



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

Etude d'un bâtiment R+5 avec charpente à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles et portiques

Dirigé par :

M^{me} KHELOUI Fatma

Présenté par :

M^{lle} KARA Kamelia

M^{lle} KAOUSSI Nouara

Année Universitaire : 2019-2020



Remerciements

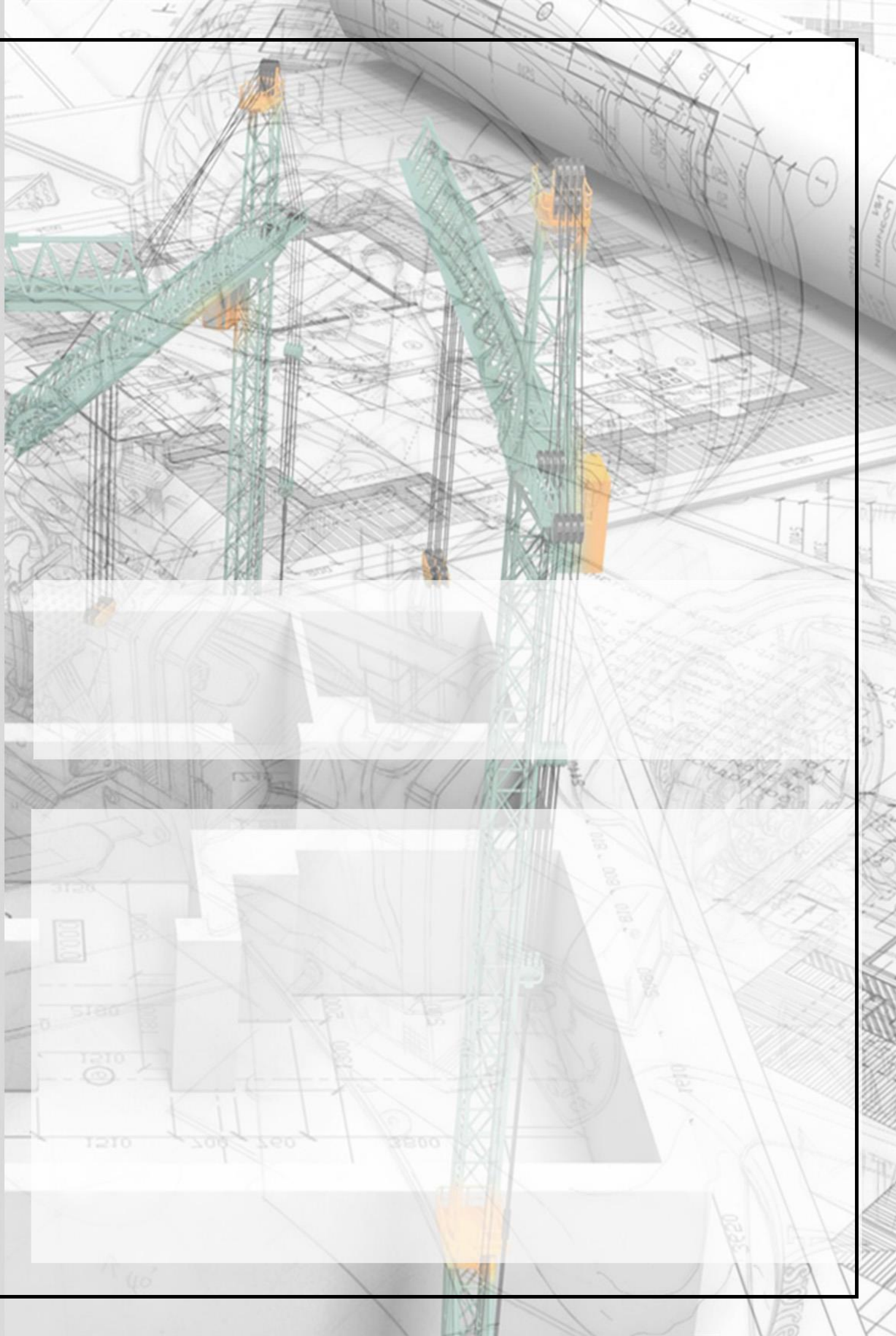
Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage, la patience et la force chaque jour pour accomplir ce projet.

Nous serons reconnaissantes à nos parents de nous avoir instruit et fourni tous les moyens dont nous avons besoin pour arriver là où nous sommes aujourd'hui.

Nous tenons à remercier nos familles et nos amis respectifs de nous avoir soutenu et contribué dans ce travail, pour l'amour et le soutien qu'ils nous communiquent quotidiennement.

Ainsi nous remercions notre promotrice M^{me} KHELOUI de nous avoir encadré, à l'instar de ses précieux conseils, sa bienveillance, ses encouragements et son dévouement dans ce domaine comme le sérieux qu'elle transmet aux étudiants.

Enfin, nous tenons à rendre grâce à M^r MEGHLAT qui par ses conseils nous a aidé et guidé dans notre projet, ainsi qu'à M^r BENYAHY et M^{me} HADDAD qui nous feront l'honneur d'évaluer notre travail afin d'acquérir de nouvelles informations qui nous seront bénéfiques dans l'avenir.



Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Plans architecturaux

Plans de coffrage

Introduction générale.....01

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Introduction.....02

I.1. Présentation de l'ouvrage02

I.2. Caractéristiques géométriques02

I.3 Ossature du bâtiment03

I.4 Eléments du bâtiment03

I.4.1. Planchers.....03

I.4.2.Maçonnerie05

I.4.3 Escalier.....05

I.4.4 Revêtements.....05

I.4.5 Fondations.....05

I.4.6 Charpente06

I.5 Réglementation06

I.6 Caractéristiques des matériaux.....06

Conclusion14

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Introduction.....15

II.1. pré-dimensionnement des éléments15

II.1.1.Les planchers.....15

II.1.2.Les poutres17

II.1.3.Les voiles19

II.1.4. Les poteaux	21
II.1.5. Les escaliers	23
II.3. Les charges permanentes	26
II.2.1. Les planchers des étages courants	26
II.2.2. Les dalles pleines	27
II.2.3. Les cloisons	27
II.2.4. Les voiles	28
II.2.5. La charpente	28
II.2.6. Les escaliers	28
II.3. Les surcharges d'exploitation	29
Conclusion	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction	30
III.1 Les escaliers	30
III.2 La poutre palière	41
III.3. Les dalles pleines	49
III.4. La poutre de chaînage	53
III.5. Les planchers	61
III.6. Charpente	74
Conclusion	84

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction	85
IV.1 Description du logiciel	85
IV.2. Etape de modélisation	86
IV.3. Introduction de la géométrie de l'ouvrage	87
IV.4. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	88
IV.5. Spécification des propriétés géométriques des éléments	89
IV.6. dessin des éléments	92
IV.7. Définition des charges statiques	96
IV.8. Introduction du spectre de réponse	97
IV.9. Définition de la charge sismique	99

IV.10. Introduction des combinaisons d'actions	99
IV.11. Déroulement de l'analyse	100
Conclusion	102

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

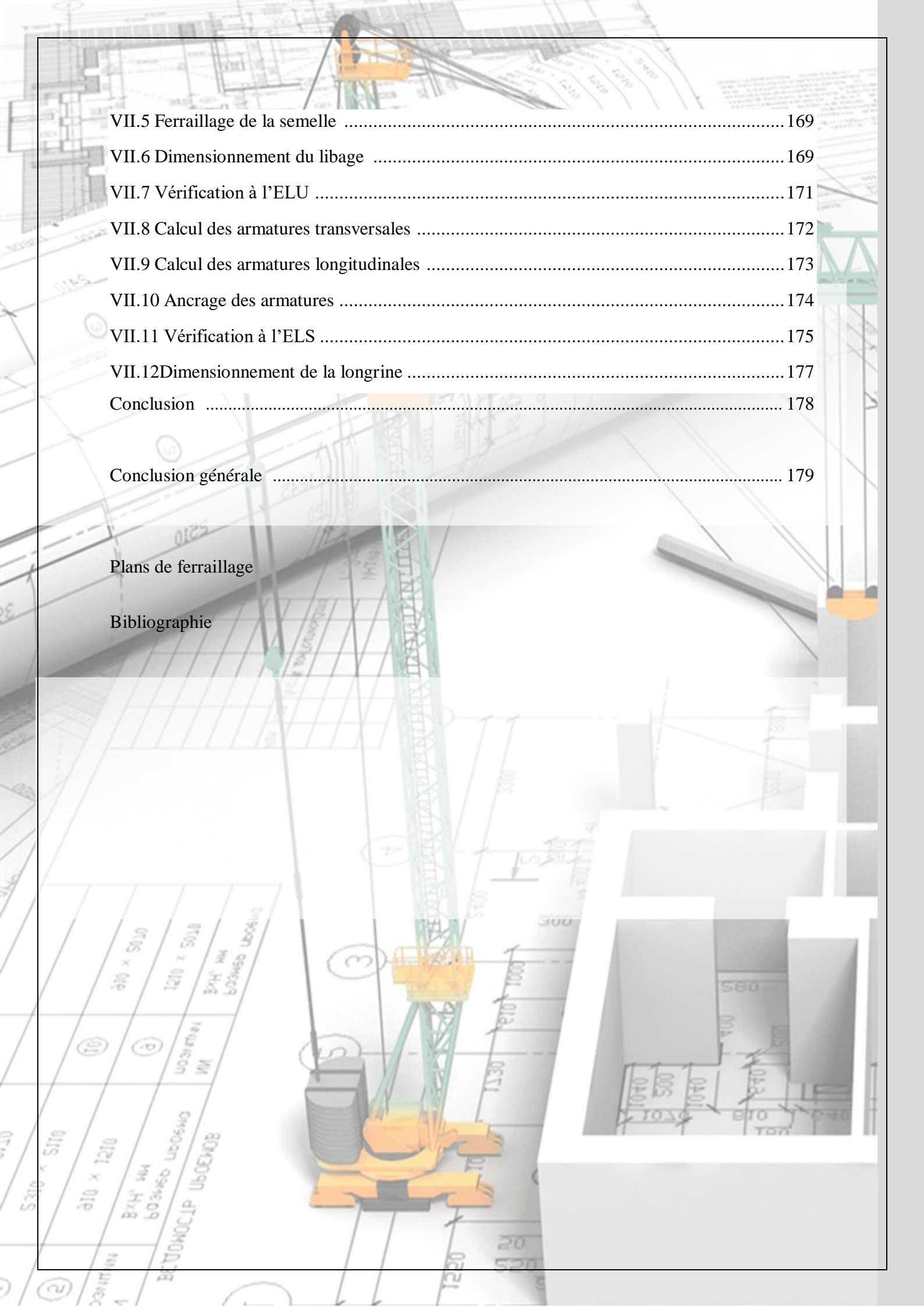
Introduction	103
V.1.Vérification de la période	103
V.2.Vérification de l'excentricité	105
V.3.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	106
V.4.Justification du système de contreventement	107
V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base	110
V.6.Vérification des déplacements relatifs	114
V.7. Vérification du déplacement maximal de la structure	116
V.8 Justification de l'effet P-Delta	117
V.8 Spécification des poteaux	118
Conclusion	118

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction	119
VI.1.Ferrailage des poteaux	119
VI.2.Ferrailage des poutres	130
VI.3.Ferrailage des voiles	152
Conclusion	163

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction	164
VII.1.les fondations superficielles	165
VII.2 les fondations profondes	165
VII.3 Dimensionnement des semelles filantes	166
VII.4 Dimensionnement	168



VII.5 Ferrailage de la semelle	169
VII.6 Dimensionnement du libage	169
VII.7 Vérification à l'ELU	171
VII.8 Calcul des armatures transversales	172
VII.9 Calcul des armatures longitudinales	173
VII.10 Ancrage des armatures	174
VII.11 Vérification à l'ELS	175
VII.12 Dimensionnement de la longrine	177
Conclusion	178

Conclusion générale	179
---------------------------	-----

Plans de ferrailage

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Figure I.1 : Plancher en corps creux.....	04
Figure I.2 : Dalle pleine en béton armé	04
Figure I.3 : Murs intérieurs et extérieurs.....	05
Figure I.4 : Diagramme de calcul contraintes déformations du béton à l'ELU.....	08
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformations du béton à l'ELS	09
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations de l'acier	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher	16
Figure II.2 : Dimension d'une poutre.....	17
Figure II.3 : Dimensions d'une poutre principale et secondaire	19
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	19
Figure II.5 : Coupe de voile en plan	20
Figure II.6 : Caractéristiques d'un escalier	23
Figure II.7 : Cloison Du mur extérieur.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Les constituants d'un escalier	30
Figure III.2 : Schéma statique d'un escalier à l'ELU	31
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	33
Figure III.4 : Schéma statique d'un escalier à l'ELS	37
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	39
Figure III.6 : Schéma statique d'une poutre palière à l'ELU	43
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	44
Figure III.8 : Schéma statique d'une poutre palière à l'ELS.....	47

Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELU	48
Figure III.10 : Schéma statique de la dalle pleine	49
Figure III.11 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU	54
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU	55
Figure III.13 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS	58
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS	59
Figure III.15 : Disposition des poutres	62
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant du plancher	68
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants du plancher	68
Figure III.18 : Disposition des pannes sur les poutres	76
Figure III.19 : Disposition des chevrons sur les poutres	78
Figure III.20 : Disposition des linteaux sur les chevrons	80
Figure III.21 : Disposition des différents éléments de la toiture	84

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure	101
Figure IV.2 : Disposition des voiles en 3D	101
Figure IV.3 : Disposition des voiles en 2D	102

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Figure VI.1: Ferrailage du poteau (40x40)	130
Figure VI.2 : Ferrailage du poteau (35x35)	130
Figure VI.3 : Ferrailage en travée d'une poutre principale	147
Figure VI.4 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale	148
Figure VI.5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire	148
Figure VI.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire	148
Figure VI.7 : Ferrailage en travée d'une poutre principale (voile)	149
Figure VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale (voile)	149
Figure VI.9 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire (voile)	149
Figure VI.10 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire (voile)	150
Figure VI.11 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire (toiture)	150
Figure VI.12 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire (toiture)	150

Figure VI.13 : Ferrailage en travée de la poutre inclinée.....	151
Figure VI.14 : Ferrailage aux appuis de la poutre inclinée	151
Figure VI.15 : Disposition des voiles transversales et longitudinales	152

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Semelles filantes sous poteaux et sous voiles	167
Figure VII.2: Diagramme des moments de la poutre rigidité à l'ELU	170
Figure VII.3: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS	175

Liste des tableaux

Chapitre I : description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	11
--	----

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Section des poteaux	21
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher d'étage courant en corps creux	26
Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine	27
Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur	27
Tableau II.5 : Charge permanente du mur intérieur	28
Tableau II.6 : Charge permanente des voiles	28
Tableau II.7 : Charge permanente de la toiture	28
Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des éléments	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Combinaisons des charges	31
Tableau III.2 : Calcul des efforts internes à l'ELU (tronçon1)	32
Tableau III.3 : Calcul des efforts internes à l'ELU (tronçon2).....	32
Tableau III.4 : Calcul des armatures aux appuis	34
Tableau III.5 : Calcul des armatures en travée	35
Tableau III.6 : Calcul des efforts internes à l'ELS (tronçon 1).....	38
Tableau III.7 : Calcul des efforts internes à l'ELS (tronçon 2)	38
Tableau III.8 Calcul des armatures	45
Tableau III.9 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.....	83

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

Tableau V.1 : Valeurs des périodes en fonction des modes	104
Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité	106
Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	106
Tableau V.4 : Pourcentage des charges horizontales dans le sens le sens longitudinal	108
Tableau V.5 : Pourcentage des charges horizontales dans le sens le sens transversal	109
Tableau V.6 : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau	111
Tableau V.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens	116
Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	118

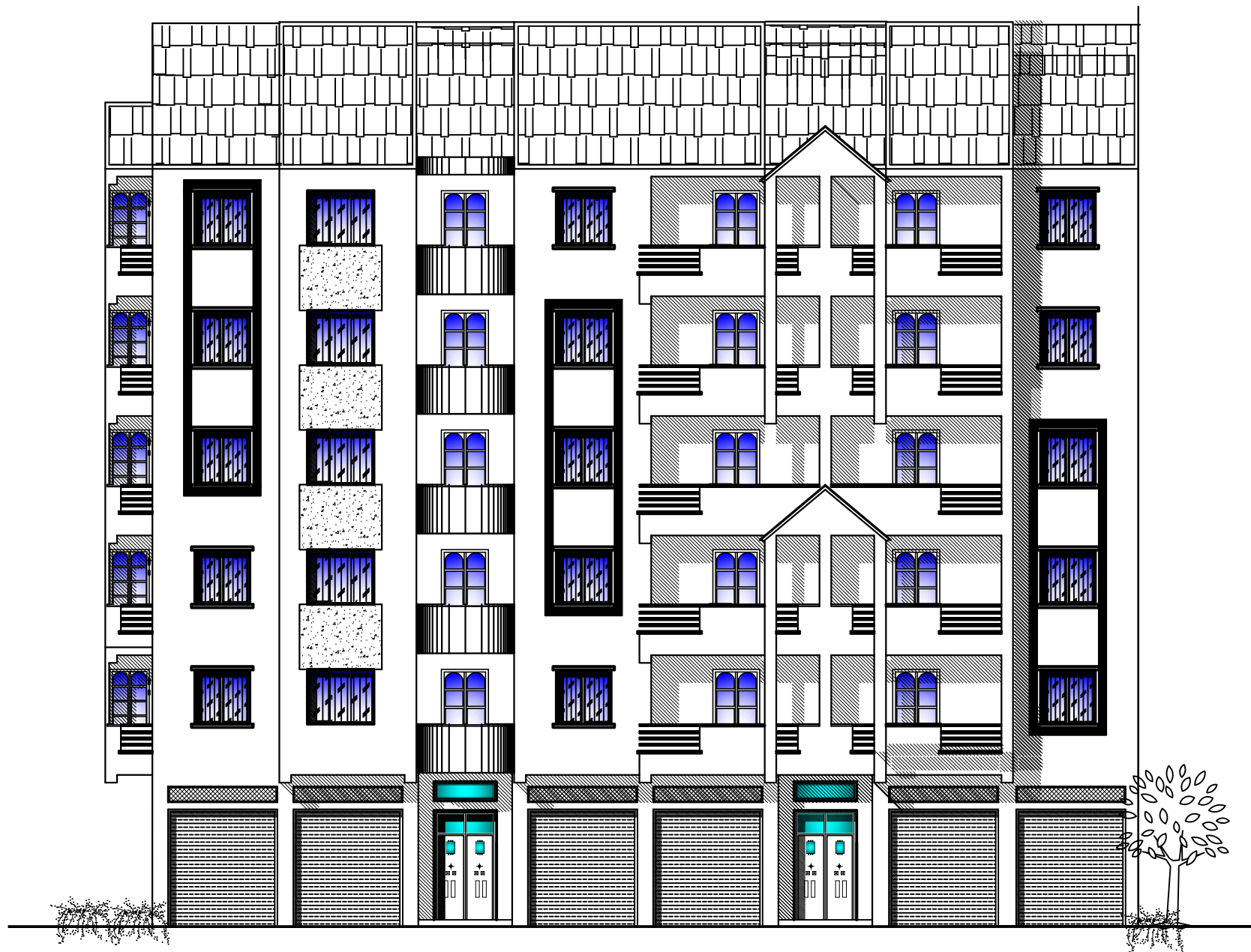
Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	119
Tableau VI.2 : Sections recommandées par le RPA	119
Tableau VI.3 : Efforts internes des poteaux à l'ELU	120
Tableau VI.4 : Ferrailage des armatures longitudinales	122
Tableau VI.5 : Ferrailage des armatures transversales	125
Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement	128
Tableau VI.7 : Efforts internes des poteaux à l'ELS	129
Tableau VI.8 : Etat limite de compression du béton	129
Tableau VI.9 : Section minimales des armatures longitudinales	131
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principales	136
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres secondaires	136
Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres principales (voile)	136
Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres secondaires (voile)	137
Tableau VI.14 : Ferrailage des poutres secondaires (toiture)	137
Tableau VI.15 : Ferrailage de la poutre inclinée	137
Tableau VI.16 : Vérification de la condition de non fragilité	137
Tableau VI.17 : Vérification au cisaillement	138
Tableau VI.18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	139

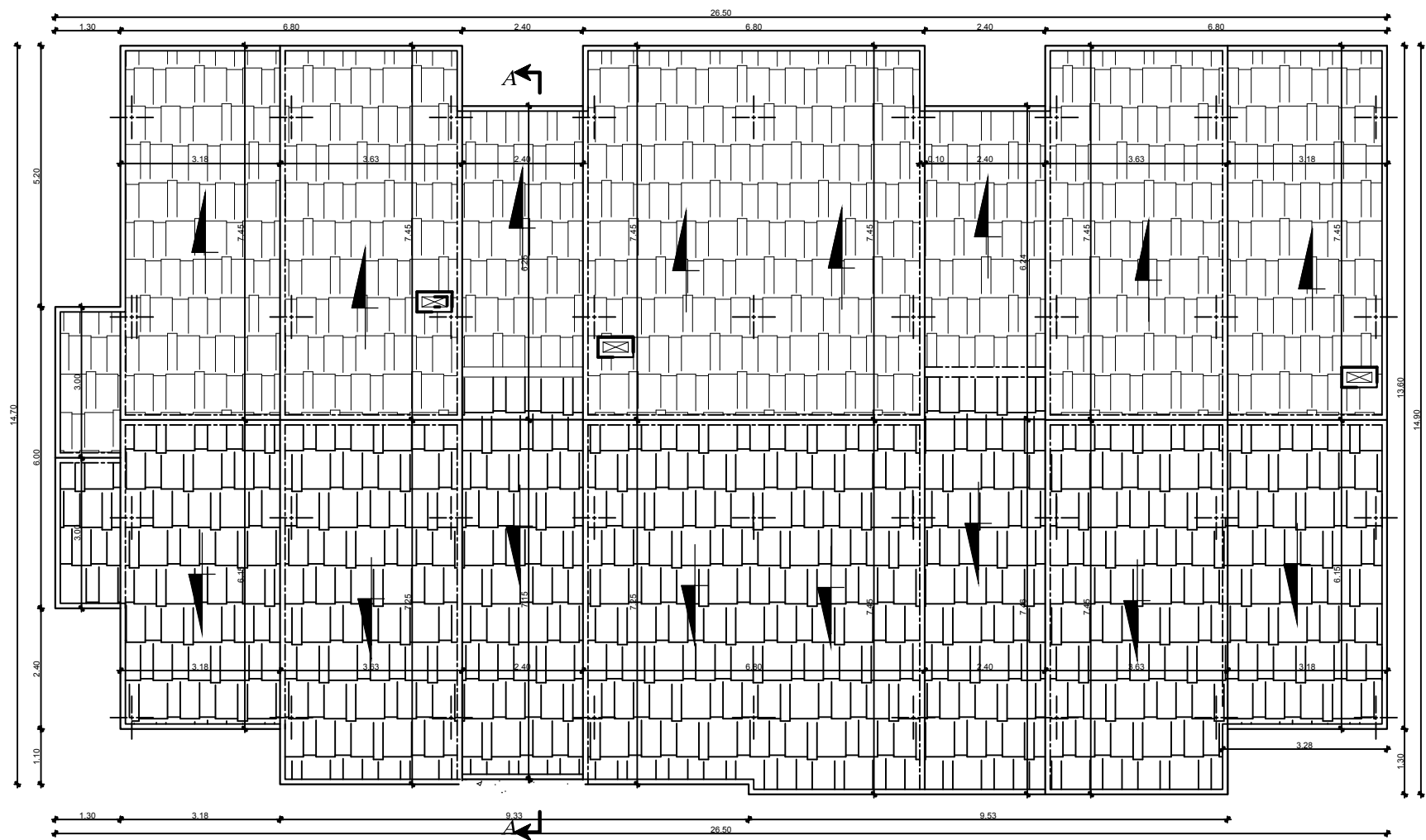
Tableau VI.19 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier	139
Tableau VI.20 : Vérification de l'adhérence de l'entraînement des barres	140
Tableau VI.21 : Longueur d'ancrage des armatures	140
Tableau VI.22 : Ferrailage des armatures transversales	142
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes à l'ELS	145
Tableau VI.24 : Diagramme des contraintes	154
Tableau VI.25 : Ferrailage des voiles longitudinales	161
Tableau VI.26 : Ferrailage des voiles transversales	162

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

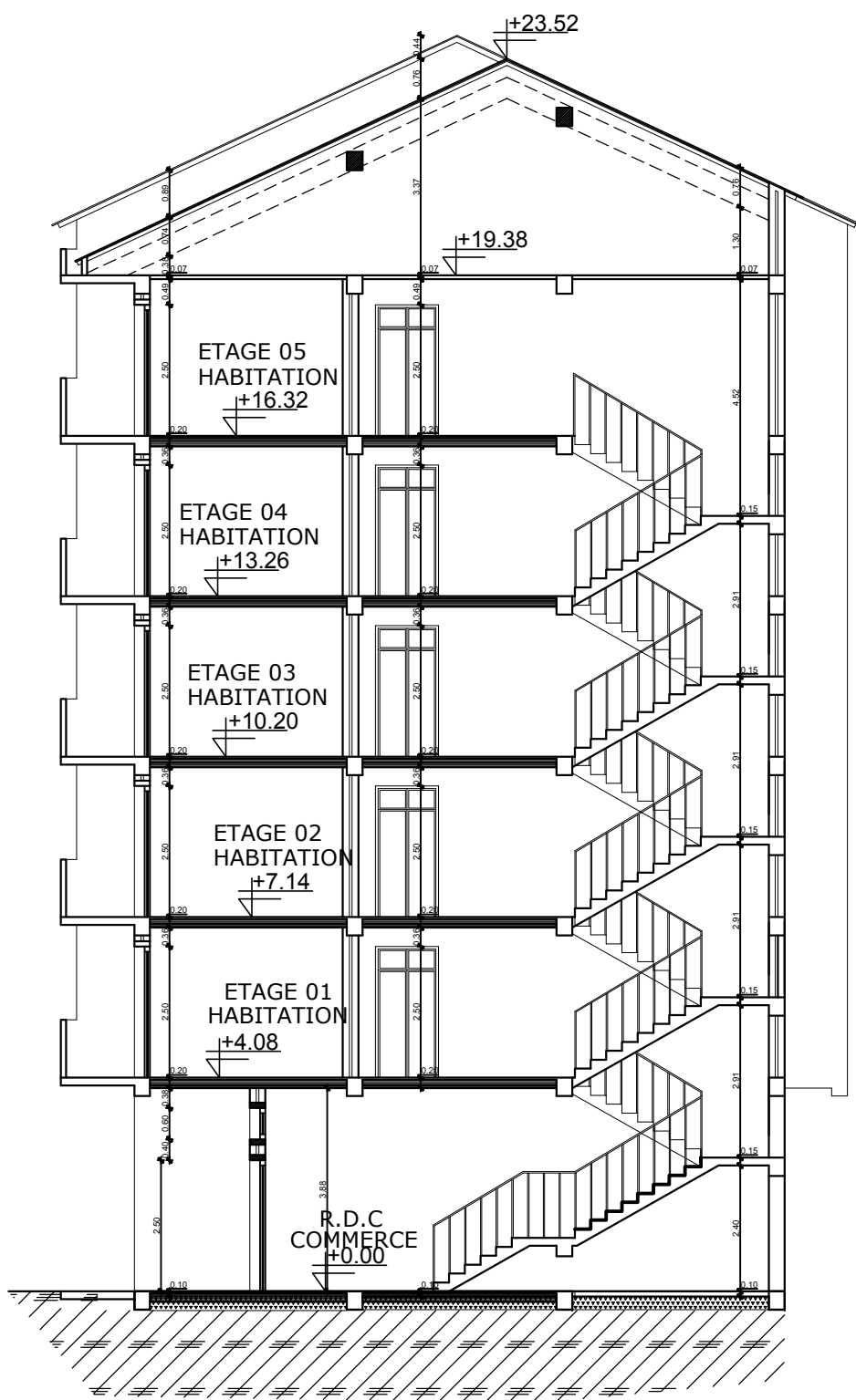
Tableau VII.1 : surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)	166
Tableau VII.2 : surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	166
Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux à l'ELS	167
Tableau VII.4 : Résultante des charges sous poteaux à l'ELU	170
Tableau VII.5 : Ferrailage du libage aux appuis	171
Tableau VII.6 : Ferrailage du libage en travée	171
Tableau VII.7 : Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS	175
Tableau VII.8 : Vérification de la contrainte aux appuis	176
Tableau VII.9 : Vérification de la contrainte en travée	176



