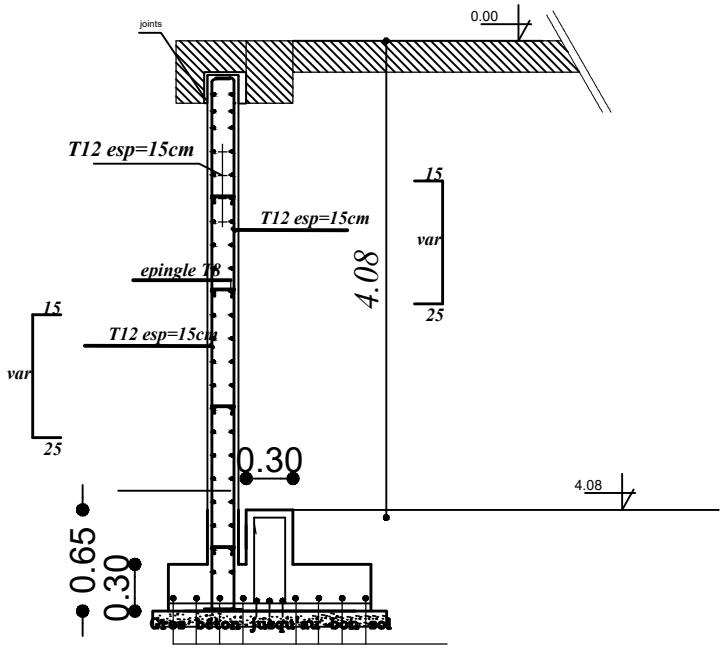


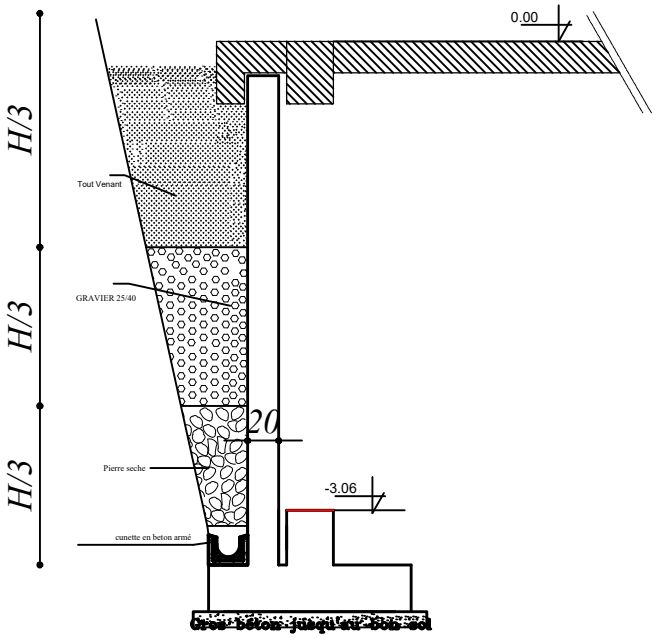
COUPE d-d

République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

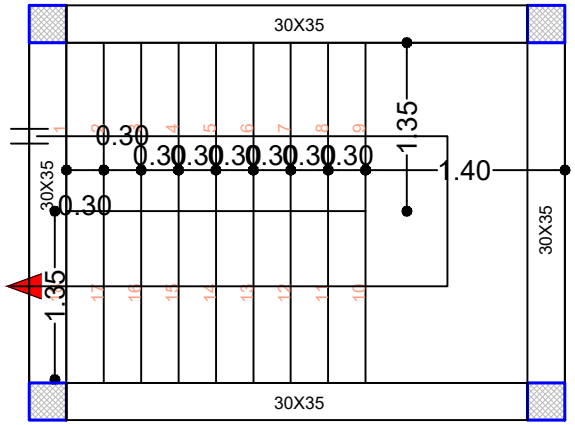
ETUDIE PAR : Mr BOUDIAF AMAR Mr AKSAS AREZKI	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR : Mme : HERMIM HASSIBA	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +18.36 & +19.89	MARS 2021

DETAIL DE DRAINAGE ECH:1/20

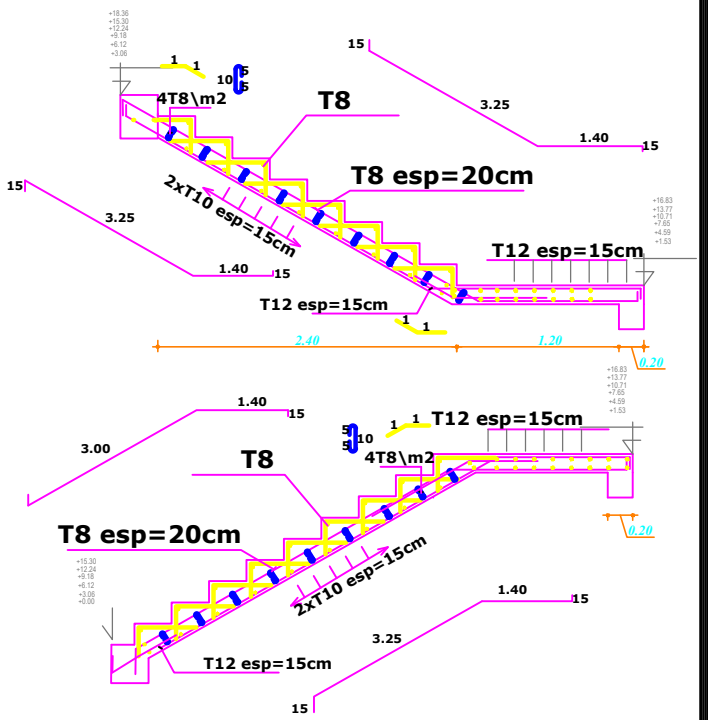




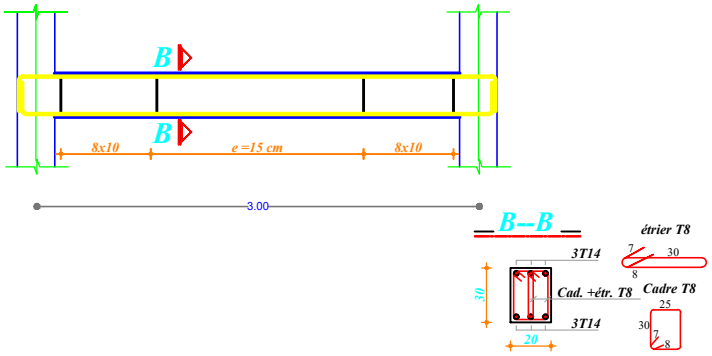
République Algérienne Démocratique et Populaire **UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU** **FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION** **DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**		
ETUDIE PAR : **Mr BOUDIAF AMAR** **Mr AKSAS AREZKI**	**ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL** **Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU**	**ECHELLE** **1/50**
DIRIGE PAR : **Mme : HERMIM HASSIBA**	**DETAIL DE DRAINAGE** **FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE**	**MARS 2021**



plans de ferraillage des escaliers



FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



plans de ferraillage des fondations

République Algérienne Démocratique et Populaire **UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU** **FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION** **DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**		
ETUDIE PAR : **Mr BOUDIAF AMAR** **Mr AKSAS AREZKI**	**ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN R+05 AVEC SOUS SOL** **Lieu dit :-LOTISSEMENT SUD-OUEST- TIZI OUZOU**	**ECHELLE** **1/50**
DIRIGE PAR : **Mme : HERMIM HASSIBA**	**PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PALIERE ET ESCALIER**	**MARS 2021**