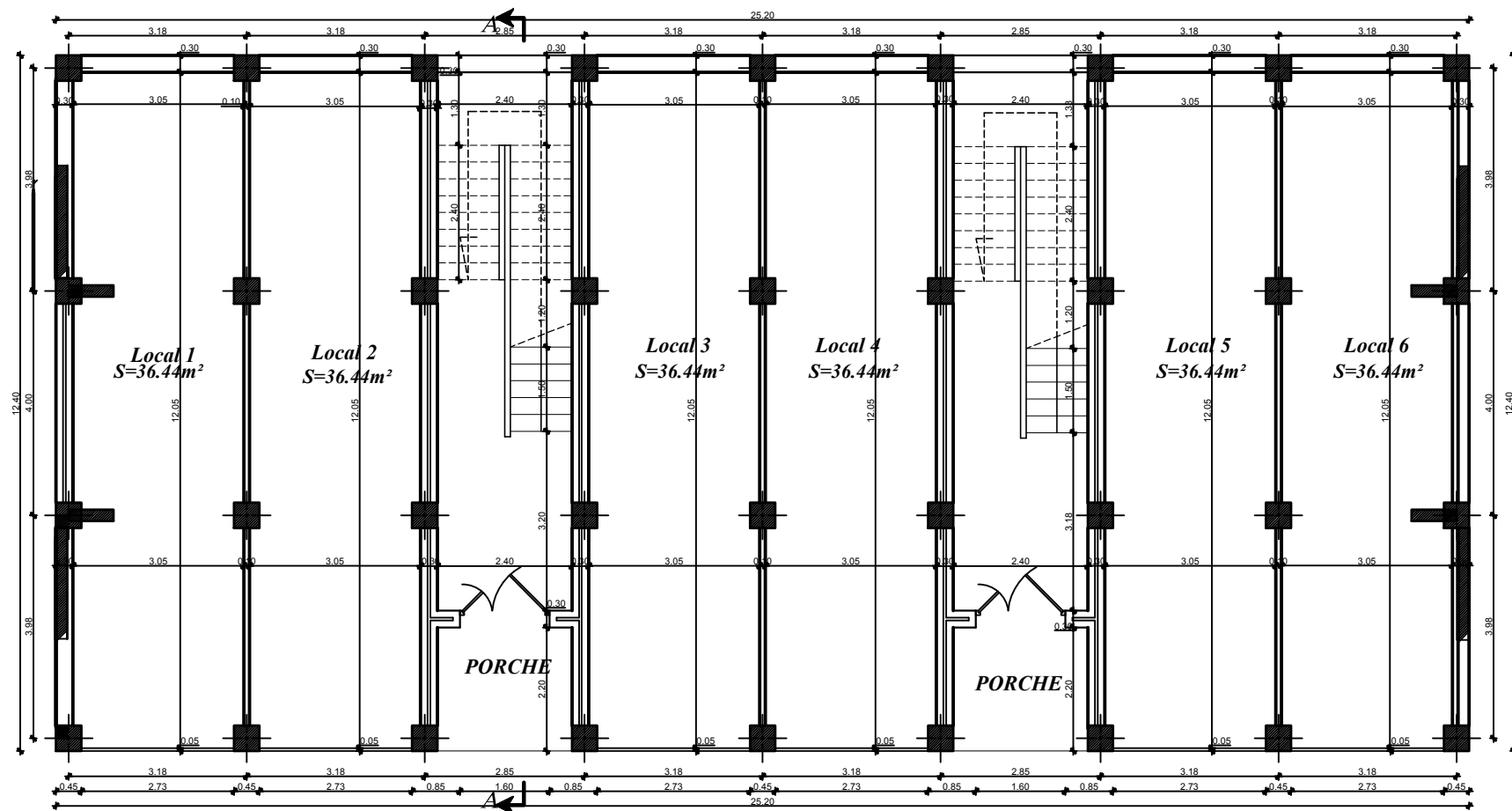
FACADE PRINCIPALE



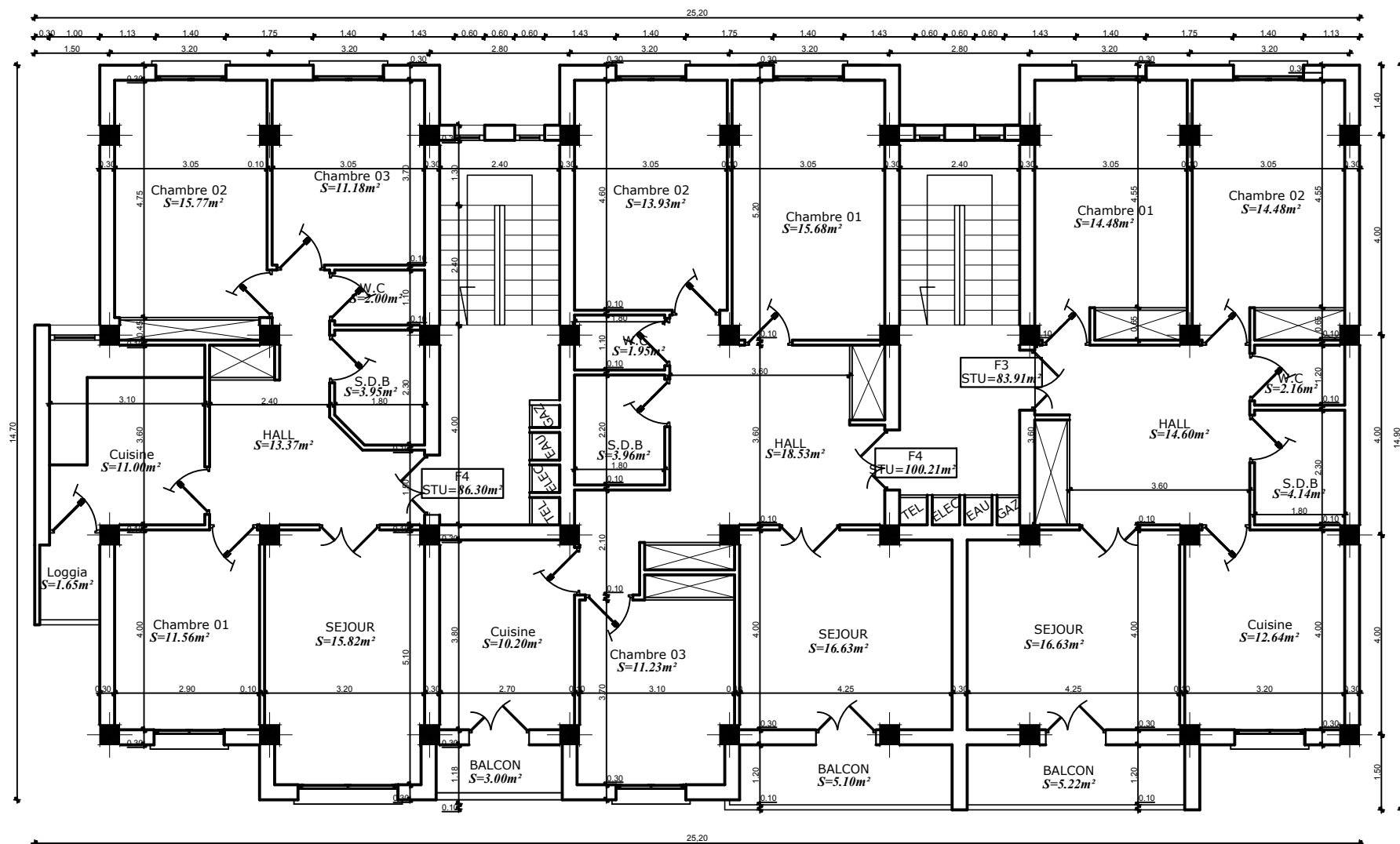
PLAN DE TOITURE



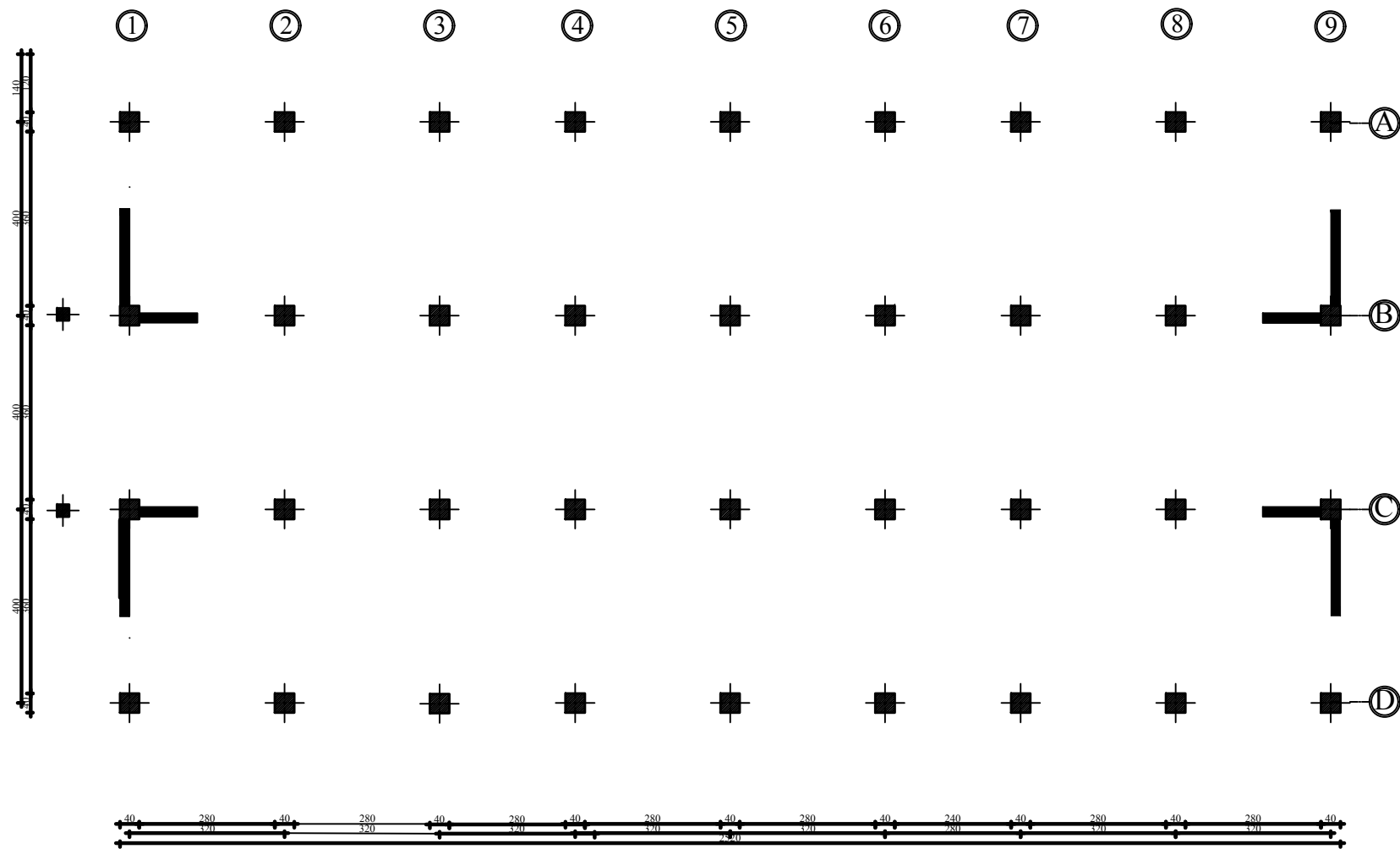
coupe A--A



PROPOSITION D'AMENAGEMENT
REZ DE CHAUSSEE



PROPOSITION D'AMENAGEMENT
ETAGES COURANTS



DISPOSITION DE VOILES

Introduction générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 modifié en 1999, RPA99 modifié en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

Chapitre I

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Introduction

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'architecture et d'urbanisme et sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre projet comporte :

- Un RDC à usage commercial
- Des étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une charpente

I.2.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Longueur totale : $L= 26,50$ m
- Largeur totale : $L=14,90$ m
- Hauteur totale : $H_t= 23,52$ m
- Hauteur des étages : $H_e=3,06$ m
- Hauteur du RDC : $H_{rdc}=4,08$ m

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.Ossature du bâtiment :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux)
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal)
- Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux . Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et sont liées entre eux.
- Voiles : sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place . Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontaux.

I.4.Eléments du bâtiment :

I.4.1. Planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Dans notre cas tous les étages seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression portée sur les poutrelles , et compris le rez de chaussée .

Il existe deux types de planchers :

a. Planchers en corps creux :

Les planchers doivent répondre à la résistance et la stabilité , étant une aire plane horizontale séparant deux niveaux et capable de supporter des charges et sont aussi des éléments porteurs. Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place , reposant sur des poutrelles .

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

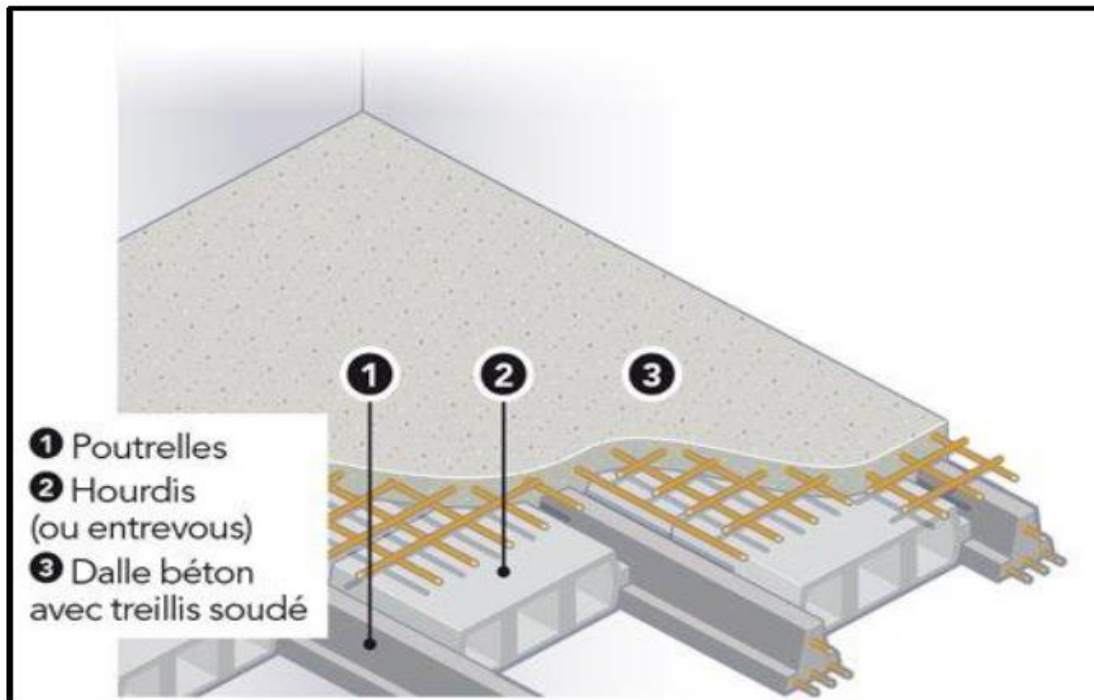


Figure I.1 : plancher en corps creux

b. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine (cage d'ascenseur) et balcons .

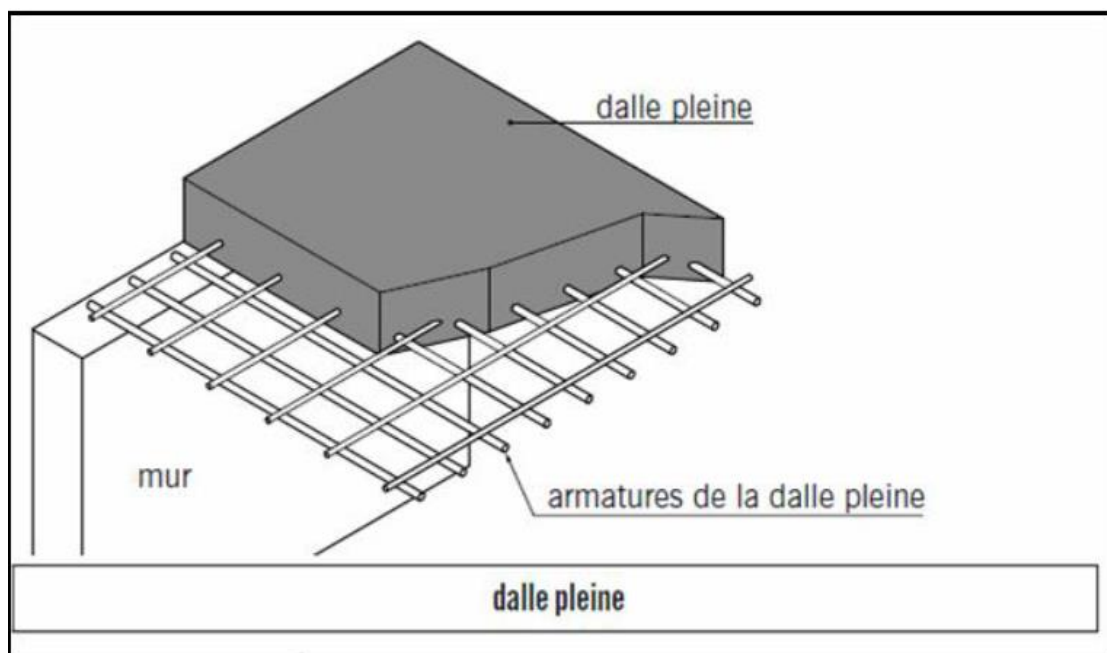


Figure I.2: dalle pleine en béton armé

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.2. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10cm (10+10+10)

b. Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur

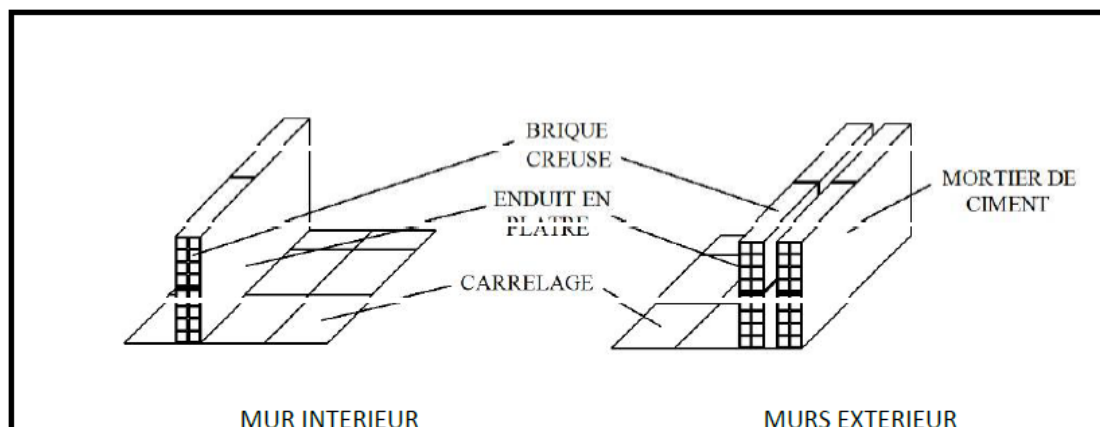


Figure I.3 : Murs intérieurs et extérieurs

I.4.3. Escalier :

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre . Dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage .

I.4.4. Revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds .

Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs , en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eaux .

I.4.5. Fondations :

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure , elle assure la transmission des charges et des surcharges au sol . Le choix de type de fondation dépend de type de sol , d'implantation et de l'importance de l'ouvrage .

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.6. Charpente :

Une charpente est un assemblage de bois ou de métal , qui sert à soutenir ou couvrir une construction qui appartient à la toiture , cette dernière Elle est constituée de pannes, de chevrons et de tuiles mécaniques à emboîtement.

I.5.Réglementation :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99] , conformément au règlement parasismique algérien , RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation)

I.6.Caractéristiques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser à savoir le béton et l'acier .

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (comme le ciment portland) ou non actif (les granulats et le sable), d'eau de gâchages et d'air , dont les proportions varient selon de nombreux paramètres , on cite : la résistance , la maniabilité , la consistance , la durabilité ... La matière de béton est aujourd'hui composée avec des adjuvants qui en modifient les caractéristiques à l'état frais ou durci .

Le **béton** est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction , donc c'est la compression qui va définir sa résistance , définie comme la contrainte maximale en compression de béton .

a. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression , dans son cas courant âgé de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées , elle est noté f_{cj}

Dans notre cas on opte : $f_{cj} = 25\text{MPa}$

D'après le (BAEL 91 modifié 99 ,Art A.2.1.11)

On admet la résistance f_{cj} suivante :

Pour $j < 28$ jours :

$$F_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} \times f_{c28} ; f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

$$F_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} ; f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours :

$$F_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

b. Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 modifié , Art 2.1.12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » est donnée par la formule suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

c. Contrainte du béton :

Les états limites

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur . On distingue deux types d'état limite :

- **L'état limite ultime (E.L.U) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme , surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction , et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

F_{bu} : contrainte ultime du béton en compression

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles

$F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ pour une situation durable

$F_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour une situation accidentelle

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Diagramme contraintes déformations du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance , on utilise pour le béton , un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure ci-dessous :

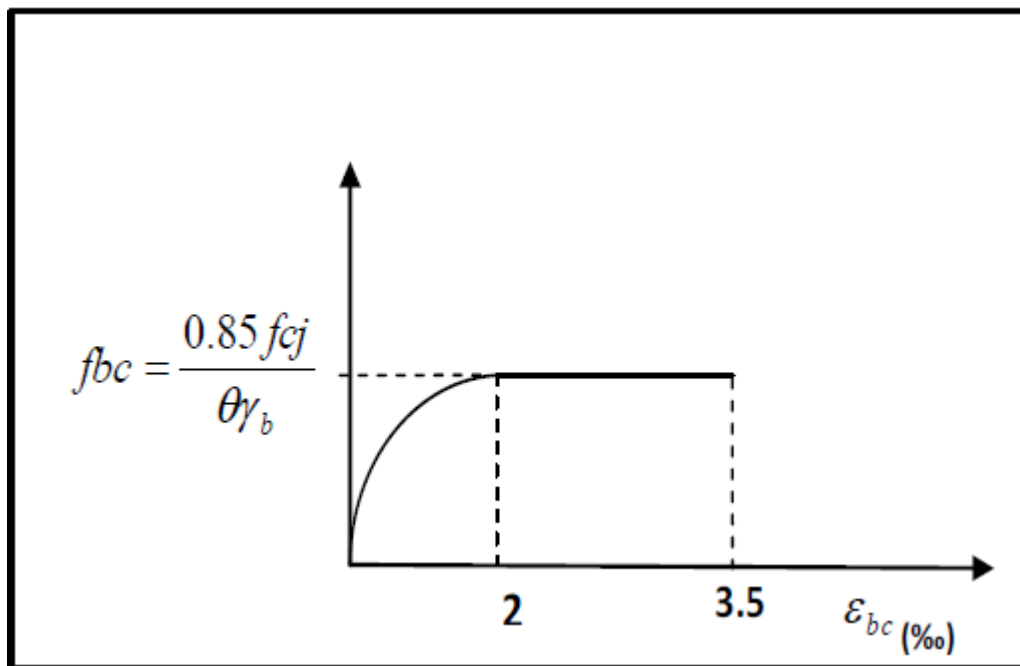


Figure I.4: diagramme de calcul contraintes déformations du béton à l'ELU

le diagramme est composé :

d'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à : 2‰ (état élastique).

d'une partie rectangle (état plastique) : $2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5‰$

d'où on aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{28}}{\theta \gamma_b}$$

$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, pour $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ (situation courante)

$\sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$, pour $\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0,85$ (situation accidentelle)

- **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites .

On distingue :

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91 modifié 99, Art A.4.5.2)}$$

Diagramme contraintes déformations du béton :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire .

Comme le montre la figure ci-dessous :

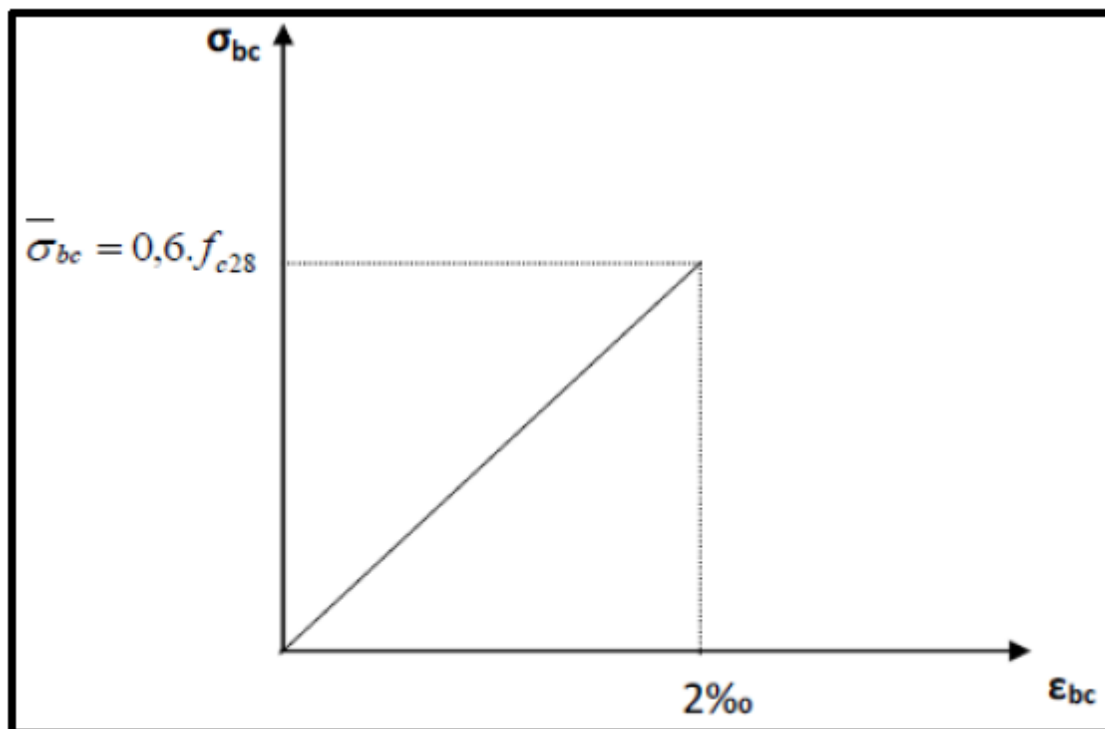


Figure I.5 diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

• Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

(BAEL91 modifié 99, Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Cas de fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28} ; 5\text{MPa})$

Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4\text{MPa})$

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée (ELU)

b : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

- **module d'élasticité du béton :**

on distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (chargement de courte durée) en MPa

(BAEL 91 modifié 99 , Art A2.1.21)

Différée : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (chargement de longue durée) en MPa

(BAEL91 modifié 99 , Art A2.1.22)

F_{cj} : la résistance de béton à la compression à (j) jours.

à $j=28$ jours $\rightarrow E_{ij}=32164,2$ MPa

$\rightarrow E_{vj}=10818,86\text{MPa}$

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

$G = \frac{E}{2 \times (1 + \vartheta)}$ (BAEL91 modifié 99 , Art A.2.1.3)

Avec:

E : module de young

ϑ : coefficient de Poisson

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

• Coefficient de Poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative .

$$\nu = \frac{\Delta D/D}{\Delta L/L} \text{ (BAEL 91 modifié 99 , Art A.2.1.3)}$$

$\nu=0,20$ pour le calcul des déformations à l'ELS

$\nu=0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

I.6.2. Les aciers :

Le béton est le matériau qui résiste bien à la compression , mais malheureusement résiste très mal à la traction ,c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction engendrés par le béton tendu .

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence)

Le tableau ci-dessous nous donne quelques exemples d'aciers :

Type d'acier	normalisation	symbole	Limite d'élasticité f_e en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en ‰	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL520($\varphi < 6$)	T.S	520	550	8	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s=2.10^5(\text{MPa}) \text{ (BAEL91 modifié 99 , Art A.2.2.1) :}$$

b. Contrainte limite dans les aciers(BAEL91 modifié 99 ,Art A.4.3.1)

• Etat limite ultime :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité .

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL91 modifié 99 , ART A.2.1.2)}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte de l'acier à l'ELU

F_e : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation courante

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle (BAEL91 modifié 99 Art A.4.3.2)

Diagramme contraintes- déformations :

Pour les états limites ultime les contraintes de calcul σ_s dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ϵ_s de l'acier définie par le diagramme suivant :

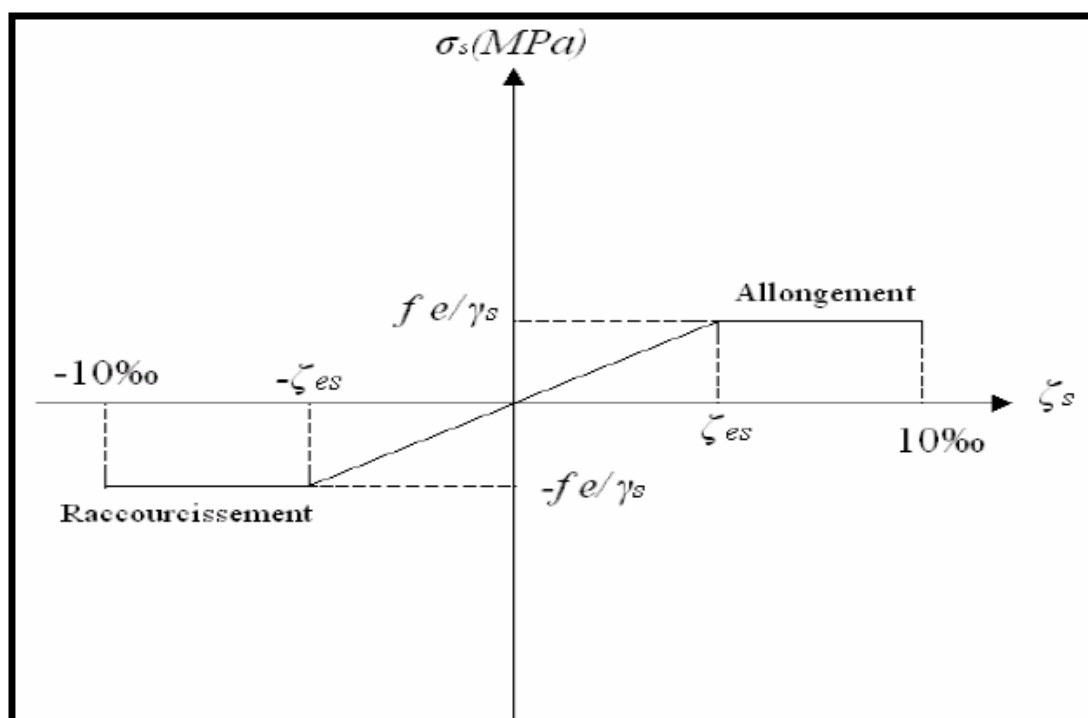


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations

- Etat limite de service :

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de fissuration :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91 modifié 99, Art A.4.3.5.2)

Aucune vérification n'est à effectuer

Fissuration préjudiciable : (BAEL91 modifié 99 , Art A.4.3.5.3)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{MPa}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\phi > 6\text{mm}$).

Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifié 99 , Art A.4.3.5.4)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{MPa}$$

Protection d'armatures : (BAEL91 modifié 99 , Art A.7.2.4)

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

$-c \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$-c \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

$-c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du (BAEL91 modifié 99) et le règlement parasismique algérien (RPA99).

Chapitre II

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Dans cette partie nous allons procéder au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure et aussi les différentes charges qui leurs seront appliquées, à savoir ; les planchers, les poteaux, les poutres et enfin les voiles afin de garantir la stabilité de l'ouvrage pour résister à diverses sollicitations.

Pour établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment nous considérerons le **BAEL91 modifié 99** et le **RPA99 version 2003** comme codes de calcul et de conception des structures du génie civil sur lesquels le calcul sera respecté.

II.1.Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1. Les planchers :

a. Plancher à corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles. Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$H_t = \frac{\min(L_{x\max}, L_{y\max})}{22,5} \quad (\text{BAEL91 modifié 99 , Art B.6.8.424})$$

L_{\max} est la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

H_t est la hauteur totale du plancher, selon le RPA 99 A 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone I IIa et IIb}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone III}$

Dans notre cas nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa

$$\text{On a } \min \begin{cases} L_{x\max} = 3,18 \text{ m} \\ L_{y\max} = 4,00 \text{ m} \end{cases} \rightarrow$$

$$L = 318 - 25 = 293 \text{ cm}$$

$$H_t = \frac{293}{22,5} = 13,02 \text{ cm}$$

On opte pour ; $h_t = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour un plancher de 20 cm, composé de 16 cm de corps creux et 4 cm de dalle de compression.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

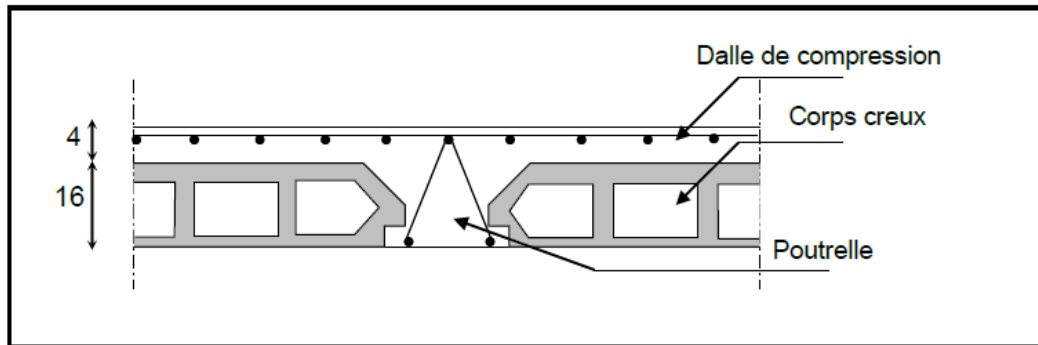


Figure II.1 coupe transversale d'un plancher à corps creux

b. Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces leur épaisseur est faible contrairement aux autres dimensions.

Une dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis, l'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, dans notre cas la dalle pleine concerne uniquement les balcons.

- L_o : portée libre
- E : l'épaisseur de la dalle

Dans notre cas

$$L_o = 1,20\text{m} \rightarrow e \geq \frac{1,20}{10} = 0,12\text{ m} = 12\text{ cm}$$

On opte pour : $e = 15\text{ cm}$

L'épaisseur des dalles pleines est déduite à partir des conditions suivantes :

• **Condition de résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe feu

$e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu

$e = 17,5$ pour un coupe de feu de quatre heures

d'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure soit au moins deux heures alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc a : $e = 11\text{ cm}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1.2.les poutres :

les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux et aux voiles.

le pré-dimensionnement se fera selon le **BAEL91 modifié 99** et les vérifications selon RPA99/2003 .

$$\begin{cases} L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10 \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases} \quad (\text{BAEL91 Modifié 99, Art 4.14})$$

Avec :

- L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis
- h_t : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

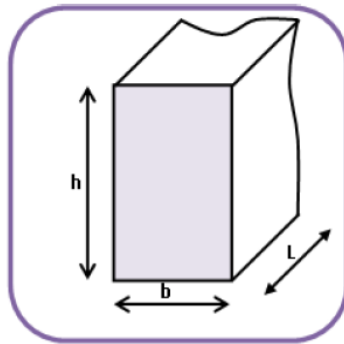


Figure II.2 Dimensions d'une poutre

a. Les poutres principales :

Sont disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

$$L_{max}=400-25=375 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre est :

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

On opte pour : $h_t = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est :

$$0,3(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article (ART 7.5.1 du RPA 99 version 2003)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm C.V}$$

$$h_t \geq 35 \text{ cm} \dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm C.V}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \dots\dots \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \text{ C.V}$$

Donc on opte pour : **Poutres Principales (30x35)cm²**

b. Les poutres secondaires :

sont disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre :

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \rightarrow 19,66 \leq h_t \leq 29,5$$

On opte pour : $h_t = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est :

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$ (pour des raisons de sécurité on adopte $b = 30 \text{ cm}$)

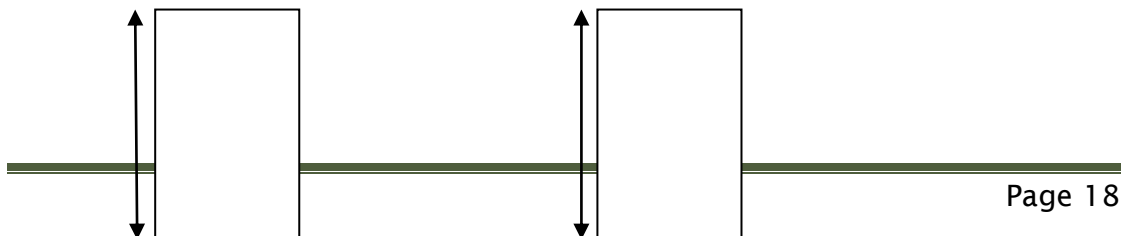
Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article (ART 7.5.1 du RPA 99 version 2003)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm C.V}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm C.V}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \dots\dots \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \text{ C.V}$$

Donc on adopte : **Poutres Secondaires (30x35)cm²**



35

35



Figure II.3 : dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire

II.1.3. Les voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA 99version 2003**) , ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'une autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

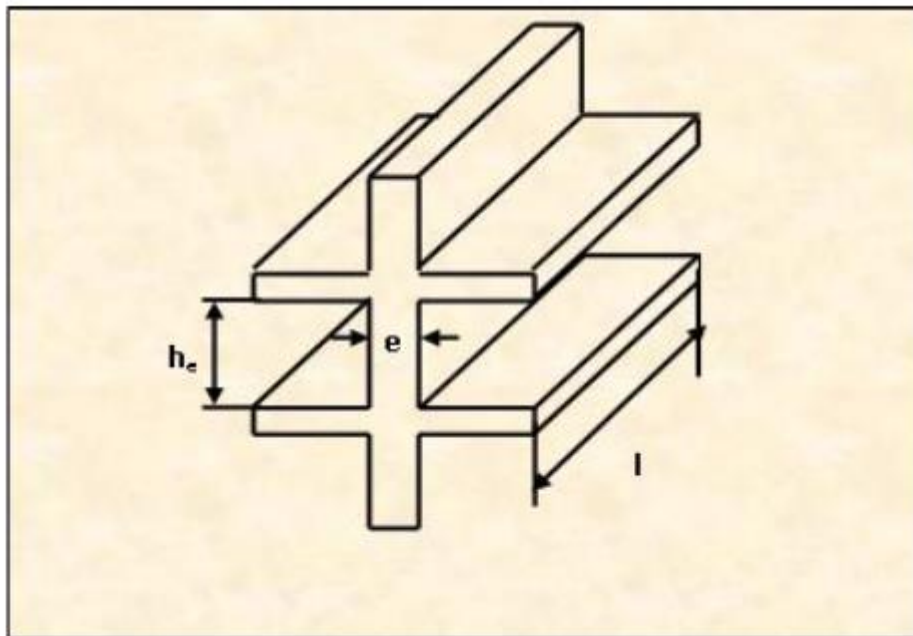


Figure II.4 coupe de voile en élévation

D'après (**le RPA99 version 2003 article 7.7.1**) les éléments satisfaisants la condition ($L_{\min} \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L_{\min} : longueur minimale du voile

e : épaisseur

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage avec une valeur minimale exigée par le même article 15cm et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Forme U $\rightarrow e \geq \frac{h_e}{25}$

Forme T et L $\rightarrow e \geq \frac{h_e}{22}$

Forme linéaire $\rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

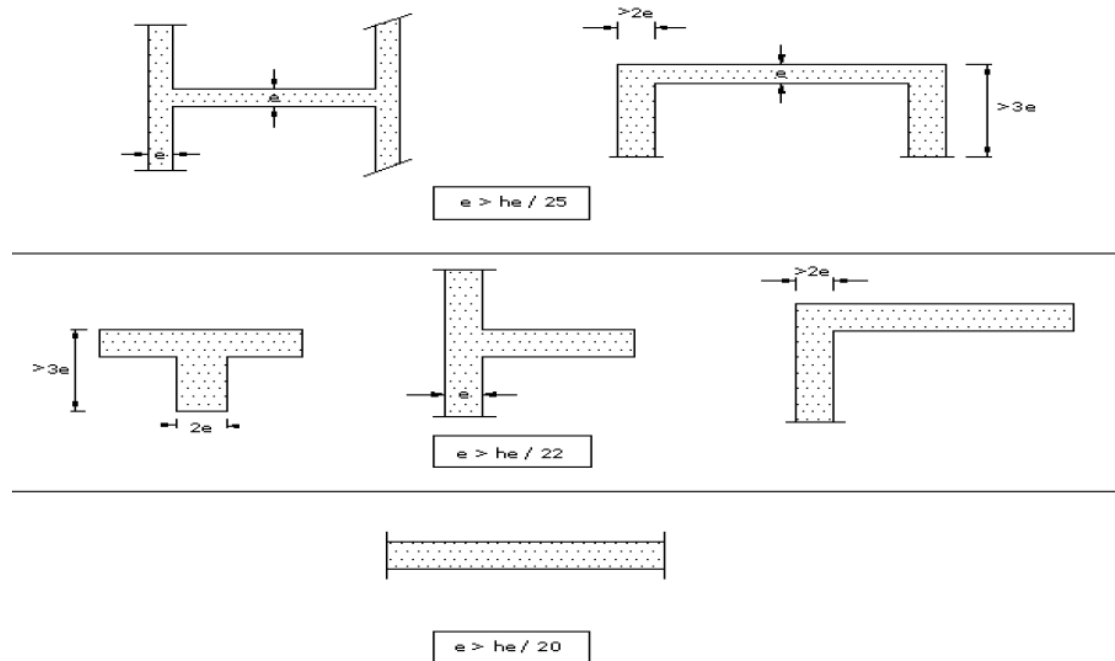


Figure II.5 : coupe de voile en plan

Dans notre cas

Le RDC :

$h_e = 4,08\text{m}$ pour le RDC les voiles sont simples et rectangulaires.

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$$

$$\rightarrow e \geq \frac{388}{22} = 17,63\text{ cm}$$

Donc on opte pour $e = 20\text{cm}$

Étages courants :

$h_e = 3,06\text{ m}$ et tous les étages sont identiques et les voiles simples rectangulaires.

$$h_{\text{voile}} = 306 - 20 = 286\text{cm}, \text{ épaisseur du plancher } (16+4) = 20\text{cm}$$

$$\rightarrow e \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm}$$

Donc on opte pour $e = 20\text{cm}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Vérifications des exigences du RPA99 version 2003(ART7.7.1)

$$L_{\min} \geq 4e$$

$$L_{\min} = 293 \text{ cm} ; 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} > 4e \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la forme est carrée, rectangulaire ou circulaire.

Leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

étages	Section en m ²
RDC – 4 ^{ème} étage	40X40
5 ^{ème} étage	35X35

Tableau II.1 : sections des poteaux

Vérification des poteaux selon les conditions du RPA 99/v2003

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA99V2003 /A.7.4.1)

a. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa

b. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c. $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

- Poteaux étages courants (du 1^{er} au 4^{ème} étage) : Section de (40x40)

$$\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(40 \times 40) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Poteaux du RDC : section de (40x40)

$$\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(40, 40) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Poteaux 5^{ème} : section de (35x35)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$\text{Min}(35,35) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\text{Min}(35,35) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au DTR B.C.22. Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement (**BAEL91 modifié 99 Art B.8.4.1**)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 50

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

Avec :

L_f : longueur de flambement, qui égale à $L_f = 0,7L_0$

L_0 : portée réelle du poteau (hauteur libre)

I : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ avec :

I : moment d'inertie du poteau, $I = \frac{bh^3}{12}$ (section carrée)

A : section transversale du poteau (bxh)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3,46}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0 \cdot 3,46}{h} = \frac{2,422L_0}{h}$$

II.1.5. Les escaliers:

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires. Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

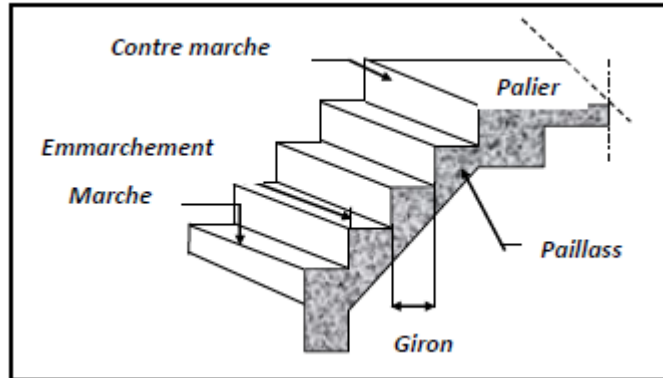


Figure II.6 : caractéristiques des escaliers

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e_p : épaisseur de la paillasse
- H : hauteur de la volée
- L : longueur de la paillasse

La circulation d'un niveau à un autre est assuré par l'intermédiaire d'un escalier ce dernier doit être du type droit pour un immeuble collectif, les volées sont en béton armé. Ce type d'escaliers est choisi à cause de la rapidité d'exécution et utilisation immédiate de l'escalier. Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$.

On a aussi : $16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$

Adoptons : $h=17\text{ cm}$

Donc : $g=30\text{cm}$

$H_{\text{rdc}}= 4,08\text{ m}$

$H_{\text{étage-courant}}= 3,06\text{ m}$

- Pour les étages courants :

$n = \frac{H}{17} = \frac{3,06}{17} = 18$, dont 9 marches et 9 contre marches par volée.

On a deux volées dans chaque étage , la hauteur de chaque volée est :

$H_{\text{volée}} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{ m}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

L'inclinaison de la paille :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

la longueur de la ligne de foulée :

$$l = g(n-1) = 240 \text{ cm}$$

la longueur de la paille :

$$l' = \frac{1,53}{\sin \alpha} = 2,85 \text{ m}$$

l'épaisseur de la paille :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec $L = l' + 1,30$ (1,30 est la largeur du palier)

$$L = 4,15 \text{ m}$$

$$\frac{415}{30} < e_p < \frac{415}{20} \rightarrow 13,83 < e_p < 20,75$$

On opte pour :

$$e_p = 17 \text{ cm}$$

- Le RDC :

On a deux volées, dont la première volée contient à son tour deux volées, la hauteur de chaque volée est :

$$H_{\text{volée1}} = 1,02 \text{ m}$$

$$H_{\text{volée2}} = 1,53 \text{ m}$$

$$H_{\text{volée3}} = 1,53 \text{ m}$$

Le nombre des marches par volée :

Volée 1 :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{102}{17} = 6 \text{ marches}$$

volée 2 :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

volée 3 :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

volée 1 :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1,02}{1,50} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

la longueur de la ligne de foulée :

$$l = g(6-1) = 150 \text{ cm}$$

la longueur de la paillasse :

$$l' = \frac{1,02}{\sin \alpha} = 1,81 \text{ m}$$

l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec $L = l' + 1,20$ (1,30 est la largeur du palier)

$$L = 3,01 \text{ m}$$

$$\frac{301}{30} < e_p < \frac{301}{20} \rightarrow 10,03 < e_p < 15,05$$

On opte pour : $e_p = 17 \text{ cm}$

volée 2 :

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

la longueur de la ligne de foulée :

$$l = g(n-1) = 240 \text{ cm}$$

la longueur de la paillasse :

$$l' = \frac{1,53}{\sin \alpha} = 2,85 \text{ m}$$

l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec $L = l' + 1,30$ (1,30 est la largeur du palier) $\rightarrow L = 4,15 \text{ m}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\frac{415}{30} < e_p < \frac{415}{20} \rightarrow 13,83 < e_p < 20,75$$

On opte pour : $e_p = 17\text{cm}$

volée 3 :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

la longueur de la ligne de foulée :

$$l = g(n-1) = 240\text{cm}$$

la longueur de la paillasse :

$$l' = \frac{1,53}{\sin\alpha} = 2,85\text{m}$$

l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec $L = l' + 1,30$ (1,30 est la largeur du palier)

$$L = 4,15\text{m}$$

$$\frac{415}{30} < e_p < \frac{415}{20} \rightarrow 13,83 < e_p < 20,75$$

On opte pour : $e_p = 17\text{cm}$

II.2. Les charges permanentes :

II.2.1. Les planchers des étages courants (en corps creux) :

matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique(kgf/m ³)	Charges permanentes(kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Plancher en corps creux	16+4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloison de distribution	10	900	90
			G=5,11 kN/m ²

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher d'étage courant en corps creux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.2.2.La dalle pleine (balcons) :

matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges permanentes (KN/m ²)
Mortier de pose	2	22	0,44
Couche de sable	2	18	0,36
Enduit de ciment	2	18	0,36
carrelage	2	22	0,44
Dalle pleine en BA	15	/	3,75
			G=5,35 KN/m ²

Tableau II.3 : charge permanente de la dalle pleine

II.2.3.Les cloisons :

a. Les murs extérieurs :

matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique(Kg/m ³)	Charge(kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Brique creuse	10	900	90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	10	900	90
Enduit plâtre	2	1000	20
			G=2,4KN/m ²

Tableau II.4 : charge permanente du mur extérieur

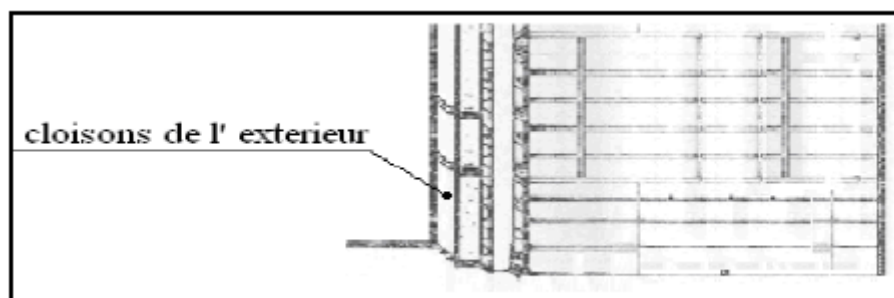


Figure II.7 :cloison du mur extérieur

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

b. les murs intérieurs :

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Charge (Kg/m ²)
Enduit plâtre	2	1000	20
Brique creuse	10	900	90
Enduit plâtre	2	1000	20
			G=1,3KN/m ²

Tableau II.5 : charge permanente du mur intérieur

II.2.4.Les voiles :

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Charge (Kg/m ²)
Poids propre du voile	20	2500	500
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit de ciment	3	1000	54
			G=5,74KN/m ²

Tableau II.6 : charge permanente des voiles

II.2.5.La charpente :

D'après (le DTR BC2-2 charges permanentes et surcharges)

Matériaux	Charge permanente
Tuile mécanique à emboitement	0,4
Chevrans et pannes	0,1
Mur pignon	0,9
	G=1,4 KN/m ²

Tableau II.7 : charge permanente de la toiture

II.2.6.Escaliers :

a. Volée :

$$\text{Paillasse : } \frac{25 \times 0,20}{\cos 32,52} = 5,92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Marches : } \frac{25 \times 0,17}{2} \times 1 \text{ ml} = 2,125 \text{ KN/ml}$$

Poids du revêtements : (carrelage+mortier+lit de sable)

$$(0,02 \times 22 \times 1 \text{ ml}) + (0,02 \times 22 \times 1 \text{ ml}) + (0,02 \times 18) = 1,24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } 0,3 \times 1 \text{ ml} = 0,3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{volée}} = 9,585 \text{ KN/ml}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

b. Palier :

Poids propre du palier : $25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du revêtements :

$(0,02 \times 22 \times 1 \text{ ml}) + (0,02 \times 22 \times 1 \text{ ml}) + (0,02 \times 18) = 1,24 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 6,24 \text{ KN/ml}$

II.3. Les surcharges d'exploitation :

Elément	Surcharge Q (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher étage courant	1,5
Plancher du RDC	5
Dalle pleine	3,5
Escalier	2,5

Tableau II.8 : surcharges d'exploitations des éléments .

Conclusion :

Les différentes règles et lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher		20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		15 cm
Section des poutres	Poutre principale	(30x35) cm ²
	Poutre secondaire	(30x35) cm ²
Section des poteaux	RDC-4 ^{eme} étage	(40x40) cm ²
	5 ^{eme} étage	(35x35) cm ²
Epaisseur du voile		20 cm

Chapitre III

Introduction :

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : la charpente, les escaliers, la poutre palière, ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines (les balcons).

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99)** et le **RPA (version 2003)**.

III.1. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers

fonctions d'un escalier sont les suivantes

- Desservir les différents niveaux qu'il relie en toute sécurité .
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées .

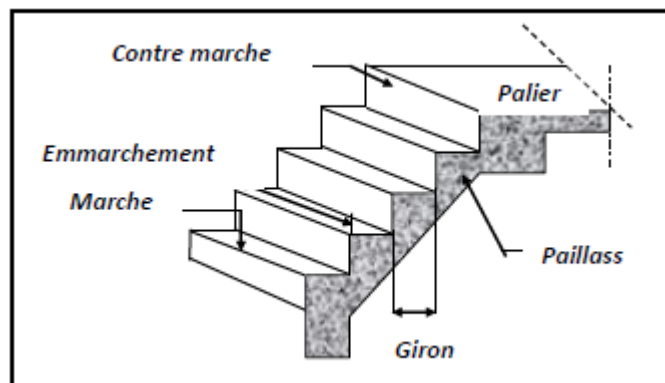


Figure III.1 : les constituants des escaliers.

Détermination des efforts :

- Les sollicitations de calcul :

Pour le palier : $G=5,46 \text{ kN/m}^2$, $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$.

Pour la paillasse : $G=10,41 \text{ kN/m}^2$, $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$.

Le calcul se fera en considérant la paillasse et le palier comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

• Combinaison des charges :

	palier	volée
ELU	$q_{u1}=1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5 = 12,17 \text{ kN/m}^2$	$q_{u1}=1,35 \times 9,585 + 1,5 \times 2,5 = 16,68 \text{ kN/m}^2$
ELS	$q_{s1}=6,24 + 2,5 = 8,74 \text{ kN/m}^2$	$q_{s2}=9,585 + 2,5 = 12,08 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.1 : combinaisons des charges

Calcul a L'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M .

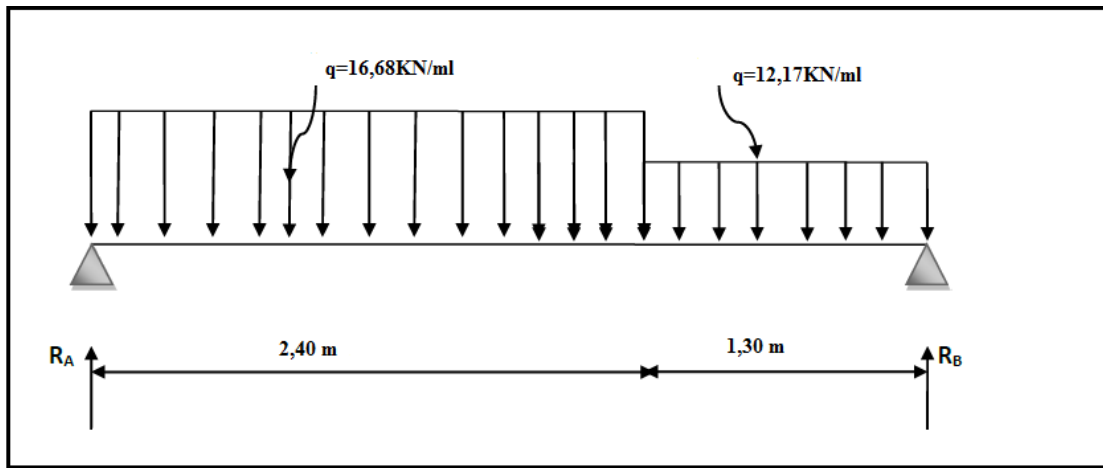


Figure III.2 : schéma statique des escaliers a l'ELU

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (16,68 \times 2,4) + (12,17 \times 1,30)$$

$$R_A + R_B = 55,85 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{16,68 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + 1,3 + 12,17 \times 1,3 \times \frac{1,3}{2}}{3,7}$$

$$R_A = 29,82 \text{ kN}$$

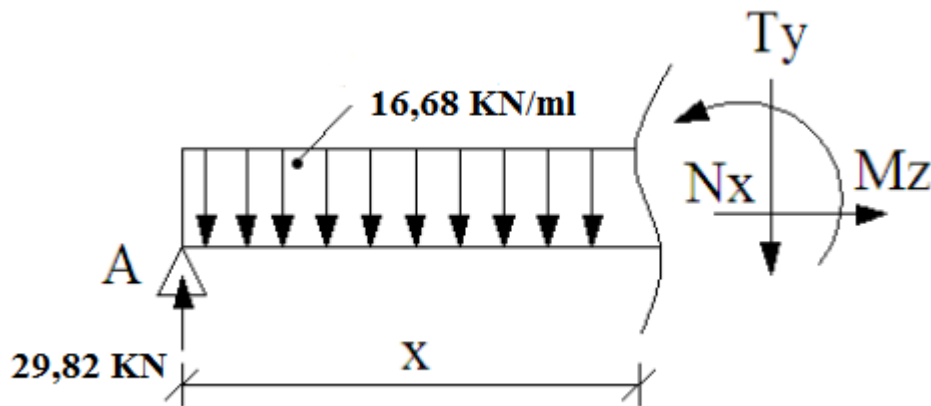
$$R_B = 55,85 - 29,82$$

$$R_B = 26,03 \text{ kN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des efforts internes :

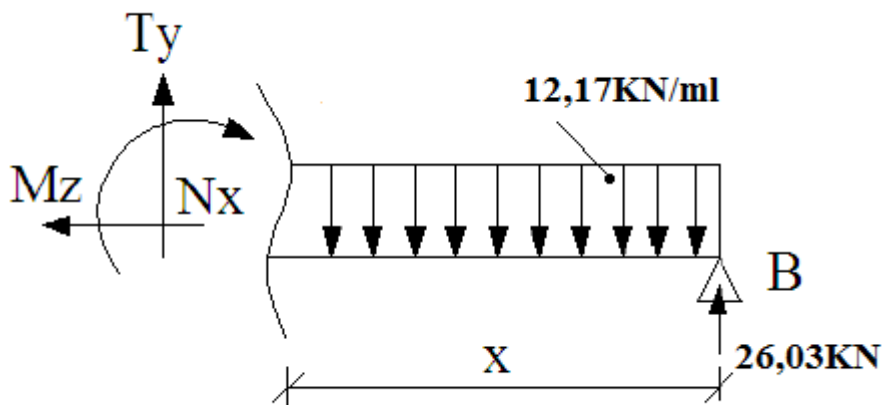
➤ **Tronçon 1 : $0 < x < 2,4 \text{ m}$**



	$\Sigma f/y=0$ $T = -16,68x + 29,82$	$\Sigma M/i=0$ $M = -16,68 \frac{x^2}{2} + 29,82x$
$x=0$	29,82 kN	0 kN.m
$x=2,4$	-10,21 kN	23,52 kN.m

Tableau III.2 : calcul des efforts internes à l'ELU

➤ **Tronçon 2 : $0 < x < 1,3 \text{ m}$**



	$\Sigma f/y=0$ $T = +12,17x - 26,03$	$\Sigma M/i=0$ $M = -12,17 \frac{x^2}{2} + 26,03x$
$x=0$	-26,03 kN	0 kN.m
$x=1,3$	-10,20 kN	23,55 kN.m

Tableau III.3 : Calcul des efforts internes à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Moment maximal :

$$T = -16,68x + 29,82 = 0$$

$$x = \frac{29,82}{16,68} = 1,78 \text{ m}$$

$$M = -16,68 \frac{x^2}{2} + 29,82x \rightarrow M(1,78) = -16,68 \frac{1,78^2}{2} + 29,82(1,78)$$

$$M^{\max} = 26,65 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

Moment aux appuis :

$$M_{ap} = (-0,3)M_u \max = (-0,3)(26,65) = -7,99 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tr} = (0,85)M_u \max = (0,85)(26,65) = 22,652 \text{ kN.m}$$

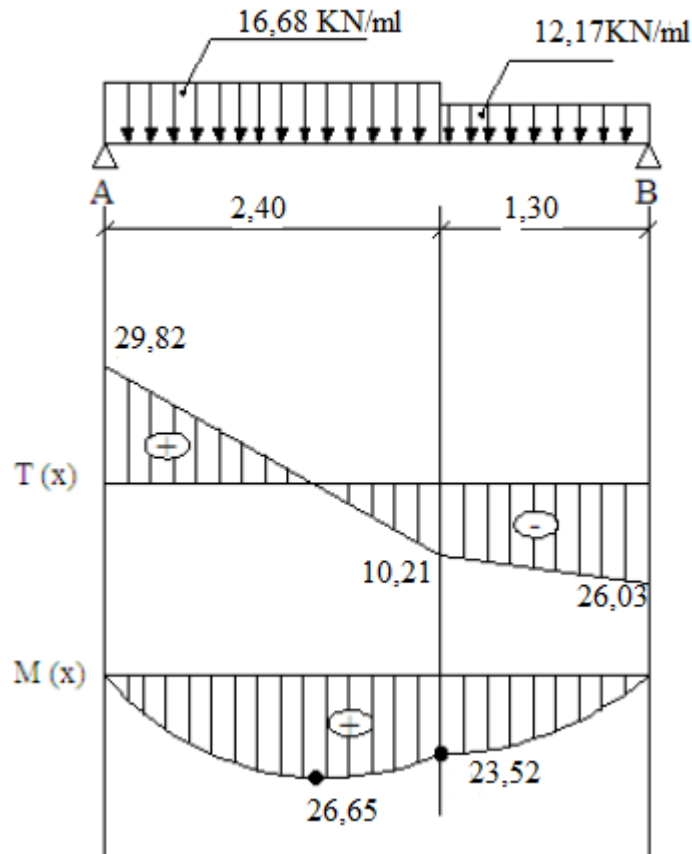
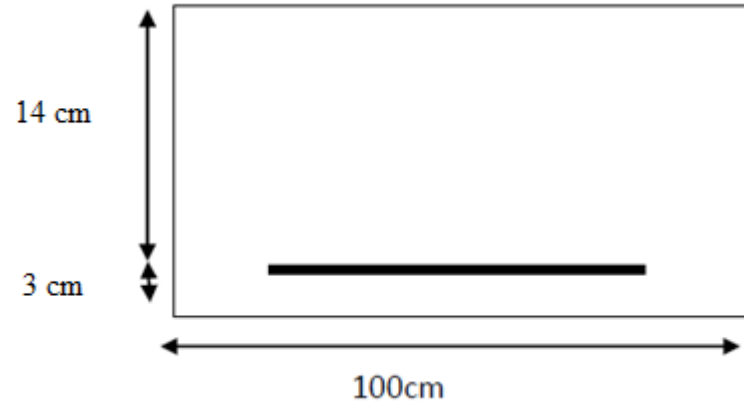


Figure III.3: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Ferraillage des escaliers :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



$b = 100 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$

calcul des armatures :

➤ aux appuis : $M_{uapp} = 7,99 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \frac{7,99 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 14^2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

Par interpolation :

$$\mu_a = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

	Armatures principales	Armatures de répartition
	$A_p = \frac{7,99 \times 10^3}{0,986 \times 14 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$	$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$
Sections adoptées	5HA12 = 5,65 cm ²	5HA10 = 3,14 cm ²
espacement	20 cm	20 cm

Tableau III.4 : Calcul des armatures aux appuis

➤ En travée : $M_{utr} = 22,652 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{utr}}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \frac{22,65 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 14^2} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

Par interpolation :

$$\mu_a = 0,081 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

	Armatures principales	Armatures de repartition
	$A_{tr} = \frac{22,652 \times 10^3}{0,957 \times 14 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2$	$A_r = \frac{tr}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$
Sections adoptées	5HA12= 5,65 cm ²	5HA10=3,93cm ^{2e}
espacement	20cm	20 cm

Tableau III.5: calcul des armatures en travée

Disposition des armatures:

Armatures principales:

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (51 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

-Aux appuis : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$

-En travée : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$

Armatures secondaires :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (68\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

-Aux appuis : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$

-En travée : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$

Les vérifications a L'ELU :

Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91/Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL91/Art A.5.2.1,211)}$$

$$\tau_u = \frac{29,82 \times 10^3}{140.10^3} = 0,175$$

Pour les fissurations sont peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13, f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = \min \{ 3,25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travée :

$$A > A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.14.2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} > A_{\min} \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Aux appuis :

$$A > A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.14.2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} > A_{\min} \rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s.f_{t28} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y}{0,9d\Sigma u_i} \text{ avec : } \Sigma u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma u_i = n.\pi.\phi = 5*3,14*12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,82.10^3}{0,9.140.188,4} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow 1,25 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risques d'entraînement des barres longitudinales.

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton (BAEL91 Art A.5.1.313)

$$\text{On doit vérifier que : } T_u \leq 0,4.b.a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a=0,9d=15,3 \text{ cm}$$

$$T_u = 29,82 \text{ KN}$$

$$0,4.100.15,3 \frac{25}{1,5} 10^{-1} = 1020 \text{ KN}$$

$$29,82 \text{ KN} \leq 1020 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Influence sur l'acier (BAEL91 Art A5.1.313)

$$\text{on doit vérifier que : } A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9d}\right) \frac{1,5}{f_e}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; \left(29,82 + \frac{7,99}{0,9.14}\right) \frac{1,5}{400} = 0,113 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,113 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}}, \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4,2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifié 99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 l_s** pour les ACIERS HA

$$l_a = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 42,25 = 16,9 \text{ cm soit : } l_a = 20 \text{ cm}$$

Calcul à L'ELS :

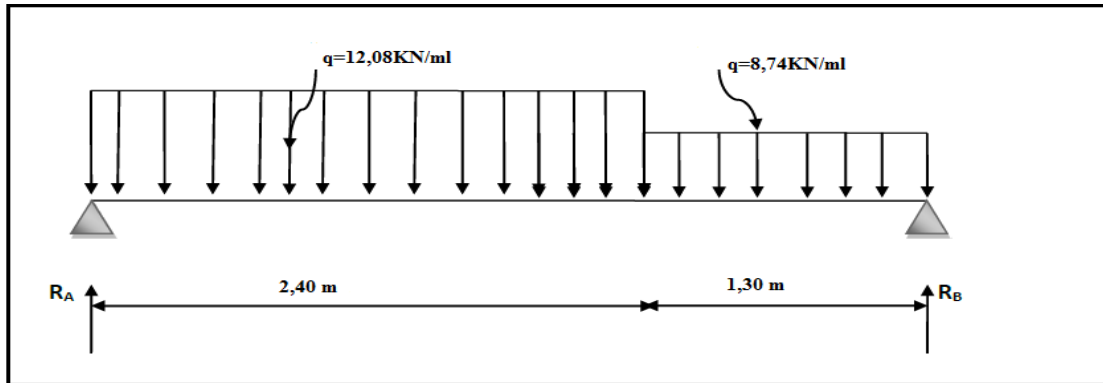


Figure III.4 : schéma statique des escaliers à l'ELS

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 12,08 \times 2,4 + 8,74 \times 1,30$$

$$R_A + R_B = 40,354 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{12,08 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + 1,3 + 8,74 \times 1,3 \times \frac{1,3}{2}}{3,7}$$

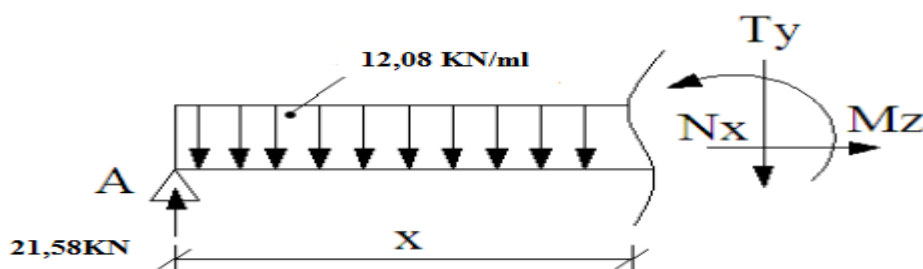
$$R_A = 21,58 \text{ KN}$$

$$R_B = 40,35 - 21,58$$

$$R_B = 18,77 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

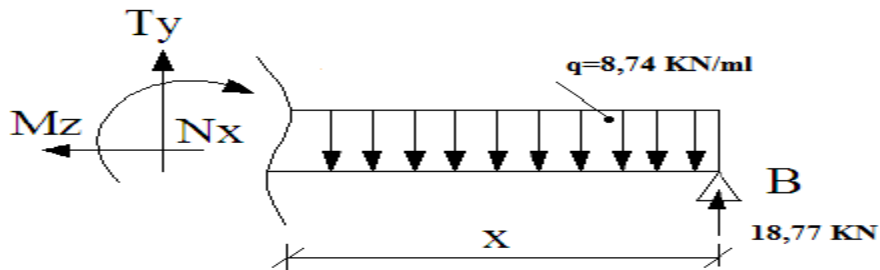


Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

	$\Sigma f/y=0$ $T = -12,08x + 21,58$	$\Sigma M/i=0$ $M = -12,08 \frac{x^2}{2} + 21,58x$
$x=0$	21,58 KN	0KN.m
$x=2,4m$	-7,71 KN	17 KN.m

Tableau III.6 : calcul des efforts internes à l'ELS

Tronçon2 : $0 \leq x \leq 1,3m$



	$\Sigma f/y=0$ $T = 8,74x - 18,77$	$\Sigma M/i=0$ $M = 8,74 \frac{x^2}{2} - 18,77x$
$x=0$	-18,77 KN	0KN.m
$x=1,3m$	-7,41 KN	17 KN.m

Tableau III.7 : calcul des efforts internes à l'ELS

Moment maximal :

$$T = -12,08x + 21,58 = 0$$

$$x = \frac{21,58}{12,08} = 1,78 \text{ m}$$

$$M = -12,08 \frac{x^2}{2} + 21,58x \rightarrow M(1,78) = -12,08 \frac{1,78^2}{2} + 21,58(1,78)$$

$$M^{\max} = 19,27 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{uapp} = (-0,3) M_u \max = (-0,3) \times 19,27 = -5,78 \text{ kN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{utr} = (0,85) M_u \max = (0,85) \times 19,27 = 16,37 \text{ kN.m}$$

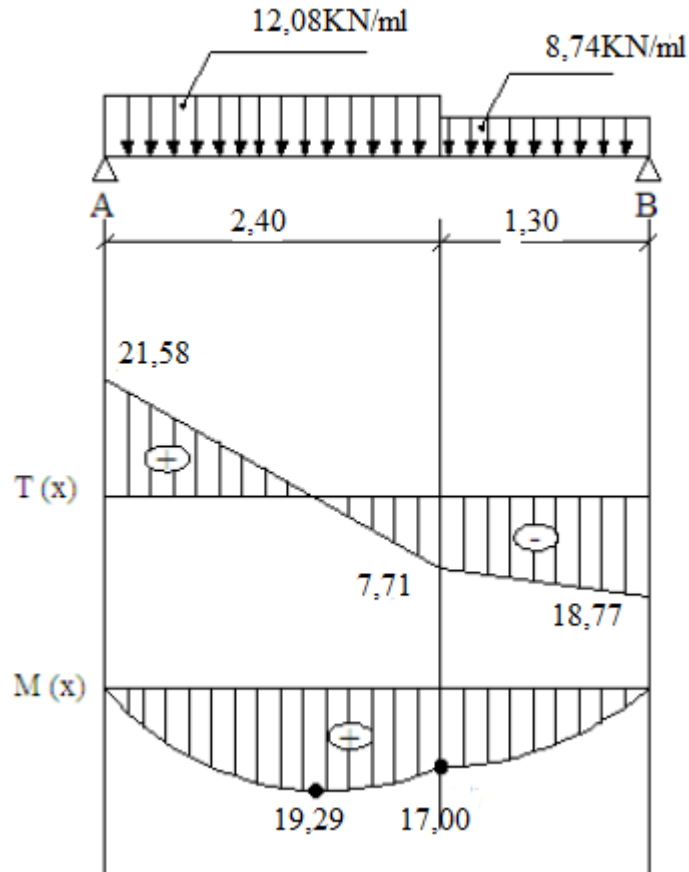


Figure III.5 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

Vérification a l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{bd} = \frac{100.5,65}{100.14} = 0,333$$

$$\rho_1 = 0,333 \rightarrow \beta_1 = 0,910 \rightarrow k_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,37.10^3}{0,910.14.5,65} = 187,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{187,28}{40,56} = 4,61 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_{bc} = 4,61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{bd} = \frac{100 \cdot 3,93}{100 \cdot 14} = 0,231$$

$$\rho_1 = 0,231 \rightarrow \beta_1 = 0,923 \rightarrow k_1 = 49,93$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{0,923 \cdot 14 \cdot 5,65} = 65,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{65,19}{49,93} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

Vérification de la flèche (BAEL91 B.6.5.2)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées .

- $L=370 \text{ cm}$: longueur libre de la plus grande travée
- $h=17 \text{ cm}$: hauteur de la poutre
- $M_t=16,37 \text{ KN.m}$ moment max en travée
- $M_0=19,27 \text{ KN.m}$ moment max isostatique
- $A=5,65 \text{ cm}^2$ section d'armatures en travée
- $f_e=400 \text{ MPa}$ limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{370} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 17} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{370} = 0,045 < \frac{16,37}{10 \cdot 19,27} = 0,084 \text{ condition non vérifiée}$$

La première troisième condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogène

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$I = \frac{b}{3}x(y_1^3 + y_2^3) + 15x A_t (y^2 - c)^2$$

$$y_2 = \frac{S_{xxI}}{B_0} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \cdot 5,65 \cdot 17}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 5,65} = 8,90 \text{ cm}$$

$$y_1 = h - y_2 = 17 - 8,90 = 8,1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}x(8,90^3 + 8,1^3) + 15x5,65(8,10 - 3)^2 = 43418 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384}x \frac{12,08x3,7^4 10^6}{43418x10815,89} = 0,062 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée.

L'escalier sera ferrailé:

- **aux appuis:**

Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures secondaires : 5HA10 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **en travée :**

Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures secondaires : 5HA10 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2. La poutre palière :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,80m.

Pré-dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : longueur libre de la poutre

h_t : hauteur de la poutre

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18,66 \leq h_t \leq 28$$

$h_t = 30 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$9 \leq b \leq 21$$

$$b=25 \text{ cm}$$

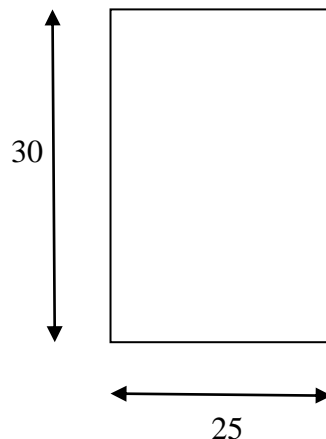
Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1) :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

on opte pour :

$$h=30 \text{ cm et } b=25 \text{ cm}$$

donc la poutre a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25.0,25.0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $G_2 = (1,53 - 0,53)2,4 = 2,832 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

à l'ELU : $R_u = 26,03 \text{ KN}$, à l'ELS : $R_s = 18,77 \text{ KN}$ au niveau du palier .

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul a l'ELU :

Combinaison de charges :

$$L'ELU : q_u = 1,35G + R_u \rightarrow q_u = 1,35(1,875 + 2,832) + 26,03 = 32,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 32,38 \text{ KN/ml}$$

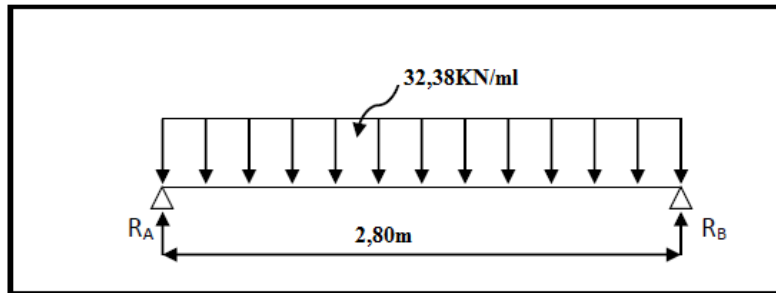


Figure III.6: schéma statique de la poutre palière à l'ELU

Calcul des efforts à l'ELU :

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{32,38 \cdot 2,8}{2} = 45,33 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{32,38 \cdot 2,8^2}{8} = 31,73 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{32,38 \cdot 2,8}{2} = 45,33 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :** $-0,3 M_u^{\max} = -0,3 \cdot 31,73 = -9,51 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $0,85 M_u^{\max} = 0,85 \cdot 31,73 = 29,97 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

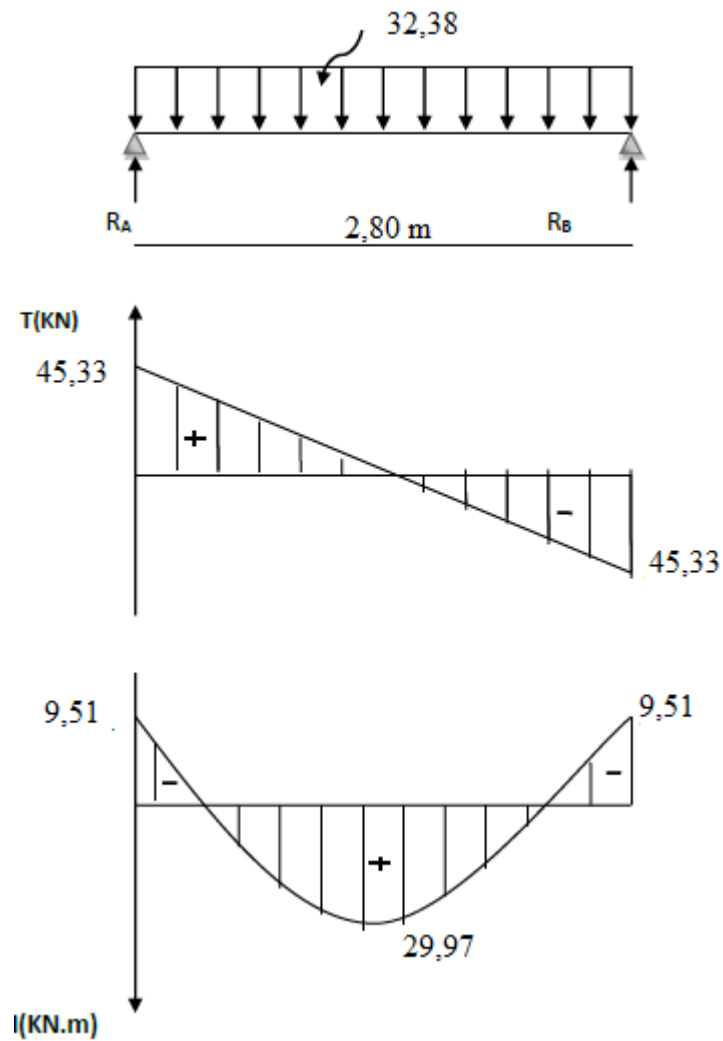
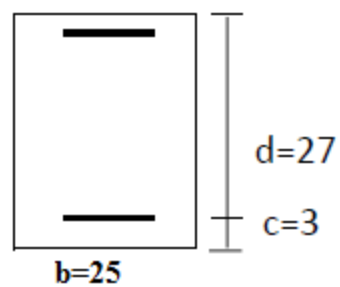


Figure III.7 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures :



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{cb}} = \frac{26,97.10^3}{25.17^2.14,2} = 0,104 \leq 0,392 \text{ SSA}, \mu_b = 0,104 \rightarrow \beta = 0,945$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{cb}} = \frac{9,51.10^3}{25.17^2.14,2} = 0,036 \leq 0,392 \text{ SSA}, \mu_b = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

	En travée	Aux appuis
section	$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \beta \sigma_{st}} = \frac{26,97.10^3}{0,945.27.348} = 3,03 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \beta \sigma_{st}} = \frac{9,51.10^3}{0,945.27.348} = 1,03 \text{ m}^2$
section adoptées	3HA12=3,39cm ²	3HA12=3,39 cm ²

Tableau III.8 : calcul des armatures

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 273 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{45,33.10^3}{250.270} = 0,671 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont peu préjudiciables.

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,671 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3) .

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \quad \text{avec : } u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 3,3 \cdot 14,1 \cdot 2 = 11,304.$$

$$\tau_{se} = \frac{45,33.10^3}{0,9 \cdot 270 \cdot 11,304} = 1,65 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Ancrage des barres : (BAEL91/Art.6.1,23) .

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 42,33$$

$$L_c = 16,93 \text{ cm.}$$

On opte pour : $L_c = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 8,57; 25 \}$$

On choisit le diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre+1étrier)8

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,14 \text{ MPa}$$

$2,14 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}$ *condition vérifiée.*

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) (figure dispositions constructives des portiques) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur les appuis (zone nodale) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \left\{ \frac{30}{4}; 121,2; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travée (zone courante):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Soit : $S_t=15$ cm

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du noeud de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul à l'ELS :

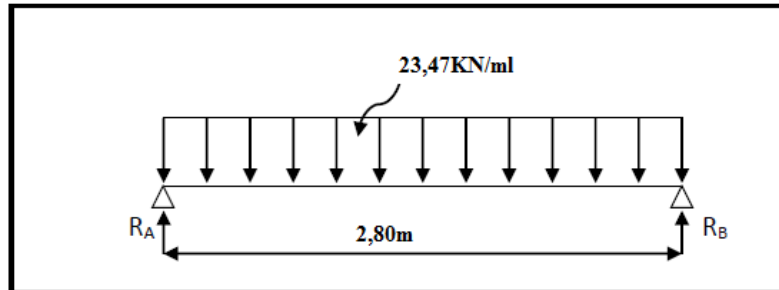


Figure III.8 : schéma statique de la poutre palière a l'ELS

Combinaison de charges :

L'ELS : $q_s = G + R_u \rightarrow q_s = (1,875 + 2,832) + 18,77 = 23,47 \text{ kN/ml}$

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{23,47 \cdot 2,8}{2} = 32,85 \text{ KN}$$

Le moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{23,47 \cdot 2,8^2}{8} = 23 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant:

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{23,47 \cdot 2,8}{2} = 32,85 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 23 = -6,9 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_s^{\max} = 0,85 \times 23 = 19,55 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

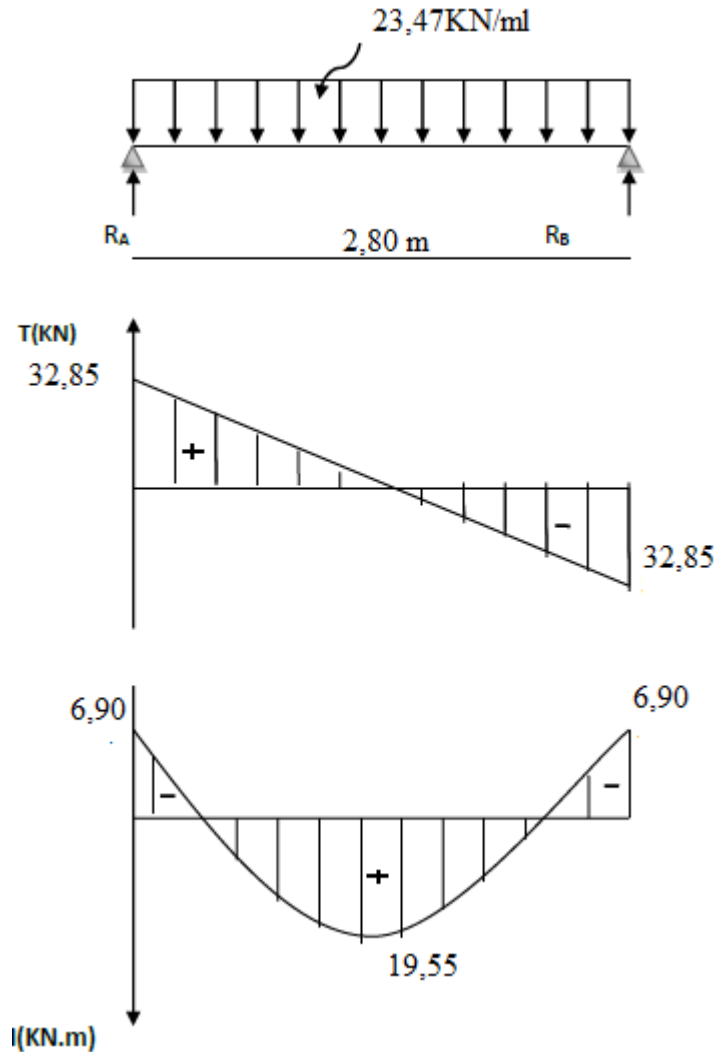


Figure III.9 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \quad ; \quad \beta_1 = 0,893 \quad ; \quad K_1 = 31,73$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_s = \frac{6,9 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 84,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{84,41}{31,73} = 2,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,690 \quad ; \quad \beta_1 = 0,879 \quad ; \quad K_1 = 26,32$$

$$\sigma_s = \frac{19,55 \times 10^3}{0,879 \times 27 \times 4,62} = 178,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178,30}{26,32} = 6,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{19,55}{10 \times 23} = 0,085 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III.3. Les dalles pleines (loggia):

Le balcon est assimilé à une console encastrée à la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs est déterminée par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2)

→ $e_p = 15 \text{ cm}$

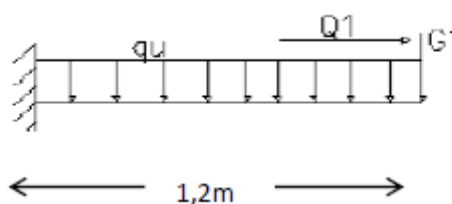


Figure III.10: schéma statique la dalle pleine

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Charges et surcharges :

Charge permanente	$G=5,31 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
Surcharge due a la main courante	$F=1 \text{ KN/ml}$
Charge de concentration due au poids du garde-corps	$G=1,62 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

	ELU	ELS
Charge uniformément répartie	$q_{u1}=1,35G+1,5Q$ $q_{u1}= 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5$ $q_{u1}=12,43 \text{ KN/m}^2$	$q_{s1}=G+Q= 5,31+3,5$ $q_{s1}=8,81 \text{ KN/m}^2$
Charge concentrée	$q_{u2}=1,35G+1,5Q$ $q_{u2} = 1,35 \times 1,62 = 2,19$ KN/m^2	$q_{s2}=G$ $q_{s2} = 1,62 \text{ KN/m}^2$

- Calcul à l'ELU :

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,43 \times 1,20 + 2,19$$

$$T_u = 17,11 \text{ KN}$$

Calcul du moment :

$$M_{u1} = \frac{q_{u1} \times l}{2} = \frac{12,43 \times (1,2)^2}{2} = 8,95 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u2} = q_{u2} \times 1,20 = 2,63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u^{\text{tot}} = M_{u1} + M_{u2} = 8,95 + 2,63$$

$$M_u^{\text{tot}} = 11,58 \text{ KN.m}$$

- Calcul à l'ELS:

Calcul de l'effort tranchant:

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 8,81 \times 1,20 + 2,19$$

$$T_u = 12,19 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul du moment :

$$M_{u1} = \frac{q_{u1} x l}{2} = \frac{8,81 \times (1,2)^2}{2} = 6,34 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u2} = q_u \times 1,20 = 1,62 \times 1,2 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u2} = 1,94 \text{ KN.m}^2$$

$$M_u^{\text{tot}} = M_{u1} + M_{u2} = 6,34 + 1,94$$

$$M_u^{\text{tot}} = 8,28 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{11,58 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,056 < 0,392 \quad \text{SSA d'où : } \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{11,58 \times 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm² avec st= 15 cm

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3,14 cm² avec st=15cm

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{\text{adoptée}} \rightarrow A_{\min} + 1,45 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\Sigma u_i} \quad \text{avec : } u_i = n.\phi.\pi = 4 \times 12 \times 3,14 = 150,72 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{17,11 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,71} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,05 \text{ cm}^2 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : (Art 5.2.2/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{17,11 \times 10^3}{100 \times 120} = 0,142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ les fissurations sont peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u = 0,142 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires : $S_t = 15 \text{ cm} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\}$ condition vérifiée.

Vérification a l'ELS :

Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu préjudiciables , aucune vérification n'est à effectuer.

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,026 \cdot 168,67 = 4,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{19,55}{10 \times 23} = 0,085 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,52}{12 \times 100} = 0,0037 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. La poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids dû aux cloisons (mur en double cloisons).

Pré-dimensionnement de la poutre :

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre :

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \rightarrow 19,66 \leq h_t \leq 29,5$$

On opte pour : $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est :

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$ (pour des raisons de sécurité on adopte $b = 30 \text{ cm}$)

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article (ART 7.5.1 du RPA 99 version 2003)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm C.V}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm C.V}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots \frac{25}{30} = 0,83 \leq 4 \text{ C.V}$$

Donc on adopte : PC(25x30)cm²

Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Le poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,87 \text{ KN/ml}$

Le poids propre du mur en double cloison : $2,4 \times (3,06 - 0,25) = 6,74 \text{ KN/ml}$

Le poids propre du plancher : $5,11 \times 0,65 / 2 = 1,66 \text{ KN/ml}$

$$G_p = 10,27 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 / 2 = 0,48 \text{ KN/ml}$$

Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 10,27 + 1,5 \times 0,48$$

$$q_u = 14,58 \text{ KN/ml}$$

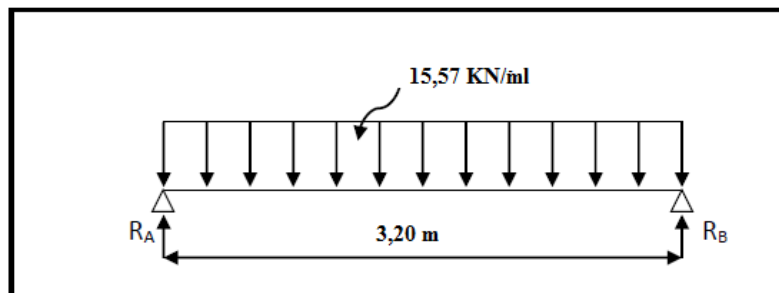


Figure III.11 : schéma statique la poutre de chaînage à l'ELU

Calcul des efforts :

Le moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14,58 \times 10,24}{8} = 18,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_u = -5,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{tr} = 0,85M_u = 15,86 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,58 \times 3,2}{2} = 23,32 \text{ KN}$$

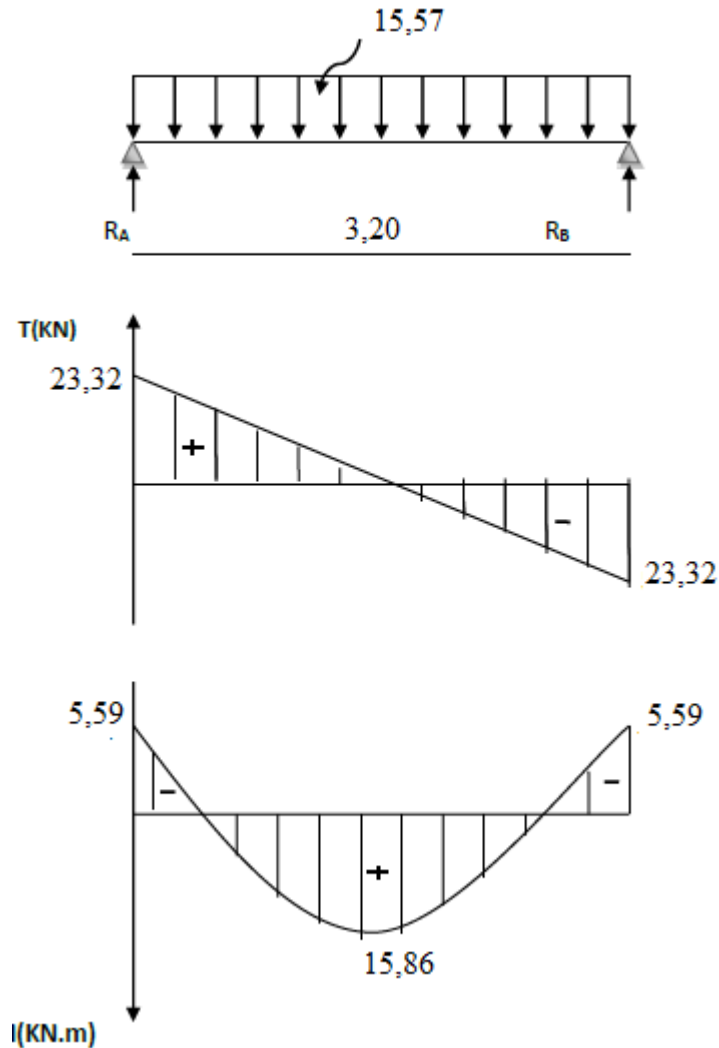


Figure III.12 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{15,58 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,060 < 0,392 \quad \text{SSA d'où : } \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{15,58 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2,35 cm² avec st= 15 cm

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{5,59 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu = 0,021 < 0,392 \quad SSA \text{ d'où : } \beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta x d \sigma_{st}} = \frac{5,59 \times 10^3}{0,989 \times 27 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2,35 cm² avec st= 15 cm

Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 BAEL91/99)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,35 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,35 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91 modifié 99 Art A5.1.211)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{23,32 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,345 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ les fissurations sont peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u = 0,345 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b \cdot d \cdot 0,9 \cdot f_{c28}$$

$$T_u \leq \frac{0,4}{1,5} 25 \cdot 27 \cdot 0,9 \cdot 2,5 = 607,5 \text{ KN}$$

$$T_u = 23,32 \text{ KN} \leq 607,5 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 23,32 \text{ kN}, \quad M_a = 5,97 \text{ kN.m} \quad d = 27 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[23,32 + \frac{-5,59}{0,9 \times 27} \right] = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,66 \text{ cm}^2 < 2,35 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi; \frac{h}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 10; \frac{300}{10} \right\}$$

on prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

on opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Écartement des armatures transversales

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = 24,3 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 1,077 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Vérification selon le RPA :

D'après le RPA , l'espacement est donné selon deux zones.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right\}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\max} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\max} = 1,125 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Ancrage des barres : (BAEL91/Art.6.1,23) .

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,400}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4.35,27$$

$$L_c = 14,10 \text{ cm.}$$

On opte pour : $L_c = 20 \text{ cm}$

Comme L_s dépasse la longueur de la poutre , les armatures doivent comporter des crochets.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \cdot \max}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 3.3,14.1 = 9,42 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,32.10^3}{0,9.270.9,42} = 0,84 \text{ MPa .}$$

$$\tau_{se} = 0,84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Combinaison des charges a l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10,27 + 0,48$$

$$q_s = 10,75 \text{ KN/ml}$$

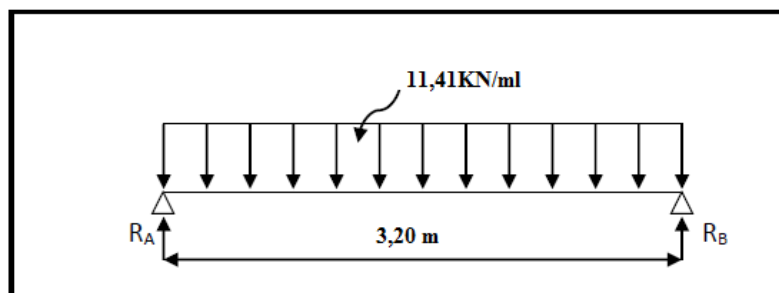


Figure III.13 : schéma statique la poutre de chaînage a l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des efforts :

Le moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{10,75 \times 10,24}{8} = 13,76 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_u = -0,3 \times 13,76 = -4,12 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{tr} = 0,85M_u = 0,85 \times 14,60 = 11,69 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{10,75 \times 3,2}{2} = 17,20 \text{ KN}$$

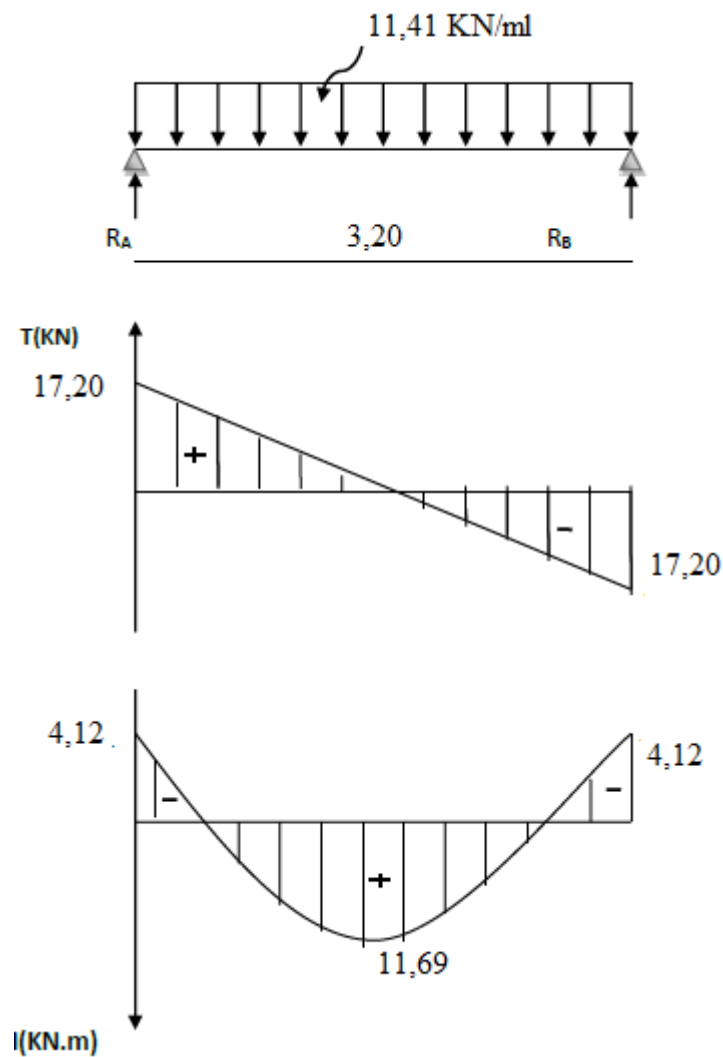


Figure III.14 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/ Art 4.5.3)

Les fissurations sont peu nuisibles , aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de compression du béton: (BAEL 91 Art B6.6.1) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A} ; \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

Aux appuis :

$$M_a = 4,12 \text{ KN.m} / A = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ k_1 = 39,35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4,12 \times 10^6}{0,908 \times 270 \times 235} = 71,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{71,51}{39,35} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 11,69 \text{ KN.m} / A = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ k_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11,69 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 339} = 143,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{143,02}{31,73} = 4,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{11,69}{10 \times 19,92} = 0,058 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{2,35}{25 \times 27} = 0,0034 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Une condition n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_p I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y^2 - c)^2$$

$$y_2 = \frac{S_{xxI}}{B_0} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{25 \cdot \frac{30^2}{2} + 15 \cdot 3,39 \cdot 27}{25 \cdot 30 + 15 \cdot 3,39} = 15,75 \text{ cm}$$

$$y_1 = h - y_2 = 30 - 15,75 = 14,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{25}{3} \times (15,75^3 + 14,25^3) + 15 \times 3,39 (14,25 - 3)^2 = 63107,57 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,41 \times 3,2^4 \times 10^6}{43418 \times 63107,57} = 0,005 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée.

III.5. Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux, ils sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance. La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) .

Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL91/B6.8.5) :

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Les armatures parallèles aux poutrelles (BAEL91/B6.8.5) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles $(5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$

Calcul des poutrelles a l'ELU :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

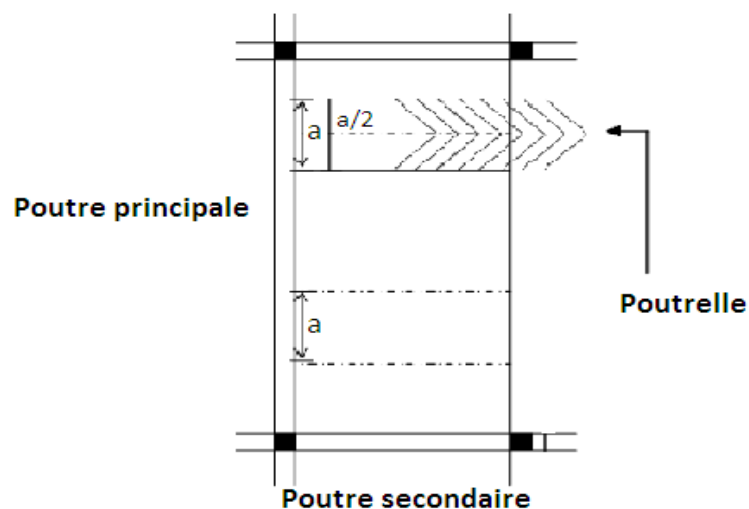


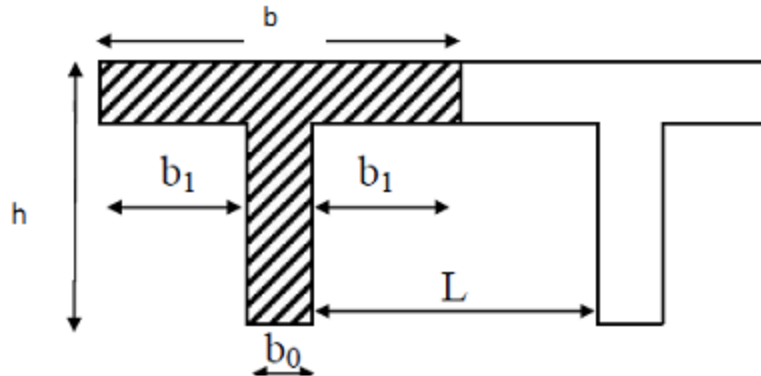
Figure III.15 : disposition des poutres

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

Détermination des dimensions de la section en T :



$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Calcul des chargements :

Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,11 \times 0,65 = 3,32$ KN/m

Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,89$ KN/ml

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 5,59$ KN/ml.

Choix de la méthode :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q=0,975 \leq \max\{2G; 5KN\}=6,64 \rightarrow$ condition vérifiée.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \rightarrow condition vérifiée.
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

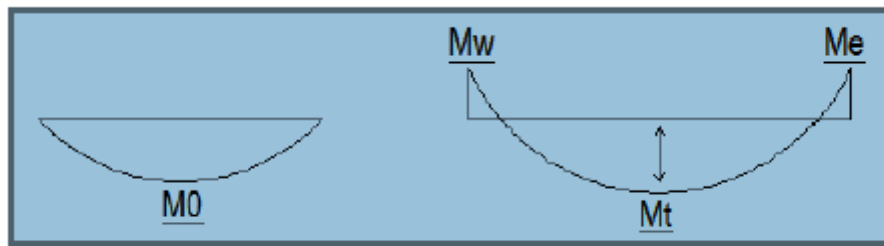
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad , \frac{3,20}{3,20}=1 \quad ; \frac{3,20}{2,80}=1,14 \quad ; \frac{2,80}{3,20}=0,87 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable \rightarrow condition vérifiée.

Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Rappel sur la méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

L : est la distance entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

- 0,6 M₀ pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3M₀ pour les appuis de rives.

Calcul du rapport α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,32} = 0,22$$

$$1+0,3\alpha = 1,066$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,22}{2} = 0,633$$

Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

Il y a une symétrie :

$$M_1=M_2=M_4=M_5=M_7=M_8=\frac{q_u l^2}{8}=\frac{5,95 \times 3,2^2}{8}=7,62 \text{ KN.m}$$

$$M_3=M_6=\frac{q_u l^2}{8}=\frac{5,95 \times 2,8^2}{8}=5,83 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur les appuis:

$$M_A=M_I=0,3M_1=0,3 \times 7,62=2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_B=M_H=0,5\max(M_1,M_2)=0,5 \times 7,62=3,81 \text{ KN.m}$$

$$M_C=M_D=M_E=M_F=M_G=0,4 \times 7,62=3,05 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée:

Travée AB :

$$M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_0 - \frac{2,29+3,81}{2}$$

$$M_t = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,633}{2} M_0 = \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \times 7,62 \quad \text{dans une travée de rive}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_t = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,07 \text{ KN.m}$$

Puisque il y a une symétrie entre la travée AB et HI donc le moment est le même.

$$M_{tAB} = M_{tHI} = 5,07 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_0 - \frac{3,05 + 3,81}{2}$$

$$M_t = 4,69 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,533}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,62 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4,69 \text{ KN.m}$$

Puisque il y a une symétrie entre la travée BC et GH donc le moment est le même.

$$M_{tBC} = M_{tGH} = 4,69 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22) M_0\} - \frac{3,05 + 3,05}{2}$$

$$M_t = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,533}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 5,83 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t = 3,10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3,16 \text{ KN.m}$$

Puisque il y a une symétrie entre la travée CD et FG donc le moment est le même.

$$M_{tCD} = M_{tFG} = 3,16 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_0 - \frac{3,05 + 3,05}{2}$$

$$M_t = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,533}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,62 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,07 \text{ KN.m}$$

Puisque il y a une symétrie entre la travée DE et EF donc le moment est le même.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_{tDE}=M_{tEF}=5,07\text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_{(x)}=\theta_{(x)}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

$$\theta_{(x=0)}=\frac{q_u l}{2}$$

$$\theta_{(x=L)}=-\frac{q_u l}{2}$$

$$\rightarrow T_w=\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

$$\rightarrow T_e=-\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$T(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

Travée AB :

$$\rightarrow T_A=\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,81)-(-2,29)}{3,20}$$

$$T_A=9,05 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_B=-\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,81)-(-2,29)}{3,20}$$

$$T_B=-9,99\text{KN}$$

Il y a une symétrie dans la travée AB et HI donc l'effort tranchant est le même.

Travée BC :

$$\rightarrow T_B=\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,05)-(-3,81)}{3,20}$$

$$T_B=9,76\text{KN}$$

$$\rightarrow T_C=-\frac{q_u l}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,05)-(-3,81)}{3,20}$$

$$T_C=-9,28\text{KN}$$

Il y a une symétrie dans la travée BC et GH donc l'effort tranchant est le même.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Travée CD :

$$\rightarrow T_C = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \frac{5,95 \times 2,80}{2} + \frac{(-3,05) - (-3,05)}{2,8}$$

$$T_C = 8,33 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_D = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -\frac{5,95 \times 2,80}{2} + \frac{(-3,81) - (-2,29)}{2,80}$$

$$T_D = -8,33 \text{ KN}$$

Il y a une symétrie dans la travée CD et FG donc l'effort tranchant est le même.

Travée DE :

$$\rightarrow T_D = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,05) - (-3,05)}{3,20}$$

$$T_D = 9,52 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_E = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-3,05) - (-3,05)}{3,20}$$

$$T_E = -9,52 \text{ KN}$$

Il y a une symétrie dans la travée DE et EF donc l'effort tranchant est le même.

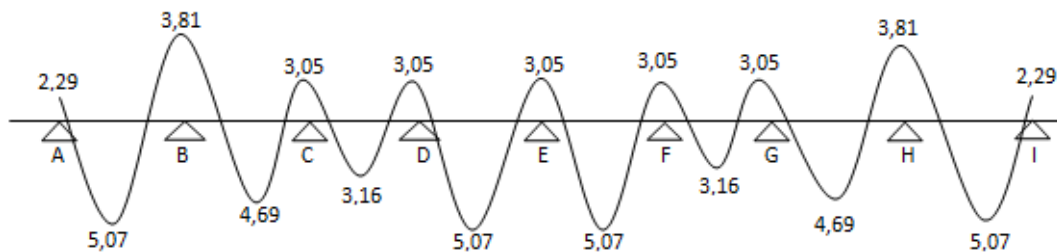


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant du plancher

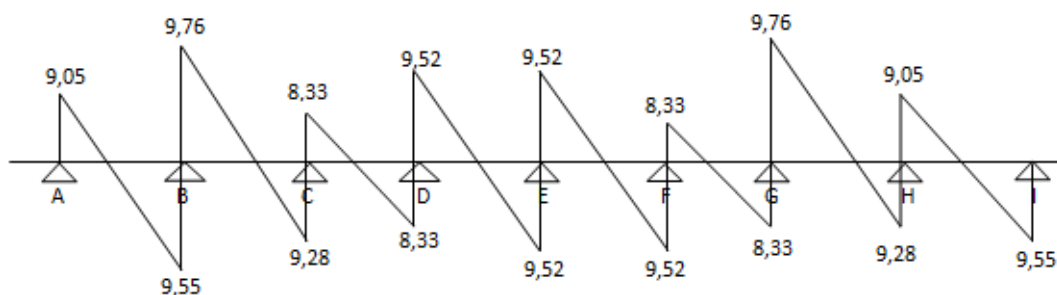


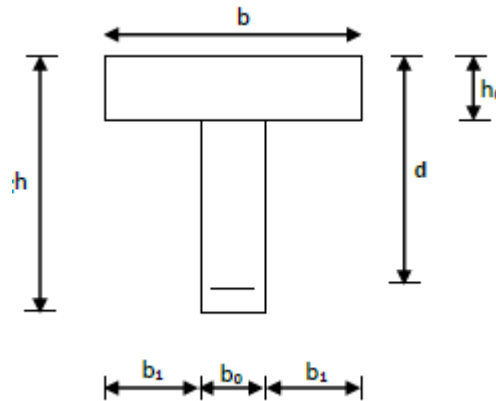
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchant du plancher

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_t^{max} = 5,07 \text{ KN.m et } M_a^{max} = 3,81 \text{ KN.m}$$



Caractéristiques géométriques de la section :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = \mathbf{59,07 \text{ KN.m}}$$

$$M_f = 5,07 \text{ KN.m} < 59,07 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

- **Calcul des armatures longitudinales :**

En travée :

$$M_{tr} = 5,07 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_t = \frac{M_{utr}}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \frac{5,07 \times 10^3}{65 \times 14,2 \times 18^2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

Les armatures nécessaires (traction):

$$A_{st} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,07 \times 10^3}{0,992 \times 348 \times 18} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2,35 cm²

Aux appuis:

$$M_a = 3,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{utr}}{b_0 d^2 f_{bc}} \rightarrow \frac{3,81 \times 10^3}{12 \times 14,2 \times 18^2} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0,069 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,81 \times 10^3}{0,997 \times 348 \times 18} = 0,61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2,35 cm²

• Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \phi; \frac{h}{35} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} = \min \{5,7; 10; 12\}$$

on prend : $\phi = 5,7 \text{ mm}$

on opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA6} = 0,56 \text{ cm}^2$

l'espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

on opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12,18 \times \frac{2,1}{400}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{\min}=0,26\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 2,35\text{cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 2,35\text{cm}^2 & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

En travée :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2b \cdot 0,9d} = \frac{9,76(650-120)}{40 \cdot 2 \cdot 650 \cdot 162} = 0,61\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,61\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\tau_u = \frac{2T_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 9,76 \times 10^3}{120 \cdot 162} \leq \frac{0,8 \cdot 25}{1,5}$$

$$\tau_u = 1,004\text{MPa} < 13,33\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{9,76 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,45\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa} ; \text{ les fissurations sont peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u = 0,45\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9.d.Eu} \quad \text{avec : } u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 2.3,14.1,0 = 33,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,76.10^3}{0,9.180.33,4} = 0,96 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Ancrage des barres : (BAEL91.Art. A-6-1-2)

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.400}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 35,27$$

$$L_c = 14,108 \text{ cm.}$$

On opte pour : $L_c = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$Q_s = G + Q = 3,32 + 0,975 = 4,29 \text{ KN/m}^2$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,29}{5,95} = 0,721$$

$$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5,07 \times 0,721 = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{max} = M_{au}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 3,81 \times 0,721 = 2,74 \text{ KN.m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_s k$$

En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi 10 = 2.35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0 d} = \frac{100.2,35}{12.18} = \frac{235}{216} = 1,0879$$

$$\beta_1 = 0,856 \quad \alpha_1 = 0,432$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,0507$$

la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,65.10^6}{0,856.180.235} = 100,80$$

$$\sigma_s = 100,8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0,0507 \times 100,8 = 5,11 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi 10 = 2.35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0 d} = \frac{100.2,35}{12.18} = \frac{235}{216} = 1,0879$$

$$\beta_1 = 0,856 \quad \alpha_1 = 0,432$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,0507$$

la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{2,74.10^6}{0,856.180.235} = 75,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 75,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0,0507 \times 75,67 = 3,83 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 320\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{3,65}{10 \times 59,07} = 0,006 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

$$A_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,65 \cdot 10^3}{0,856 \cdot 18 \cdot 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,68}{18 \times 12} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- Armatures principales :

Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

$A_t = 2\text{HA}6 = 0,56\text{cm}^2$ (cadre + étrier); $St = 15\text{cm}$

III.6.Charpente:

Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés d'un angle $\alpha = 25^\circ$ par rapport à l'horizontal et supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons. Son étude consiste à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, liteaux) et à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Détermination des charges et surcharges :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Charges permanentes (G) :

- Poids des tuiles et des liteaux = $0,4 \text{ KN/m}^2$
 - Poids des pannes et des chevrons = $0,10 \text{ KN/m}^2$
- $G=0,5 \text{ KN/m}^2$**

Charges d'exploitations(Q) :

- Poids de la neige $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

✓ A l'état limite ultime E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$q_u = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 1 = 2,175 \text{ KN/m}^2$

✓ A l'état limite de service E.L.S : $q_s = G + Q$

$q_s = 0,5 + 1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm²
- Les chevrons (40 x 60) mm²
- Les liteaux (30 x 30) mm²

Calcul des éléments de la toiture :

Calcul des pannes

Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

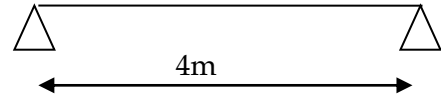
Efforts revenant aux pannes :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Espacement des pannes : $1,20\text{m} \leq e_p \leq 1,80\text{m}$

On prend : $e_p = 1,50\text{m}$

- Portée des pannes : $L = 4\text{m}$



$$\Rightarrow q_p = q_u \times e_p = 2,175 \times 1,5 = 3,262 \text{ KN/ml}$$

Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

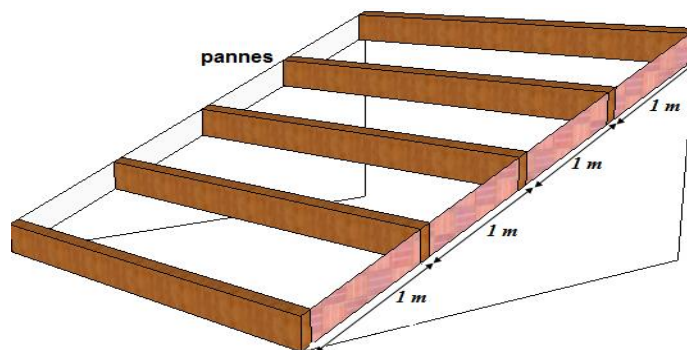


Figure III.18: Disposition des pannes sur les poutres.

Détermination de q_y , q_z :

Suivant l'axe yy : $q_y = q_p \sin \alpha = 3,262 \sin 25 = 1,378 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $q_z = q_p \cos \alpha = 3,262 \cos 25 = 2,956 \text{ KN/ml}$

Moments de flexion :

Suivant yy : $M_{fy} = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 2,956 \times \frac{4^2}{8} = 5,912 \text{ KN m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Suivant zz : $M_{fz} = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 1,378 \times \frac{4^2}{8} = 2,756 \text{ KN m}$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \overline{\sigma_f} \quad , \quad \text{Avec :} \quad \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}} \quad \text{et}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

Calcul des modules de résistance :

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{12^2 \times 25}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{5,912 \times 10^4}{1250} + \frac{2,756 \times 10^4}{600} = 51,889 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 51,889 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\overline{\sigma_f}} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 117,989 \times 400^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 0,527 \text{ cm}$$

$$f = 0,527 \text{ cm} < \bar{f} = 1,33 \text{ cm} \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

La section de la panne est admissible.

Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Efforts revenant aux chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.
- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,195 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,195 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 0,863 \text{ KN/ml}$$

Dimensionnement de chevron :

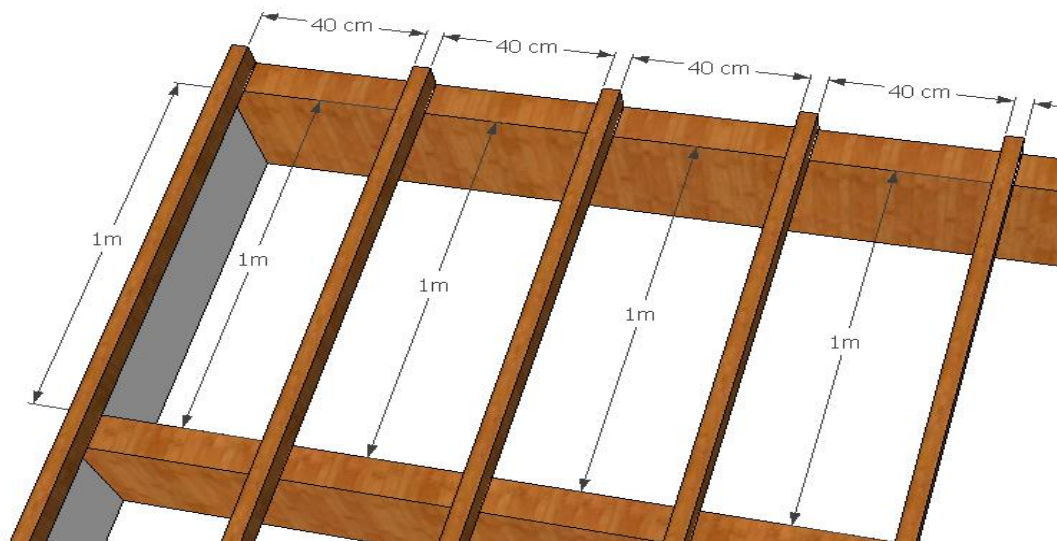


Figure III.19: Disposition des chevrons sur les pannes.

Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{l_c^2}{8} = 0,863 \times \frac{1^2}{8} = 0,107 \text{ KN m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,107 = 0,085 \text{ KN m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- En travée : $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,107 = 0,070 \text{ KN m}$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \overline{\sigma_f}, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \text{ et}$$

La contrainte admissible est $\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0,085 \times 10^4}{24} = 35,416 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f^a = 35,416 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$ La condition est vérifiée.

- En travée :

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0,070 \times 10^4}{24} = 29,166 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f^t = 29,166 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$ La condition est vérifiée.

Vérification de la flèche :

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,.....).

- La flèche admissible des chevrons est $\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\overline{\sigma_f}} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2.$$

• Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,416 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,093 \text{ cm}$$

$f = 0,093 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée aux appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 29,166 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,077 \text{ cm}$$

$f = 0,077 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée en travée.

La section de chevron est admissible.

Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,10 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = 1,45 \text{ KN/m}^2$

Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = 32 \text{ cm}$.
- La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$$q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/ml}$$

Dimensionnement des liteaux :

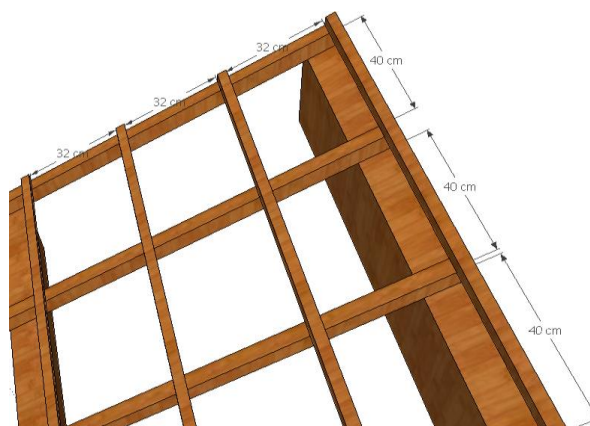


Figure III.20: Disposition des liteaux sur les chevrons.

Détermination de q_y , q_z :

- Suivant l'axe yy : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,672 \sin 25 = 0,283 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Suivant l'axe zz : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,672 \cos 25 = 0,609 \text{ KN/ml}$

Moments de flexion :

- Suivant l'axe yy : $M_{fy} = q_{lz} \frac{L_l^2}{8} = 0,609 \times \frac{0,4^2}{8} = 0,01218 \text{ KN m}$
- Suivant l'axe zz : $M_{fz} = q_{ly} \frac{L_l^2}{8} = 0,283 \frac{0,4^2}{8} = 0,00566 \text{ KN m}$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

Calcul du module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{(0,01218 + 0,00566) \times 10^4}{4,5} = 39,644 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 39,644 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$... La condition est vérifiée.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G + Q** :

- La flèche admissible de la panne est $\bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = 0,2 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 39,644 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,033 \text{ cm}$$

$f = 0,033 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), entre les éléments de la toiture.

Types d'assemblages :

- Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) :

règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin

84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Tableau III.9: Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

e : épaisseur de la pièce.

D: diamètre des clous

Avec **D** Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes :

$$D = \begin{cases} a/7, & \text{si le bois est sapin.} \\ a/9, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ a/11, & \text{si le bois est dur (chêne)} \end{cases}$$

.

a : épaisseur du bois le plus mine.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$D = a/7$$

$$D \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

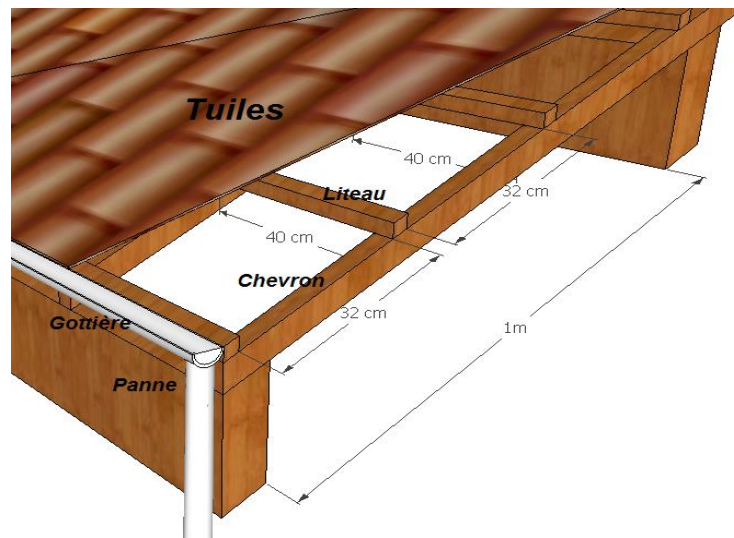


Figure III.21: Disposition des différents éléments de la toiture.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait le calcul des armatures des éléments non structuraux pour assurer une bonne stabilité tout en respectant les lois et les règles du BAEL 91 mod 99 et du RPA 99 version 2003.

Chapitre IV

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.6.0.

Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.1.Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

Chapitre IV : Modélisation de la structure

La modélisation de tout type de bâtiments .

La prise en compte des propriétés des matériaux .

L'analyse des effets dynamiques et statiques .

La visualisation des déformés , des diagrammes , des efforts internes , des modes de vibrations ...ect .

Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD , SAP2000).

Rappel (Terminologie) :

- Grid Lines : ligne de grille.
- Joints : nœuds .
- Frame : portique (cadre).
- Shell :voile.
- Element : élément.
- Restraints : Degré de liberté .
- Loads : charges .
- Uniformed Loads : point d'application de la charge .
- Define : définir .
- Materials : matériaux.
- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage.
- Column : poteau.
- Beam : poutre.

IV.2.Etapes de 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).

Chapitre IV : Modélisation de la structure

- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.Introduction de la géométrie de l'ouvrage.

Choix de l'unité :

c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**.

on clique sur :

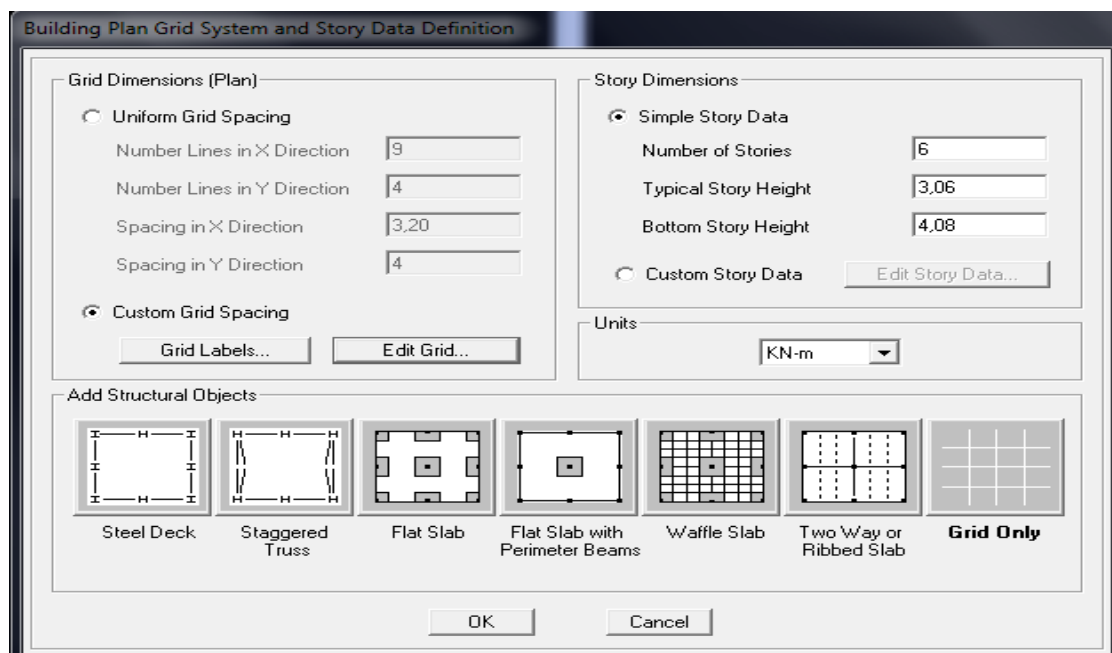
➤ file →new model→No→custom grid spacing

cette etCpe permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

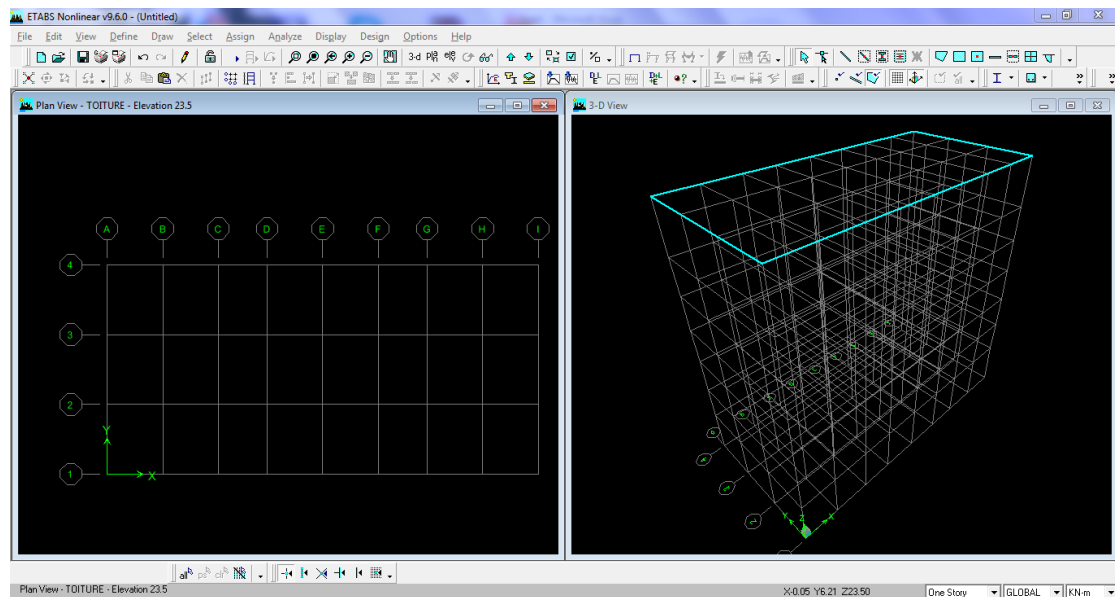
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



Chapitre IV : Modélisation de la structure

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



IV.4. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

- define → Material properties → conc → add new material

The 'Material Property Data' dialog box is shown for material 'B25'. It contains the following fields and options:

- Material Name:** B25
- Display Color:** Color (magenta)
- Type of Material:** ☒ Isotropic ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 10342136.8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

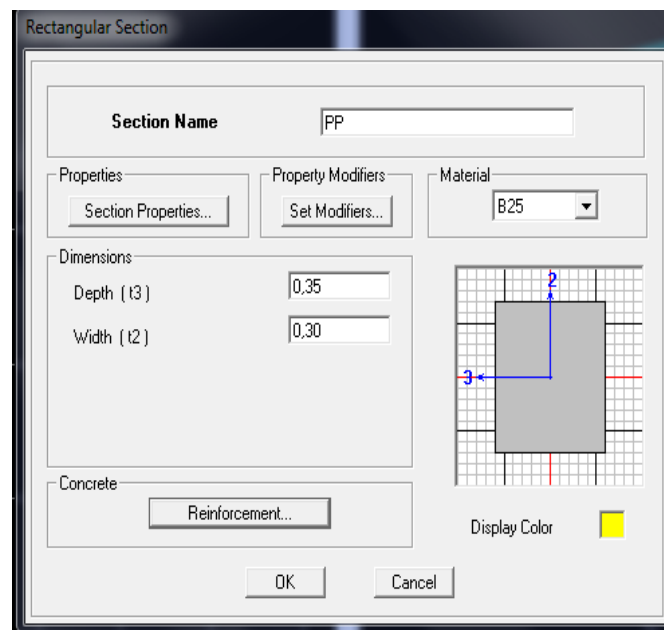
Buttons: OK, Cancel

Chapitre IV : Modélisation de la structure

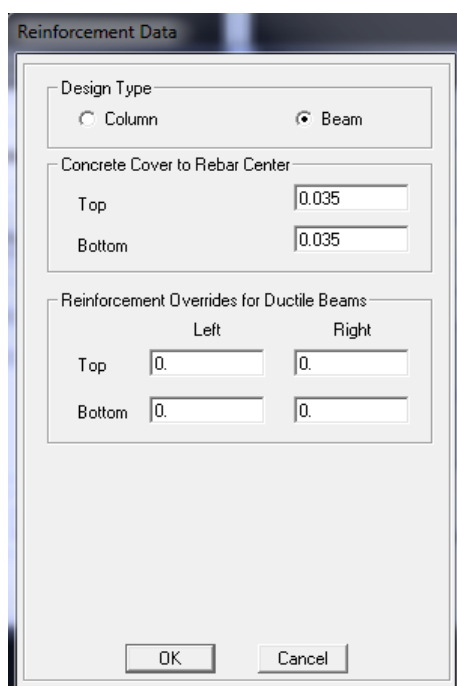
IV.5.Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

- Define → frame sections → Add rectangular

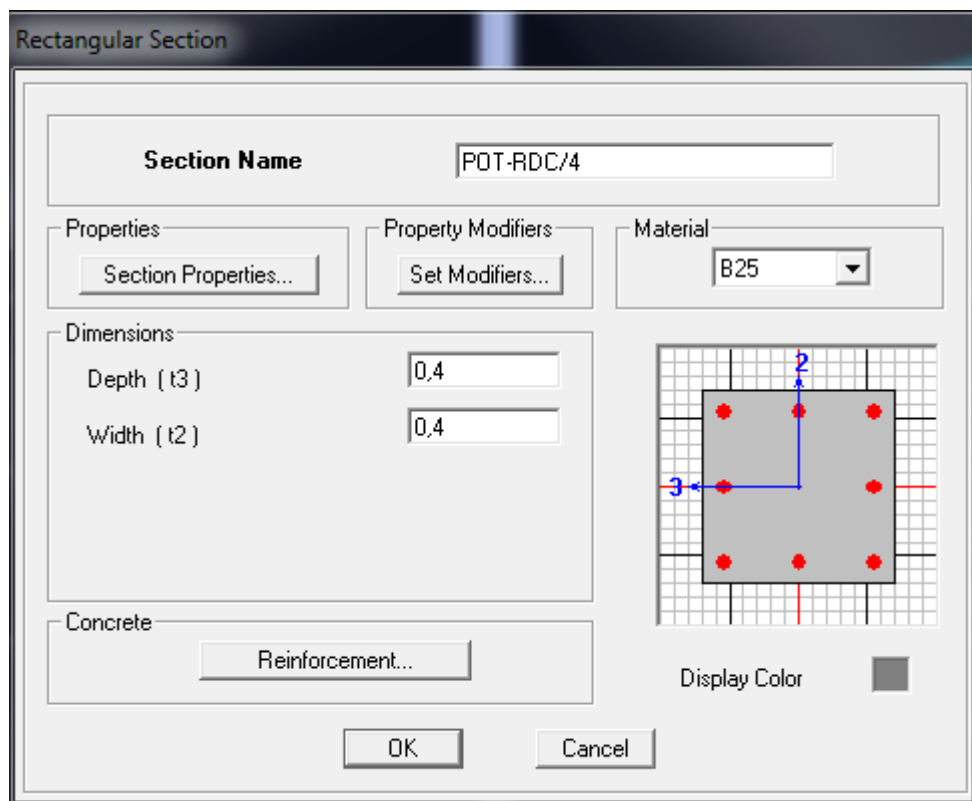


on clique sur reinforcement → on coche sur beam



Chapitre IV : Modélisation de la structure

On procède de la même manière pour les poutres secondaires, poutres de chaînage et poutres inclinées, en changeant la sections de ces dernières.



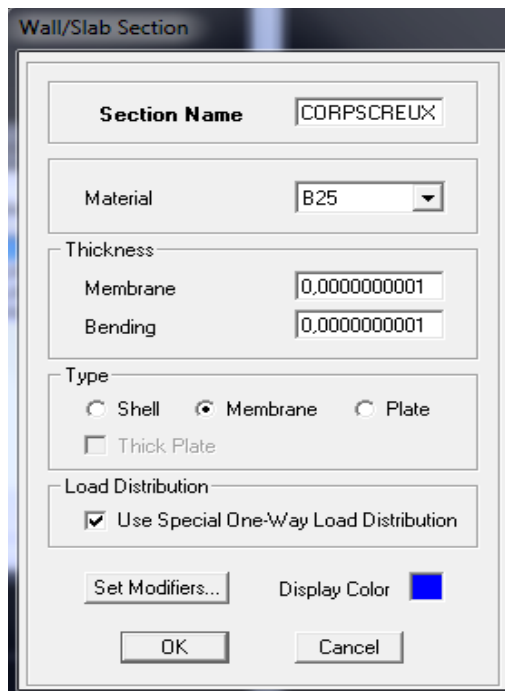
On procède de la même manière pour les poteaux du 5 eme étage avec une section de (35x35).

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles et toiture, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique sur:

- define→wall/slab/deck section

Chapitre IV : Modélisation de la structure

corps creux :



Wall/Slab Section

Section Name: CORPSCREUX

Material: B25

Thickness:


- Membrane: 0,0000000001
- Bending: 0,0000000001

Type:

- ☐ Shell
- ☒ Membrane
- ☐ Plate
- ☐ Thick Plate

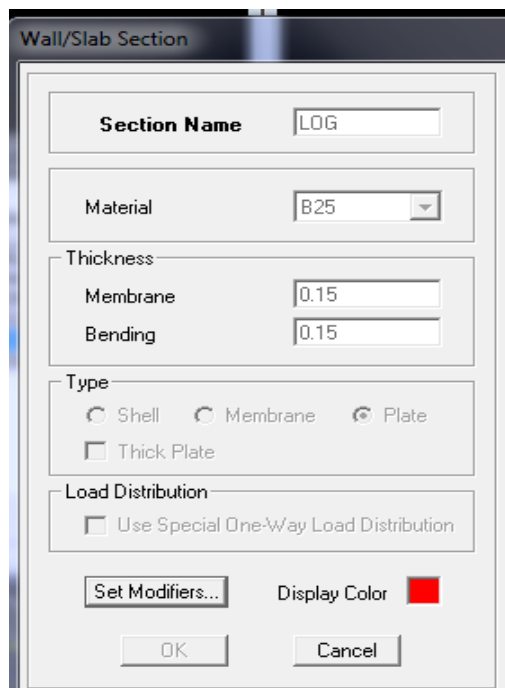
Load Distribution:

- ☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

Loggia (dalle pleine) :



Wall/Slab Section

Section Name: LOG

Material: B25

Thickness:


- Membrane: 0.15
- Bending: 0.15

Type:

- ☐ Shell
- ☐ Membrane
- ☒ Plate
- ☐ Thick Plate

Load Distribution:

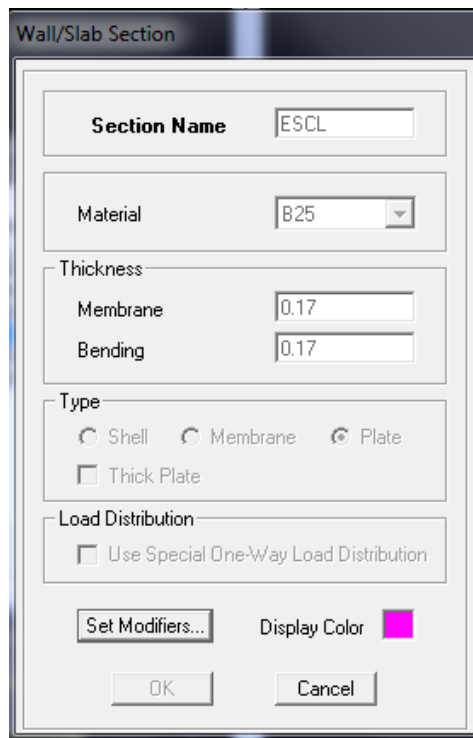
- ☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Escalier (volée et palier) :



The 'Wall/Slab Section' dialog box is shown. It contains the following fields and options:

- Section Name:** ESCL
- Material:** B25
- Thickness:**
 - Membrane:** 0.17
 - Bending:** 0.17
- Type:**
 - ☐ Shell
 - ☐ Membrane
 - ☒ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (magenta square), OK, Cancel

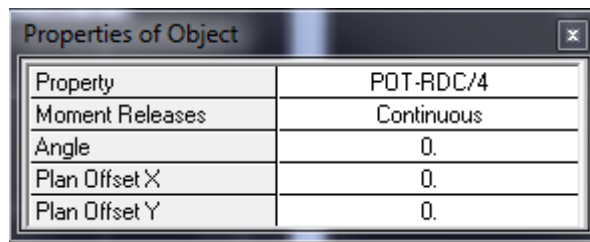
IV.6.Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

les poteaux :

On clique sur :

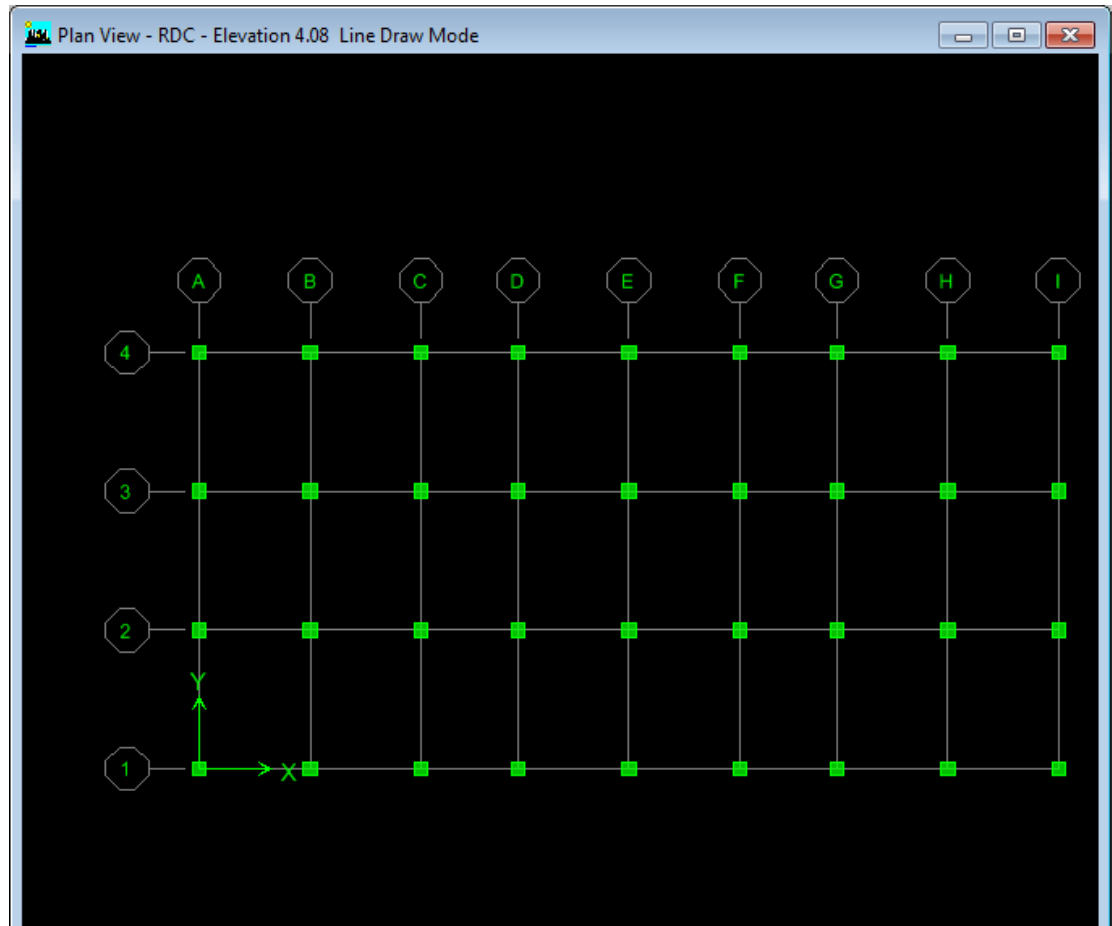
- Draw → Draw lines objects → create columns in region or at clicks



Properties of Object	
Property	POT-RDC/4
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Pour obtenir les poteaux du RDC jusqu'au 4 eme étage en cliquant sur similar stories.

Chapitre IV : Modélisation de la structure



les poutres :

On clique sur :

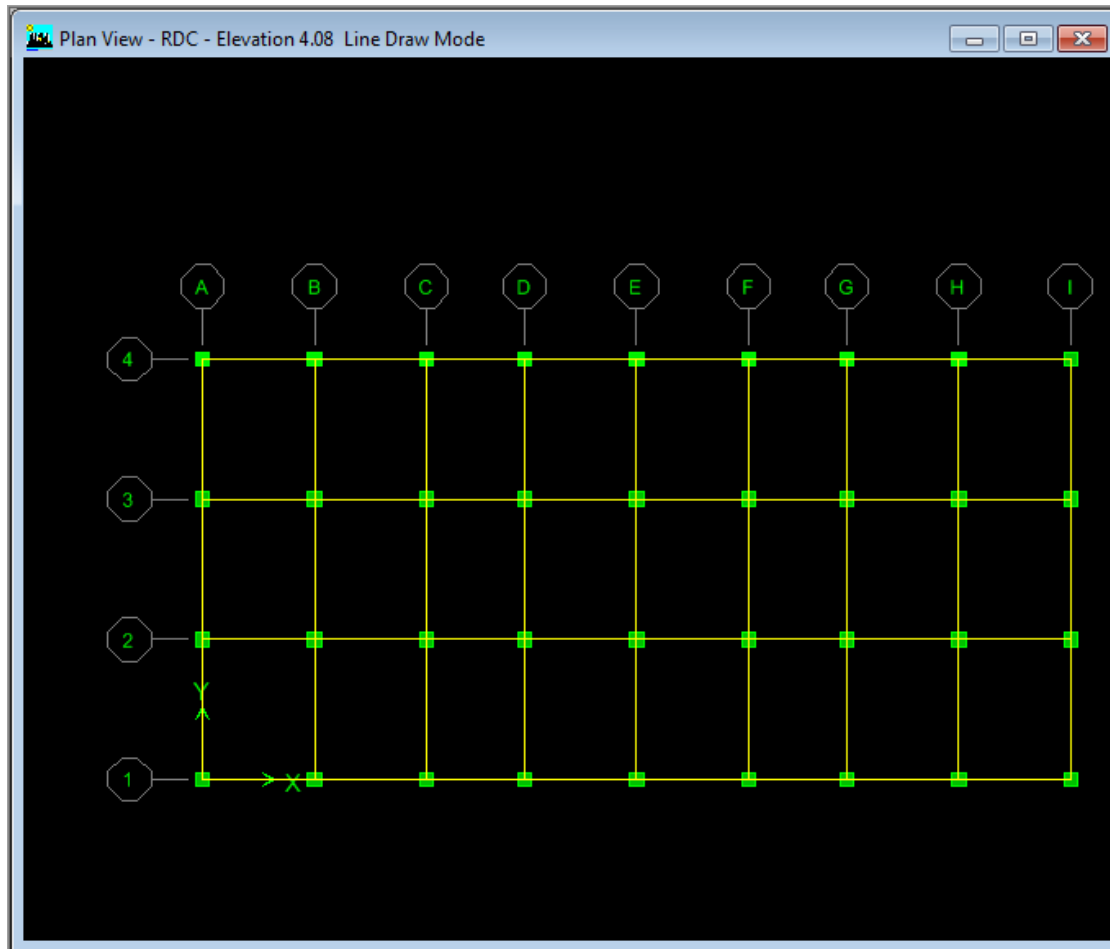
➤ Draw → Draw lines objects → draw lines

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PS
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Pour obtenir les poutres principales et secondaires

Chapitre IV : Modélisation de la structure



les escaliers :

En plan :

On clique sur :

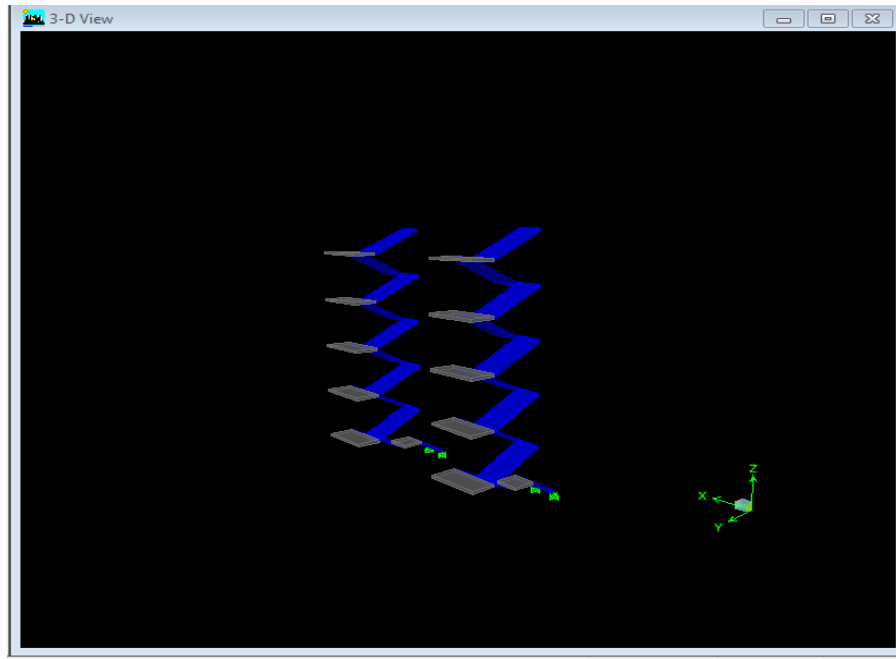
- Draw → Draw Area objects → Draw area

Cette étape pour dessiner la vole

- Draw → Draw Area objects → Draw rectangular areas

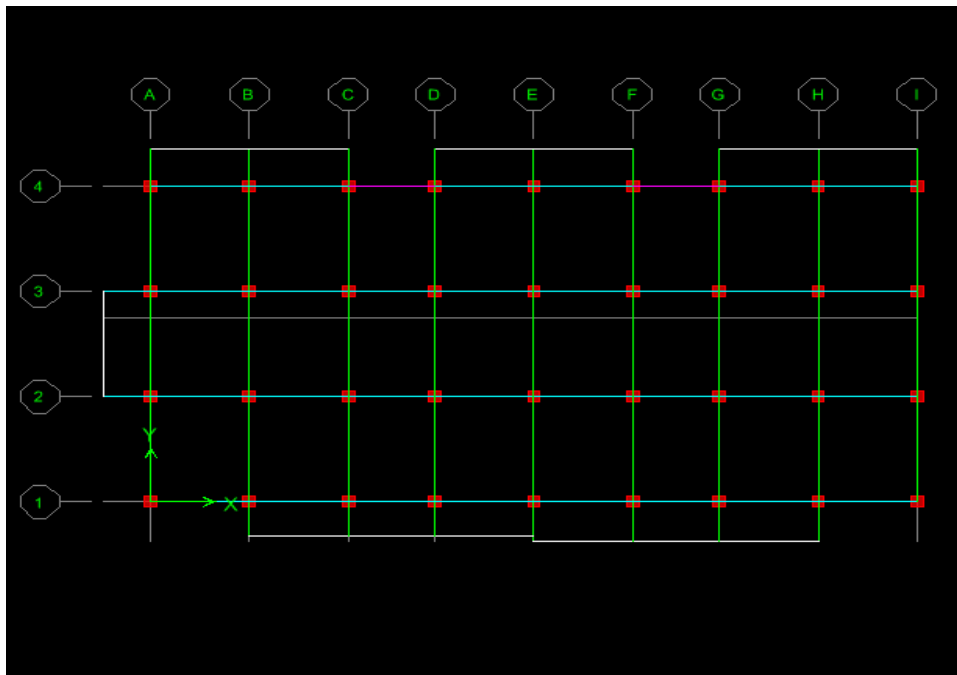
Cette étape pour dessiner le palier

Chapitre IV : Modélisation de la structure



Les balcons :

On doit créer des lignes secondaires dans les deux sens selon les largeurs des balcons.



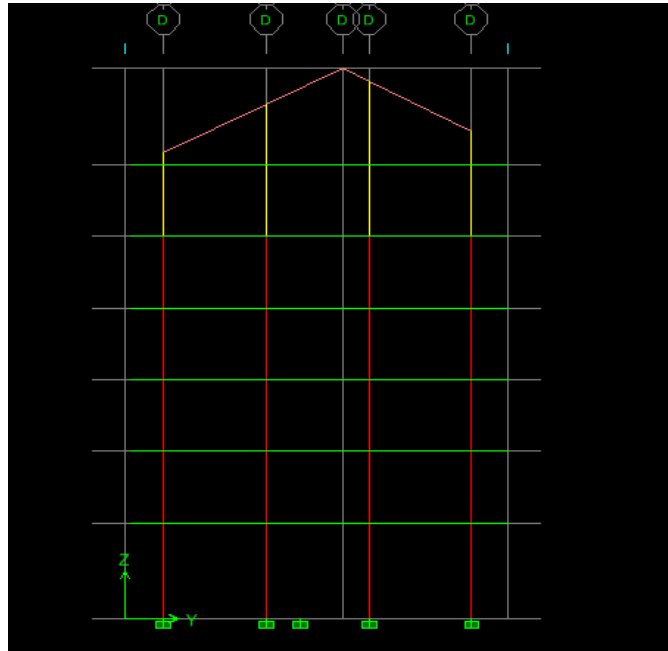
La toiture :

En élévation :

On clique sur :

- Draw → Draw lines objects → Draw lines

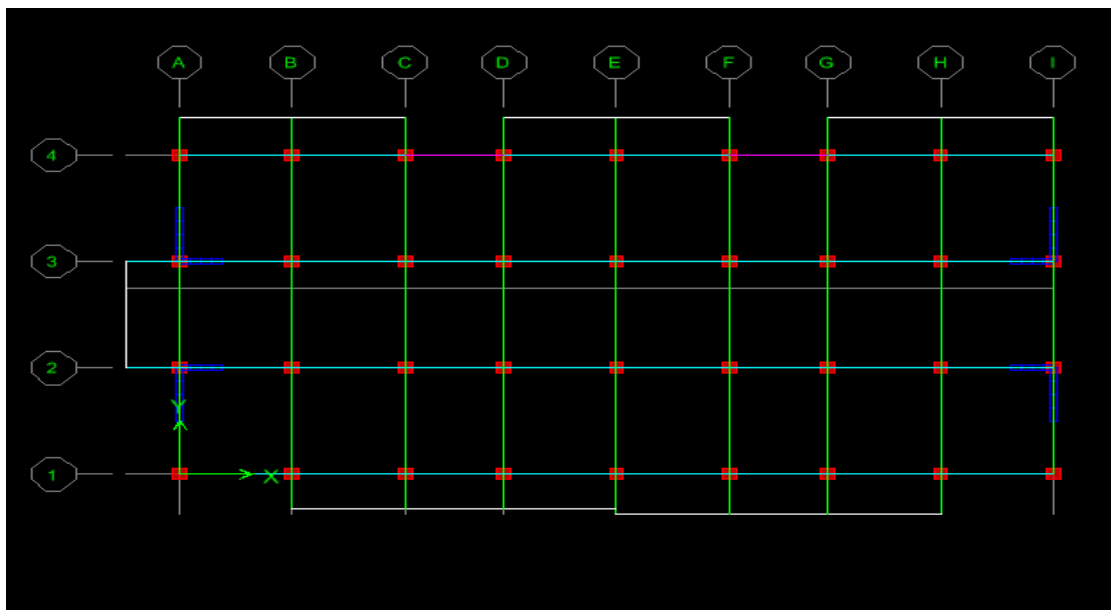
Chapitre IV : Modélisation de la structure



Les voiles :

On clique sur:

- Draw → Draw area objects → Draw walls



IV.7.Définition des charges statiques G et Q :

Après avoir modélisé tous les éléments de la structure , on procède au chargement de ces derniers .

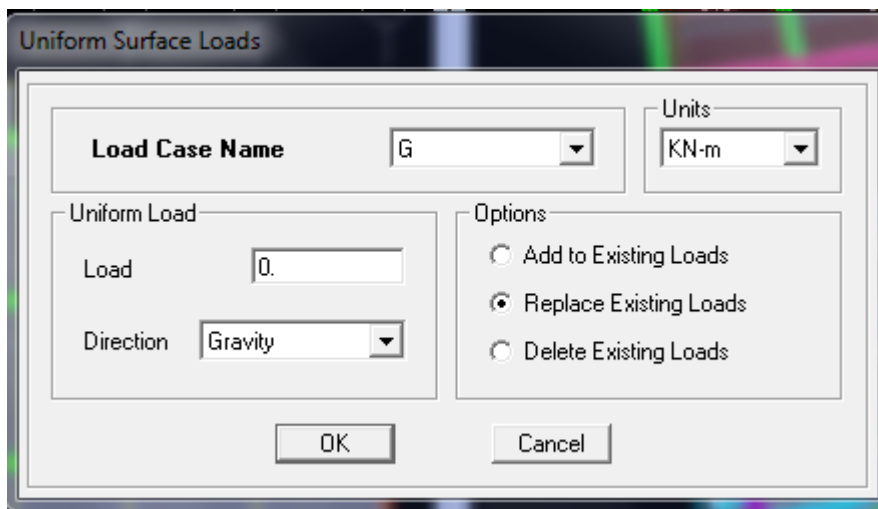
Les éléments à charger sont :

Chapitre IV : Modélisation de la structure

élément	G (KN/m)	Q(KN/m)
Plancher en corps creux	5,35	1,5
Loggia en DP	$5,11-(25 \times 0,15)=1,6$	2,5
Balcon en corps creux	5,11	3,5
toiture	1,4	1
volée	$9,585-(25 \times 0,17)=5,33$	2,5
palier	$6,24-(25 \times 0,17)=1,99$	2,5

Pour charger ces éléments , on clique sur :

- Select → by wall/slab/deck sections → on choisit un element
- Assign → shell/Area loads → uniform

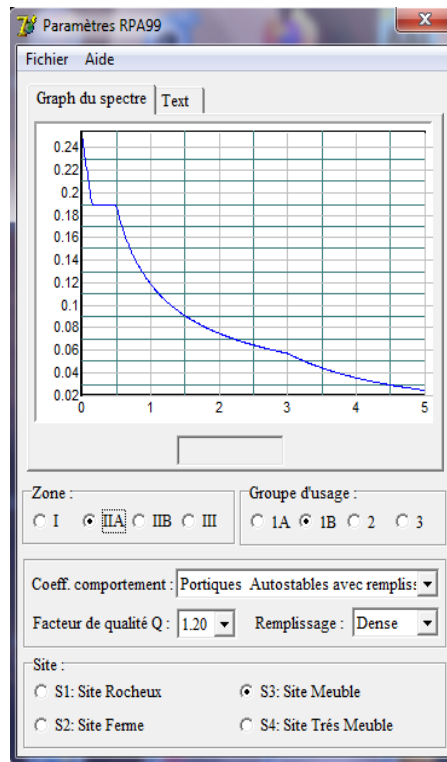


on injecte la valeur de la charge permanente de l'élément choisi , puis on refait les mêmes étapes pour injecter la surcharge et ce pour tous les éléments cités dans le tableau .

IV.8.Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 :

a l'aide de l'application de RPA99 , Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

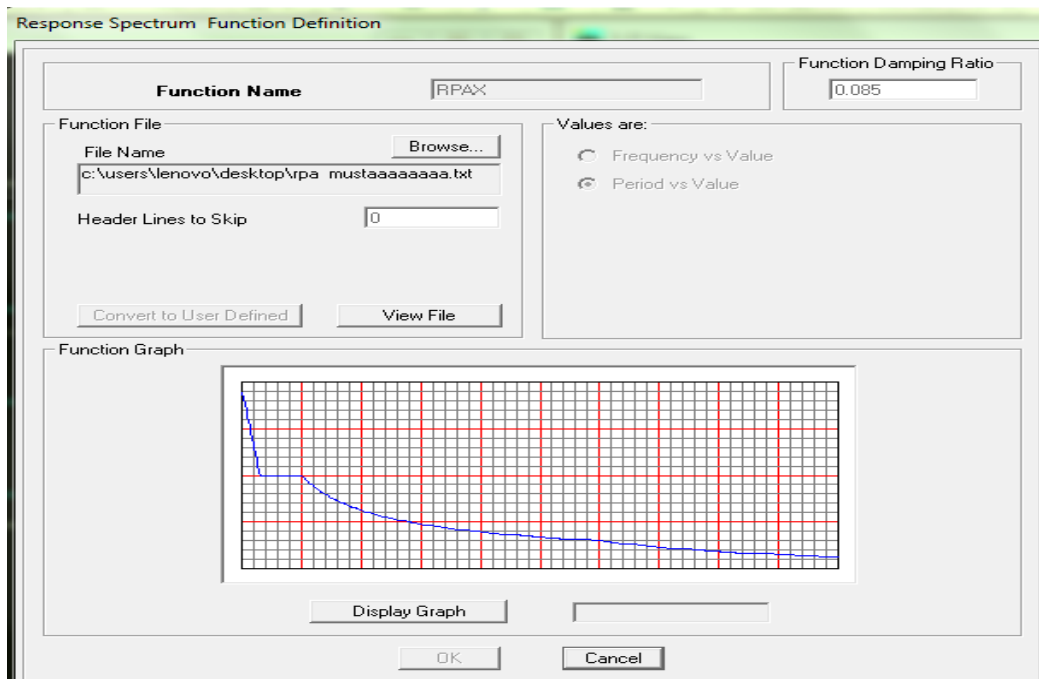


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur :

- TEXT → ENREGISTRER .

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

- Define → response spectrum functions → function spectre from file.



Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.9.Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

➤ Define → response spectrum cases → Add new spectrum

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left screenshot is for the 'EX' case, and the right screenshot is for the 'EY' case. Both screenshots show the same fields: Spectrum Case Name, Structural and Function Damping, Modal Combination, Directional Combination, Input Response Spectra, and Eccentricity. In the left screenshot, 'RPAX' is selected for U1. In the right screenshot, 'RPAY' is selected for U2. Both screenshots show the same values for the other fields: Damping is 0.085, Modal Combination is CQC, Directional Combination is SRSS, and Eccentricity is 0.05.

IV.10.Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

Le poids :

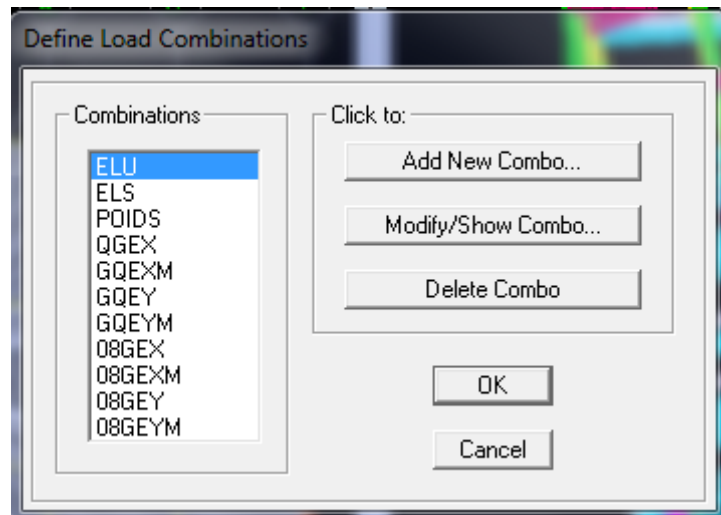
- $G+0,2Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

- GQEX : $G+Q\pm EX$
- GQEY : $G+Q\pm EY$
- 0,8GEX : $0,8G\pm EX$
- 0,8GEY : $0,8G\pm EY$

Pour introduire les 11 combinaisons dans le logiciel on clique sur :

➤ Define → loads combinaisons → Add New Combo



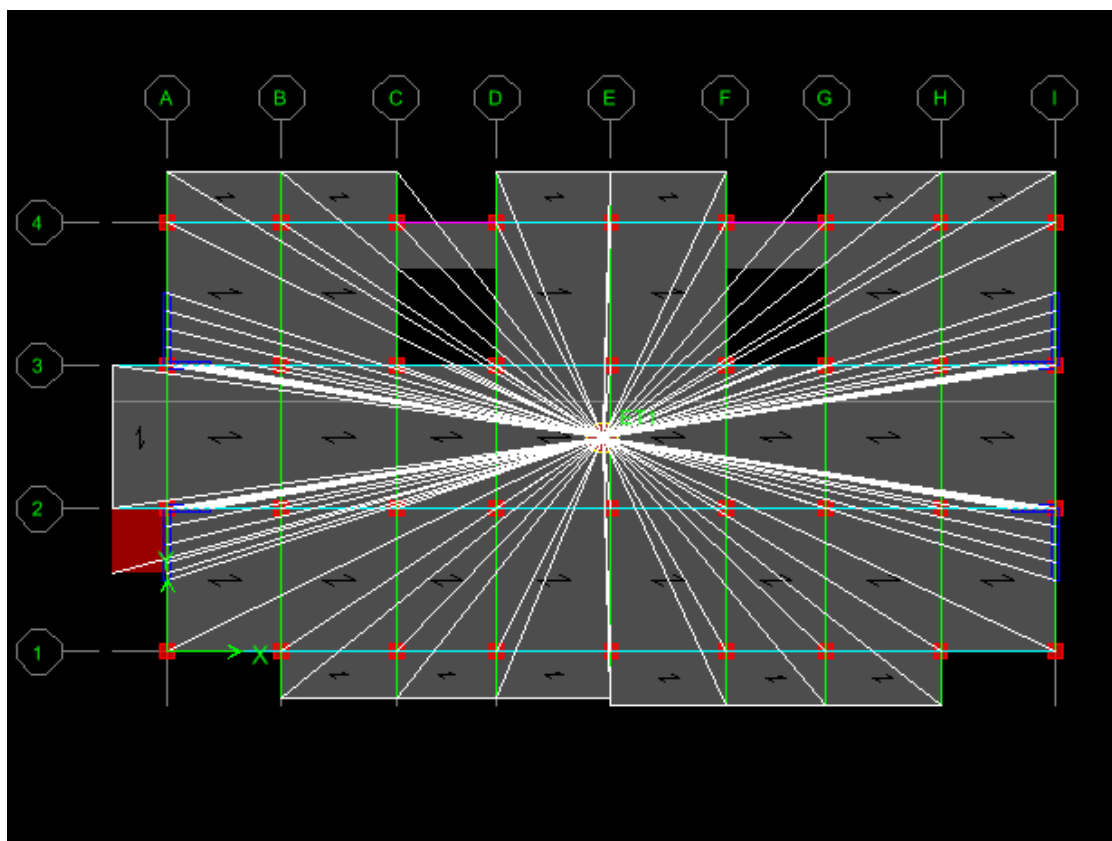
Puis on va encastrer la structure à la base après avoir réglé la fenêtre sur ONE STORY afin que l'encastrement soit uniquement sur la base de l'édifice, on clique sur:

- Assign → joint/ point → restraints

IV.11. Déroulement de l'analyse et visualisations des résultants :

Chaque étage doit procéder un diaphragm en cliquant sur :

- assign → joint/ point → diaphragm → Add new (et ce pour chaque étage).



Chapitre IV : Modélisation de la structure

Lancement de calcul :

➤ Analyze → check model → Run Analysis

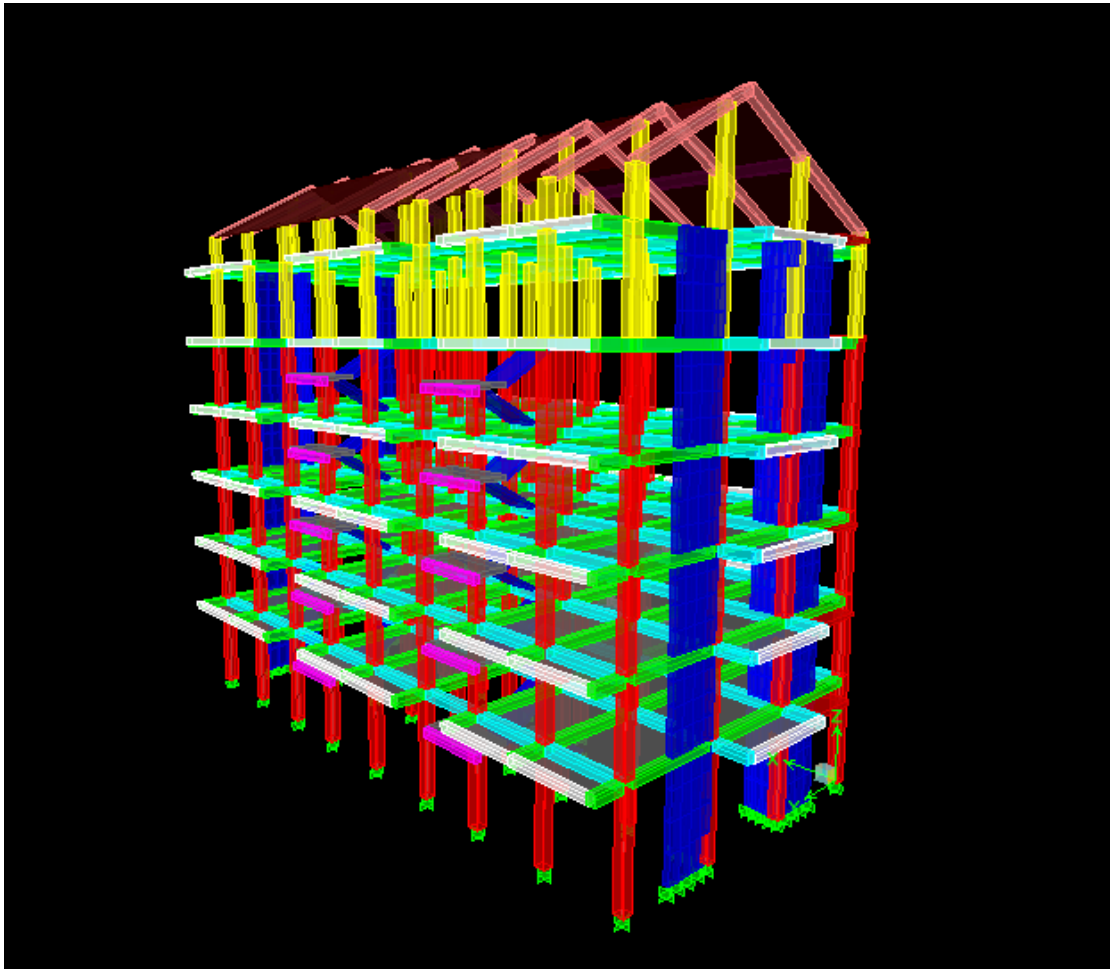


Figure IV.1 : vue en 3D de la strcuture

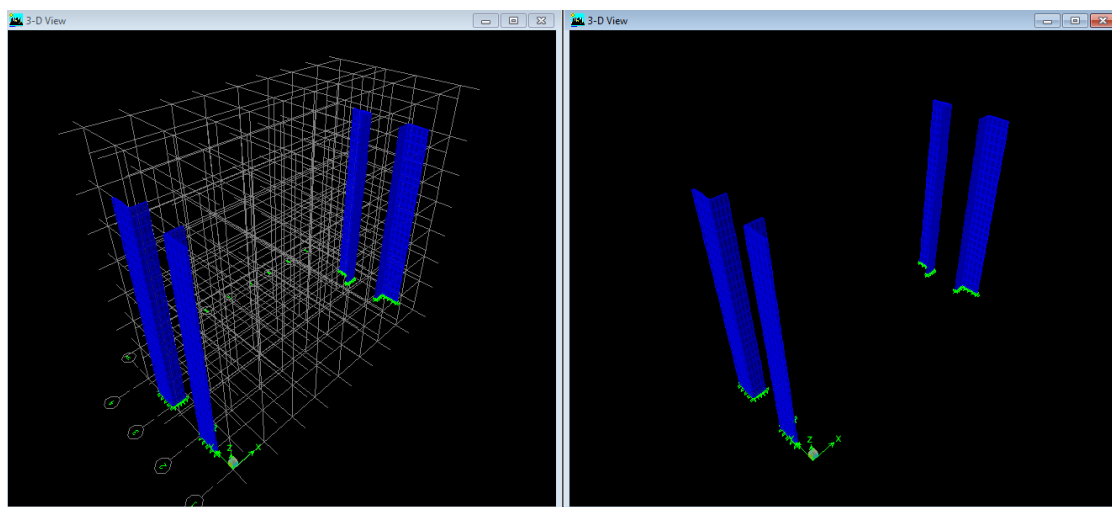


Figure IV.2 : disposition des voiles en 3D

Chapitre IV : Modélisation de la structure

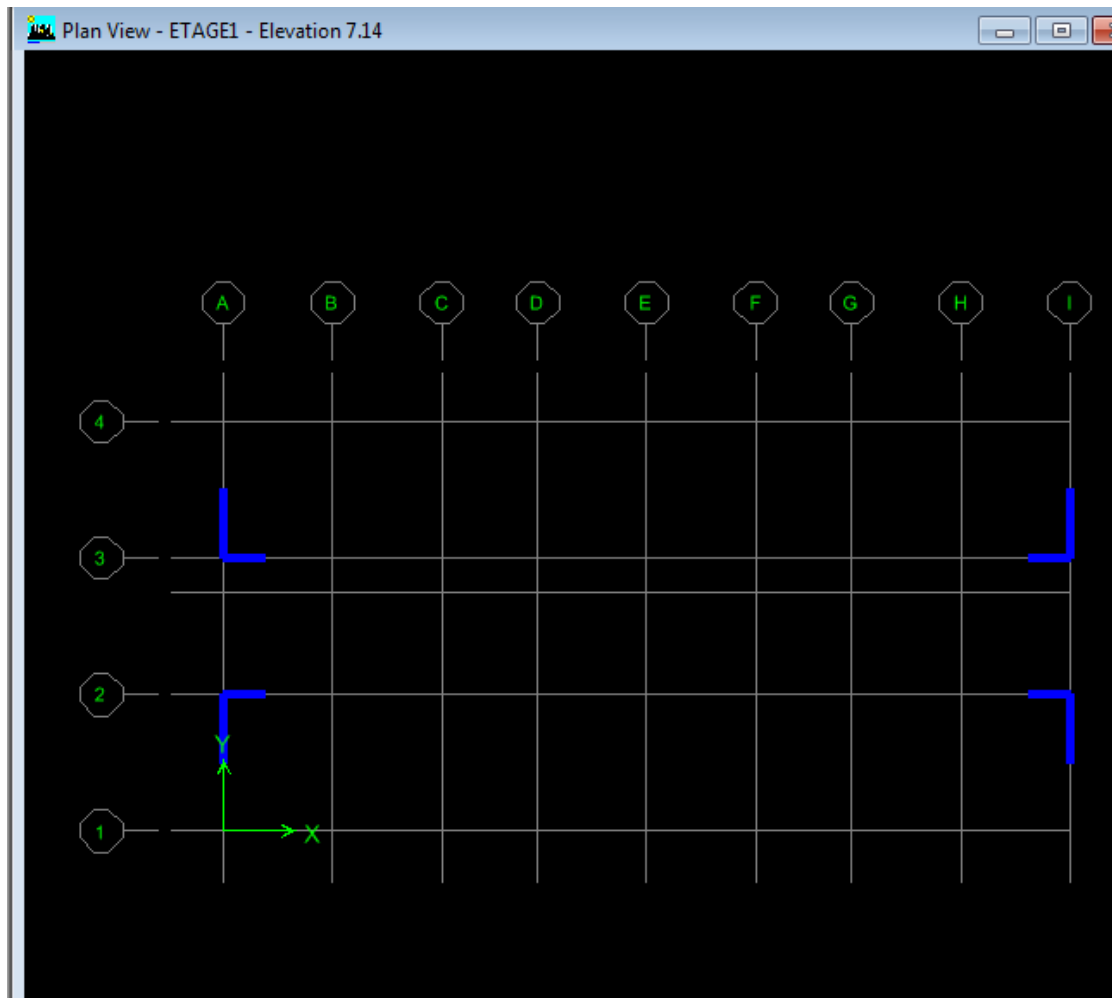


Figure IV.3 : disposition des voiles en 2D

Conclusion :

Après avoir modélisé la structure sur le logiciel ETABS, nous allons procéder aux vérifications exigées par le RPA 91 modifié 2003.

Chapitre V

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Spécification pour les poteaux

V.1.Vérification de la période T :

V1.1.Calcul de la période empirique T :

$$T=C_t \times (H_t)^{3/4}$$

H_t : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T=0,05 \times (23,5)^{3/4} = 0,533s$$

V.1.2.Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj}=T+30\% T$$

$$T_{maj}= 0,692 s$$

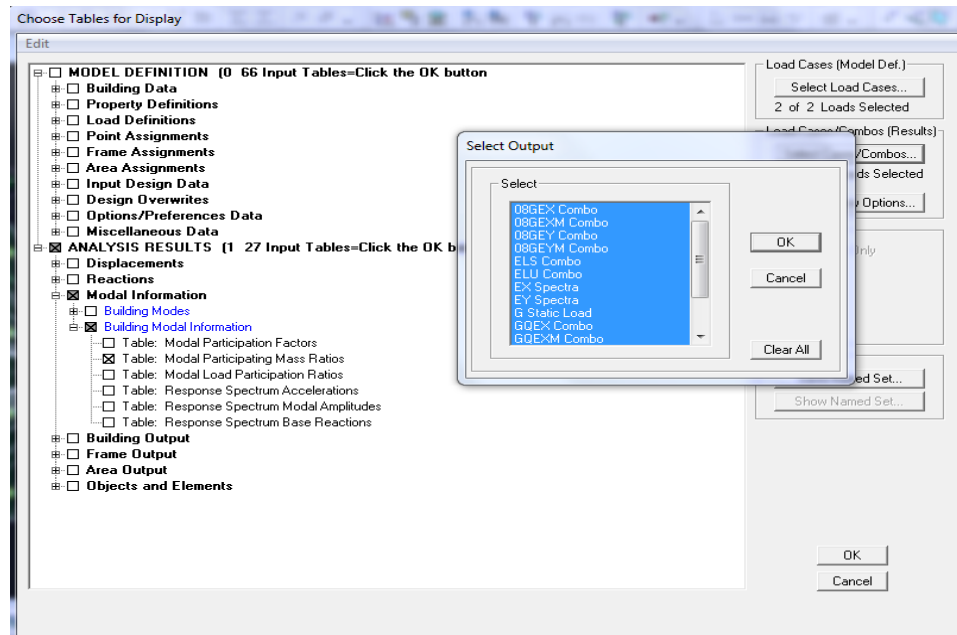
V.1.3.Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS , on détermine la période suivant le cheminement ci-après :

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Display → Show tables

Un tableau s'affichera , et on coche les cases suivantes :



Les résultats s'afficheront comme suit :

Ensuite , on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
période	0,66	0,57	0,54	0,20	0,15	0,14	0,12	0,10	0,10	0,09	0,07	0,06

Tableau V.1 : valeurs de la période en fonction des modes

Comparaison des résultats :

$$\begin{cases} T_c = 0,53s \\ T_{ETABS} = 0,66s \\ T_{maj} = 0,68s \end{cases}$$

On remarque que :

$$T_c < T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

➤ La période est vérifiée.

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

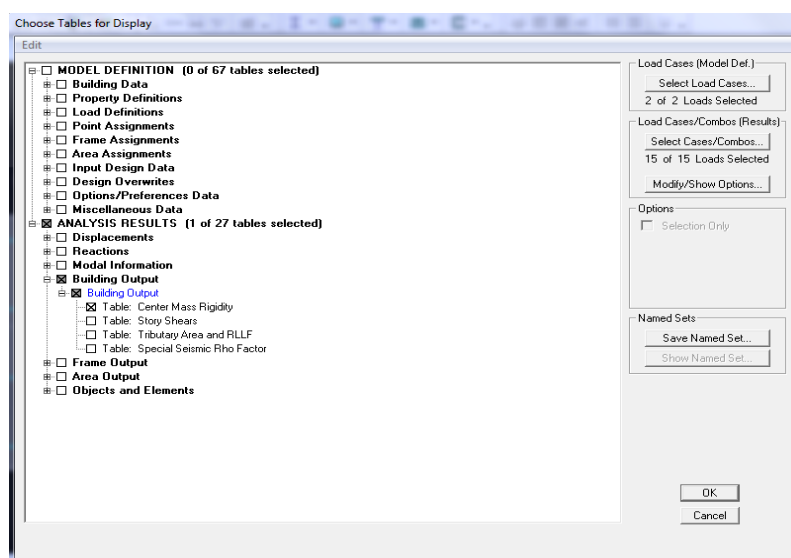
V.2.Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 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 $\pm 0.05 L$, (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. Pour cela, on procède de la manière suivante :

➤ Display→show tables

Puis on coches les cases suivantes , en sélectionnant toutes les combinaisons .



Un tableau s'affiche :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
►	RDC	RDC	349.1359	349.1359	12.167	6.013	349.1359	349.1359	12.167	6.013	12.386	6.400
	ETAGE1	ET1	334.7575	334.7575	12.152	5.983	334.7575	334.7575	12.152	5.983	12.373	6.677
	ETAGE2	ET2	334.6091	334.6091	12.154	5.986	334.6091	334.6091	12.154	5.986	12.363	6.804
	ETAGE3	ET3	334.6091	334.6091	12.154	5.986	334.6091	334.6091	12.154	5.986	12.353	6.851
	ETAGE4	ET4	323.4084	323.4084	12.136	5.926	323.4084	323.4084	12.136	5.926	12.342	6.847
	ETAGE5	ET5	386.1086	386.1086	12.182	6.078	386.1086	386.1086	12.182	6.078	12.332	6.759

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
RDC	12,167	6.013	12,386	6,4	-0,219	-0,387
Etage 1	12,167	5.983	12,373	6,677	-0,206	-0,694
Etage 2	12,167	5,986	12,363	6,804	-0,196	-0,818
Etage 3	12,167	5,986	12,353	6,851	-0,186	-0,865
Etage4	12,167	5,926	12,342	6,847	-0,175	-0,921
Etage 5	12,167	6,078	12,332	6,759	-0,165	-0,681

Tableau V.2 : vérification de l'excentricité

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

$$5\%L \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 26,3 = 1,315 > 0,219$$

$$5\%L \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 26,3 = 1,315 > 0,921$$

L : Sens de la plus grande dimension du bâtiment

➤ Les conditions sont vérifiées.

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 vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

mode	période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,66	99,24	0,00	0
2	0,57	79,69	75,52	0
3	0,54	81,48	76,63	0
4	0,20	93,25	76,63	0
5	0,15	93,25	91,88	0
6	0,14	93,26	92,08	0
7	0,12	94,38	92,09	0
8	0,10	94,40	92,10	0
9	0,10	97,79	92,10	0
10	0,09	97,80	92,49	0
11	0,07	97,80	97,44	0
12	0,06	99,24	97,44	0

Tableau V.3 : vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

La somme des masses modales dans le 5^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

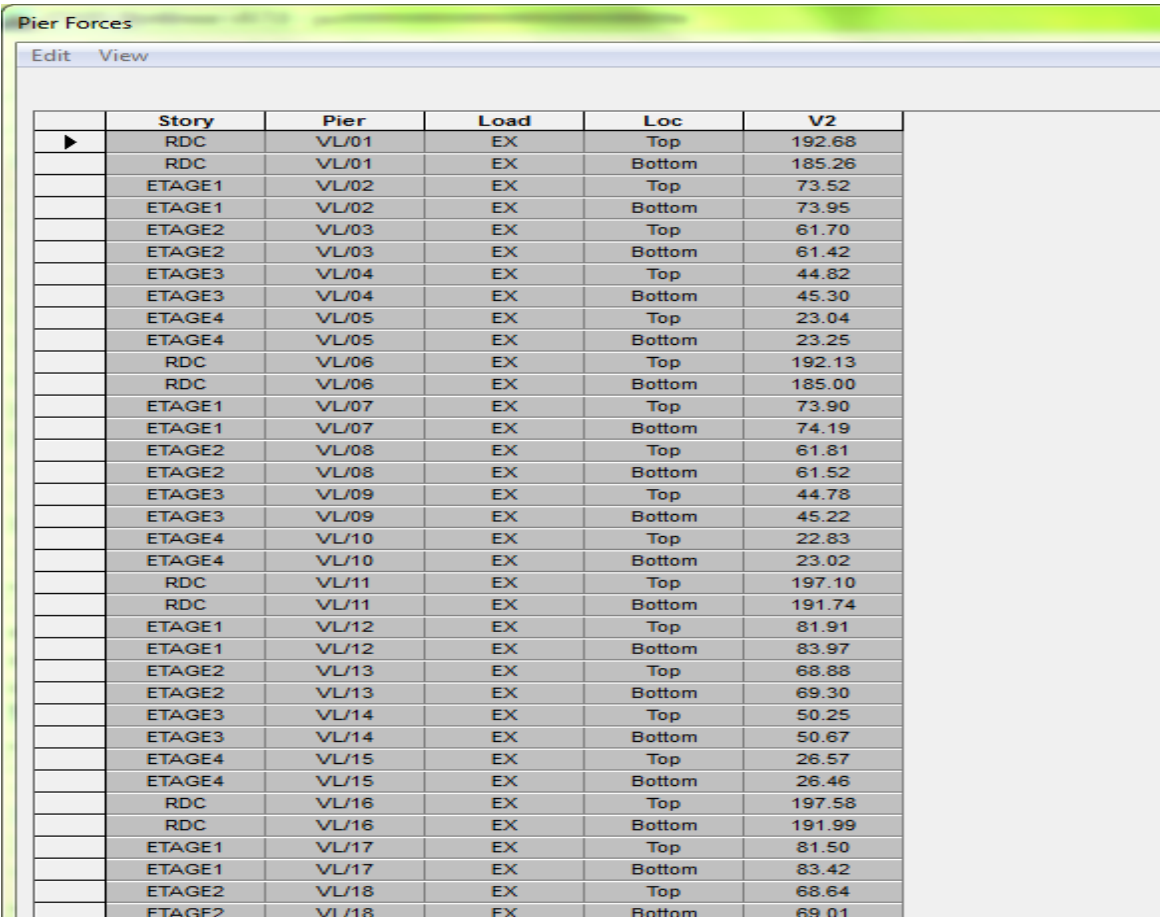
V.4.1 En élévation :

- **Pourcentage des charges horizontales selon x-x**

Select → by Pier ID → sélectionner les voiles longitudinales

Display → show tables → on sélectionne la combinaison EX

Wall out → pier force



	Story	Pier	Load	Loc	V2
▶	RDC	VL/01	EX	Top	192.68
	RDC	VL/01	EX	Bottom	185.26
	ETAGE1	VL/02	EX	Top	73.52
	ETAGE1	VL/02	EX	Bottom	73.95
	ETAGE2	VL/03	EX	Top	61.70
	ETAGE2	VL/03	EX	Bottom	61.42
	ETAGE3	VL/04	EX	Top	44.82
	ETAGE3	VL/04	EX	Bottom	45.30
	ETAGE4	VL/05	EX	Top	23.04
	ETAGE4	VL/05	EX	Bottom	23.25
	RDC	VL/06	EX	Top	192.13
	RDC	VL/06	EX	Bottom	185.00
	ETAGE1	VL/07	EX	Top	73.90
	ETAGE1	VL/07	EX	Bottom	74.19
	ETAGE2	VL/08	EX	Top	61.81
	ETAGE2	VL/08	EX	Bottom	61.52
	ETAGE3	VL/09	EX	Top	44.78
	ETAGE3	VL/09	EX	Bottom	45.22
	ETAGE4	VL/10	EX	Top	22.83
	ETAGE4	VL/10	EX	Bottom	23.02
	RDC	VL/11	EX	Top	197.10
	RDC	VL/11	EX	Bottom	191.74
	ETAGE1	VL/12	EX	Top	81.91
	ETAGE1	VL/12	EX	Bottom	83.97
	ETAGE2	VL/13	EX	Top	68.88
	ETAGE2	VL/13	EX	Bottom	69.30
	ETAGE3	VL/14	EX	Top	50.25
	ETAGE3	VL/14	EX	Bottom	50.67
	ETAGE4	VL/15	EX	Top	26.57
	ETAGE4	VL/15	EX	Bottom	26.46
	RDC	VL/16	EX	Top	197.58
	RDC	VL/16	EX	Bottom	191.99
	ETAGE1	VL/17	EX	Top	81.50
	ETAGE1	VL/17	EX	Bottom	83.42
	ETAGE2	VL/18	EX	Top	68.64
	ETAGE2	VL/18	EX	Bottom	69.01

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Niveau	$\frac{V_2}{V_x}$	Pourcentage
RDC	$\frac{753,99}{1424,54}$	52,92%
Etage 1	$\frac{315,53}{1342,43}$	23,5%
Etage 2	$\frac{261,25}{1206,48}$	21,65%
Etage 3	$\frac{191,89}{1013,21}$	18,93%
Etage 4	$\frac{99,29}{768,24}$	12,92%
Etage 5	$\frac{106,5}{484,02}$	22%
La moyenne	/	25,32%

Tableau V.4 : pourcentage des charges horizontale dans le sens longitudinal

$$CH_H-(x-x) = 25,32\%$$

- Pourcentage des charges horizontales selon y-y :**

Select → by Pier ID → sélectionner les voiles transversales

Display → show tables → on sélectionne la combinaison EY

Wall out → pier force

	Story	Pier	Load	Loc	V2
▶	RDC	VT1/01	EY	Top	306.41
	RDC	VT1/01	EY	Bottom	307.64
	ETAGE1	VT1/02	EY	Top	201.99
	ETAGE1	VT1/02	EY	Bottom	207.80
	ETAGE2	VT1/03	EY	Top	156.24
	ETAGE2	VT1/03	EY	Bottom	158.44
	ETAGE3	VT1/04	EY	Top	110.81
	ETAGE3	VT1/04	EY	Bottom	111.98
	ETAGE4	VT1/05	EY	Top	57.98
	ETAGE4	VT1/05	EY	Bottom	59.54
	RDC	VT1/06	EY	Top	305.99
	RDC	VT1/06	EY	Bottom	306.82
	ETAGE1	VT1/07	EY	Top	201.87
	ETAGE1	VT1/07	EY	Bottom	207.11
	ETAGE2	VT1/08	EY	Top	156.65
	ETAGE2	VT1/08	EY	Bottom	158.50
	ETAGE3	VT1/09	EY	Top	111.48
	ETAGE3	VT1/09	EY	Bottom	112.39
	ETAGE4	VT1/10	EY	Top	58.13
	ETAGE4	VT1/10	EY	Bottom	59.38
	RDC	VT1/11	EY	Top	291.37
	RDC	VT1/11	EY	Bottom	291.39
	ETAGE1	VT1/12	EY	Top	191.98
	ETAGE1	VT1/12	EY	Bottom	196.86
	ETAGE2	VT1/13	EY	Top	148.25
	ETAGE2	VT1/13	EY	Bottom	150.21
	ETAGE3	VT1/14	EY	Top	104.60
	ETAGE3	VT1/14	EY	Bottom	105.74
	ETAGE4	VT1/15	EY	Top	54.98
	ETAGE4	VT1/15	EY	Bottom	56.35
	RDC	VT1/16	EY	Top	291.26
	RDC	VT1/16	EY	Bottom	291.09
	ETAGE1	VT1/17	EY	Top	190.61
	ETAGE1	VT1/17	EY	Bottom	195.20

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Niveau	$\frac{V_2}{V_y}$	Pourcentage
RDC	$\frac{1196,94}{1507,71}$	79,38%
Etage 1	$\frac{807,97}{1429,89}$	56,5%
Etage 2	$\frac{614,94}{1300,23}$	47,29%
Etage 3	$\frac{432,93}{1109,83}$	39%
Etage 4	$\frac{229,1}{855,78}$	26,77%
Etage 5	$\frac{204,83}{548,99}$	37,31%
La moyenne	/	47,7%

Tableau V.5 : pourcentage des charges horizontale dans le sens transversal

$$CH_H-(y-y) = 47,7\%$$

- **Pourcentage des charges verticales :**

V.5.2.En plan :

Relever la valeur du poids totale :

Sélectionner tous les nœuds de la base → display → reactions → combinaison poids

Relever la valeur du poids des voiles :

Sélectionner les nœuds des voiles de la base → display → reactions → combinaison poids.

$$F_z = \text{POIDS} = 4300,62 \text{ KN}$$

$$W_t = 21663,22 \text{ KN}$$

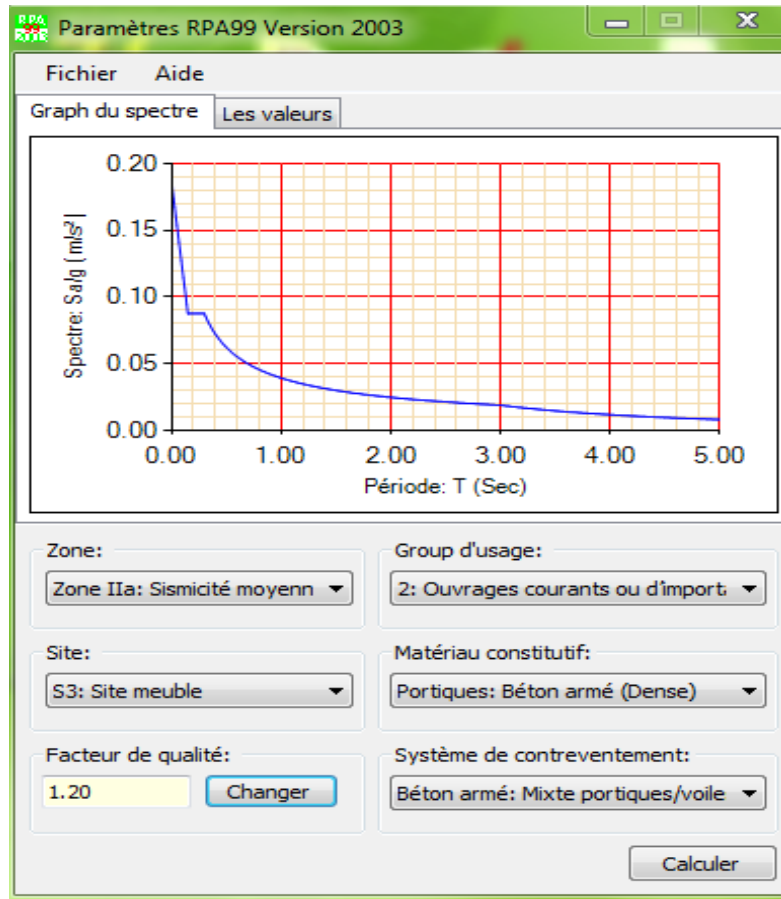
$$\frac{4300,62 \times 100}{21663,22}$$

$$CH_v = 19,85 \% < 20 \%$$

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les efforts verticaux qui sont repris par les voiles sont <20%

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par un portique mixte avec voiles par interaction ; dont le coefficient de comportement **R=5** ce qui implique que le spectre utilisé est cohérent.

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA



V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \quad (\text{formule 4.1 RPA99})$$

Calcul des paramètres A, D, Q et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$A = 0,15 \quad (\text{tab 4.1 RPA99}) \quad \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Il est donné par la formule suivante :

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

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

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,66 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

remplissage	portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
dense	7	5	

Tableau V.6: le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Dans notre cas : $\varepsilon = 8,5 \%$

D'où :

$$\eta = 0,81 > 0,7 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$D = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{2/3} = 1,68$$

W_t : poids de la structure donnée par le logiciel ETABS

- Display → Show tables → building output → story shear (selectionner la combinaison poids)

Les résultants s'afficheront comme suit:

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

	Story	Load	Loc	P	
►	CHARPENTE	POIDS	Top	0.00	
	CHARPENTE	POIDS	Bottom	1211.63	
	ETAGE5	POIDS	Top	3865.52	
	ETAGE5	POIDS	Bottom	4398.72	
	ETAGE4	POIDS	Top	6931.43	
	ETAGE4	POIDS	Bottom	7790.22	
	ETAGE3	POIDS	Top	10322.93	
	ETAGE3	POIDS	Bottom	11181.73	
	ETAGE2	POIDS	Top	13714.43	
	ETAGE2	POIDS	Bottom	14573.23	
	ETAGE1	POIDS	Top	17107.39	
	ETAGE1	POIDS	Bottom	17966.18	
	RDC	POIDS	Top	20498.89	
	RDC	POIDS	Bottom	21663.22	

Donc le poids total est de : $W_t=21647,84$ KN

facteur	valeurs
A	0,15
D	1,68
Q	1,2
R	5
W_t	21647,84

$$V = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,2}{5} \times 21663,22 = 1310,19 \text{ KN}$$

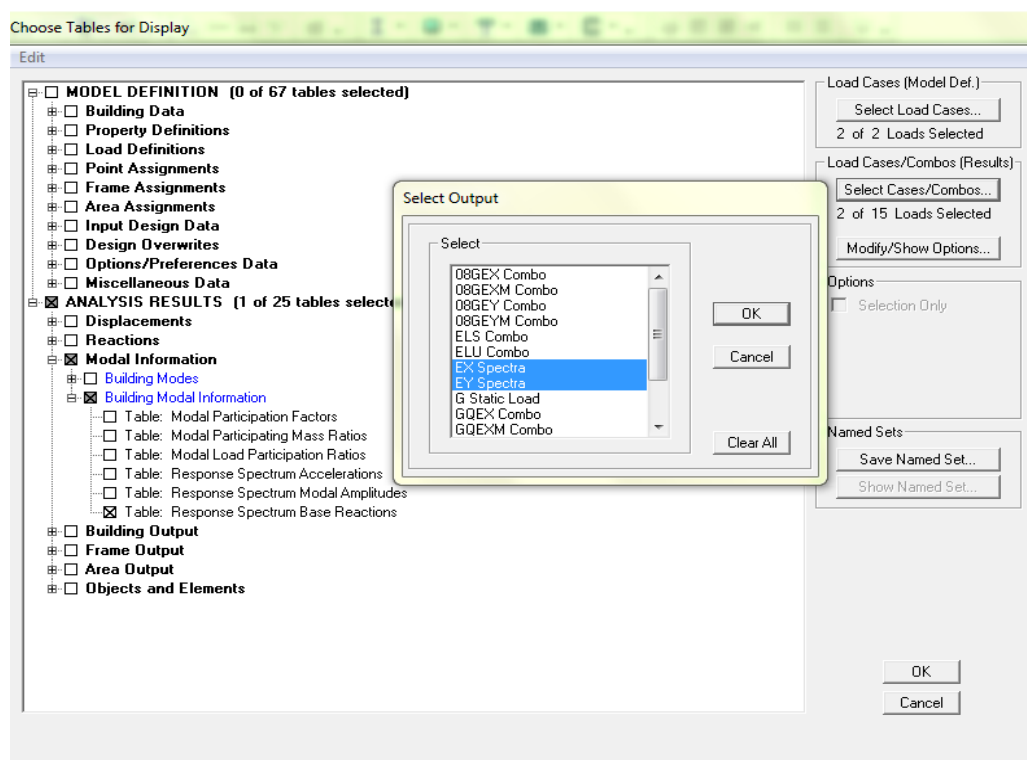
$$V_{MSE} = 1310,19 \text{ KN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Display → show tables

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
►	EX	1	U1	1366.47	-9.26	0.00
	EX	2	U1	0.28	20.06	0.00
	EX	3	U1	24.00	-11.51	0.00
	EX	4	U1	228.63	-0.33	0.00
	EX	5	U1	0.05	-4.13	0.00
	EX	6	U1	28.48	5.31	0.00
	EX	7	U1	0.96	-0.72	0.00
	EX	8	U1	0.00	0.00	0.00
	EX	9	U1	103.95	0.78	0.00
	EX	10	U1	0.01	-0.93	0.00
	EX	11	U1	45.29	1.17	0.00
	EX	12	U1	0.06	0.11	0.00
	EX	All	All	1404.88	12.77	0.00
	EY	1	U2	-9.26	0.06	0.00
	EY	2	U2	20.06	1435.35	0.00
	EY	3	U2	-11.51	5.52	0.00
	EY	4	U2	-0.33	0.00	0.00
	EY	5	U2	-4.13	318.46	0.00
	EY	6	U2	5.31	0.99	0.00
	EY	7	U2	-0.72	0.55	0.00
	EY	8	U2	0.00	0.01	0.00
	EY	9	U2	0.78	0.01	0.00
	EY	10	U2	-0.93	153.03	0.00
	EY	11	U2	1.17	0.03	0.00
	EY	12	U2	0.11	0.19	0.00
	EY	All	All	12.77	1487.54	0.00

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

- Ex → All : $V_{\text{dyn}} = F1 = 1404,88 \text{ KN}$
- Ey → All : $V_{\text{dyn}} = F2 = 1487,54 \text{ KN}$

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Comparaison des résultants :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

- Sens longitudinal :

$$V_{\text{dyn}} = 1404,88 \text{ KN} \geq 80\% V_{\text{MSE}} = 1048,152 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{\text{dyn}} = 1487,54 \text{ KN} \geq 80\% V_{\text{MSE}} = 1048,152 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA99 formule 4.19})$$

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement
- δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x = K_{xi} - K_{xi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (formule 4.20 RPA99)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (formule 4.20 RPA99)

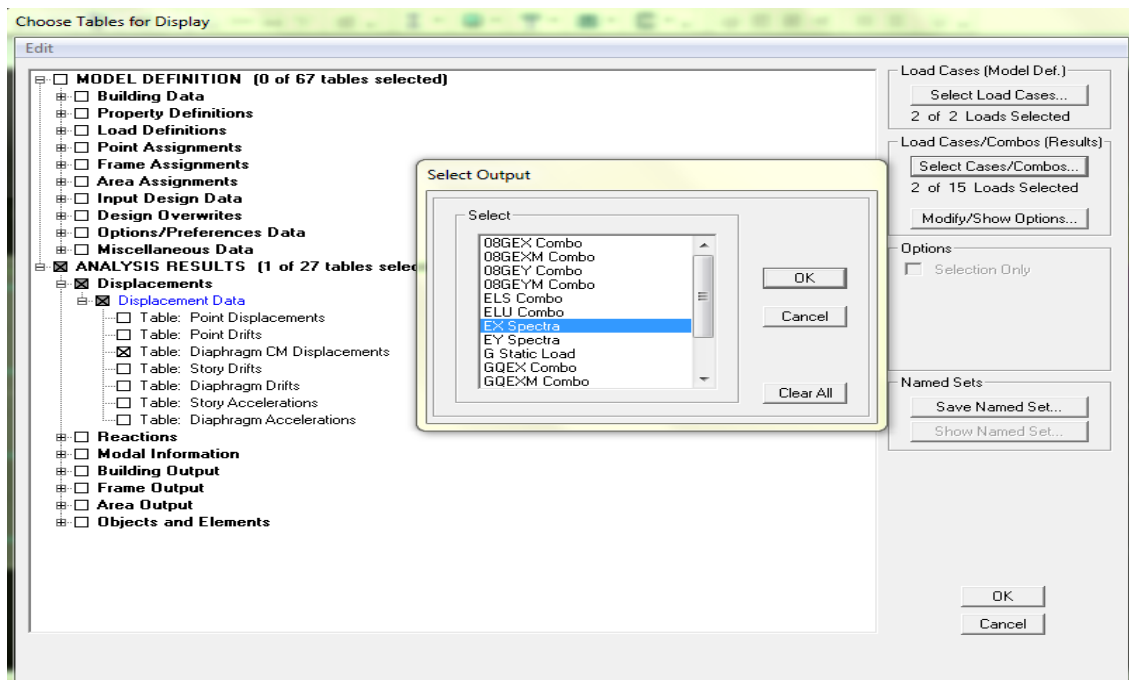
- H_e : hauteur de l'étage considéré.

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → show tables

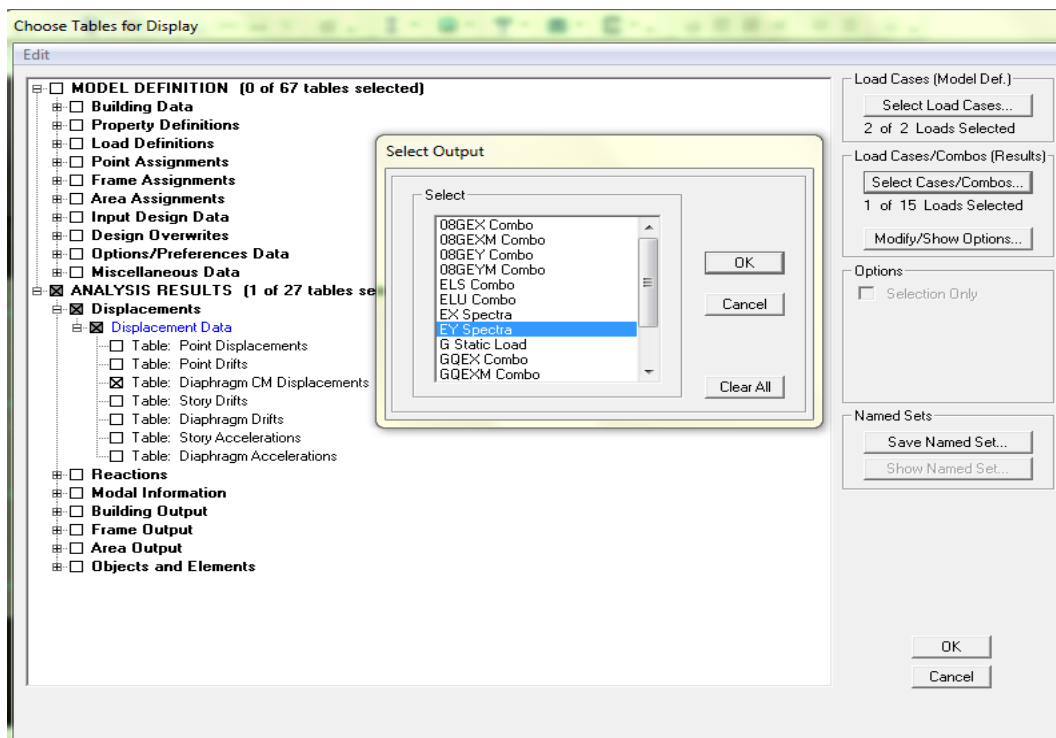
Chapitre V : vérifications des exigences du RPA



Dans le sens transversal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens transversal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- display→show tables



On obtient les valeurs retenues dans le tableau suivant :

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

story	diaphragm	Ux	Uy	Δk_x	Δk_y	1%He	conclusion
Etage 5	ET5	0.0152	0.0131	0,002	0,0022	0,0306	CV
Etage 4	ET4	0.0132	0.0109	0,0022	0,0023	0,0306	CV
Etage 3	ET3	0.011	0.0086	0,0026	0,0024	0,0306	CV
Etage 2	ET2	0.0084	0.0062	0,0029	0,0025	0,0306	CV
Etage 1	ET1	0.0055	0.0037	0,0029	0,0021	0,0306	CV
RDC	RDC	0.0026	0.0016	0,0026	0,0016	0,0408	CV

Tableau V.7: déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V.7.Vérification du déplacement maximal de la structure :

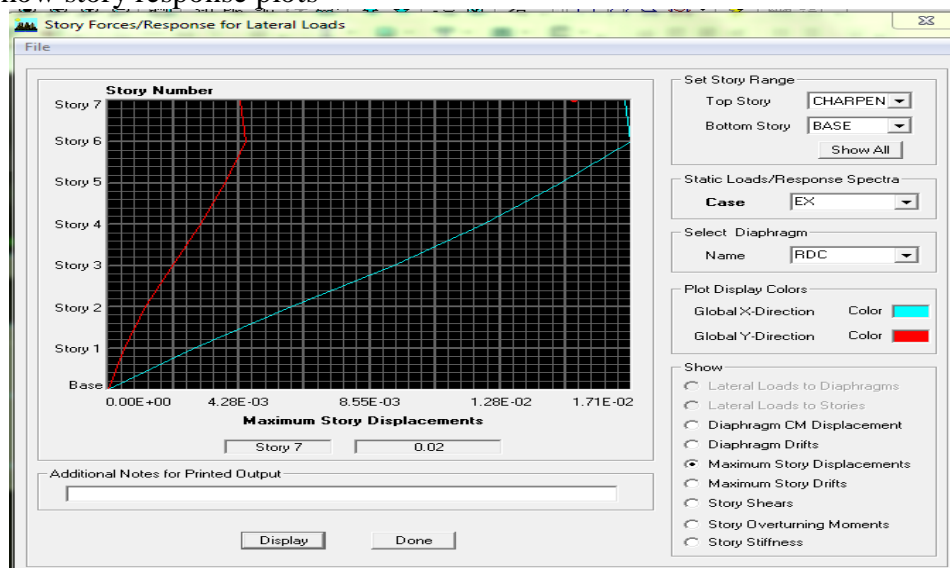
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{23,5}{500} = 0,047\text{m}$$

Détermination de déplacement maximal avec ETABS:

Dans le sens longitudinal :

display → show story response plots

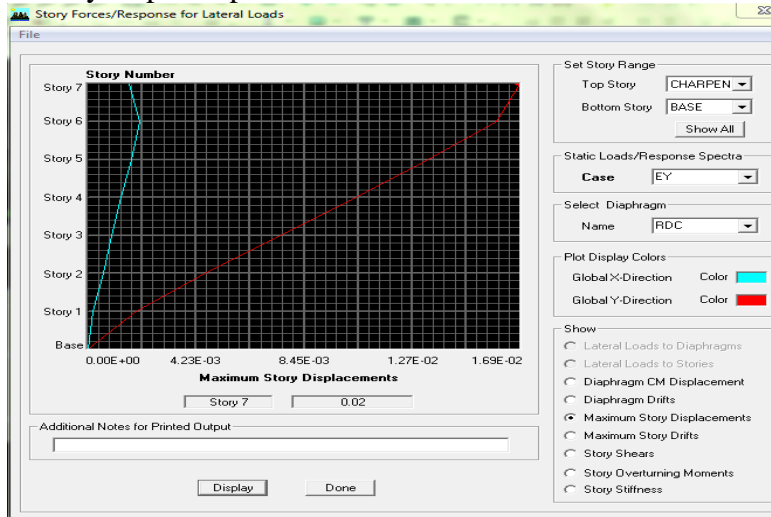


Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Puis, on clique sur display, après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

Dans le sens transversal :

display → show story response plots



Puis, on clique sur display, après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

Déplacement maximal selon (x-x) : 0,02m

Déplacement maximal selon (y-y) : 0,02m

Fleche admissible : 0,047m

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.8.Justification vis-à-vis de l'effet P-DELTA :

- $\theta \leq 0,1$: L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments .
- $0,1 < \theta \leq 0,20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- $\theta > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K h_k}$$

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA

Niveau	poids	Sens x-x(sous Ex)				Sens y-y(sous Ey)			
		Δ_{Kx}	V_{Kx}	$V_{Kx} \times h_e$	θ	Δ_{Ky}	V_{Ky}	$V_{Ky} \times h_e$	θ
Charpente	1196.28	0	62.49	257,45	0	0	59.34	244,48	0
Etage 5	4383.38	0,002	625.51	1914,06	0,004	0.0022	709.12	2169,90	0,004
Etage 4	7774.88	0.0022	998.4	3055 ,10	0,005	0.0023	1108.52	3392,07	0,005
Etage 3	11166.38	0.0026	1316.71	4029,13	0,007	0.0024	1439.71	4405,51	0,006
Etage 2	14557.88	0.0029	1568.25	4798,84	0,008	0.0025	1688.46	5166,68	0,007
Etage 1	17950.84	0.0029	1746.98	5345,75	0,009	0.0021	1856.55	5681,04	0,006
RDC	21647.87	0.0026	1855.14	7568,97	0,007	0.0016	1957.98	7988,55	0,004

Tableau V.8 : justification vis-à-vis de l'effet P-delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

V.9.spécification des poteaux :

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

avec :

N_d : effort normal des poteaux

Les poteaux (40x40) :

$$N_d = 1111,13 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1111,13 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les poteaux (35x35) :

$$N_d = 206,52 \text{ KN}$$

$$v = \frac{206,52 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,08 \leq 0,3 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Introduction :

A près avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (BAEL91 modifié 99 et RPA 99/ Version2003).

VI.1.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

situation	béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1.5	1	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux .

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal (N^{\max}) et moment correspondant (M^{corr}) pour chercher la plus grande compression.
- Effort normal minimal (N^{\min}) et le moment correspondant (M^{corr}) pour chercher la plus grande traction.
- Moment fléchissant maximal (M^{\max}) et l'effort normal correspondant (N^{corr}).

VI.1.1.Recommandations et exigences du RPA 99 modifié 2003 :

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal	
	$A_{\min}=0.8\%bh$ (zone IIa)	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max}=6\%bh$	$A_{\max}=4\%bh$
40x40	12.8	96	64
35x35	9.8	73.5	49

Tableau VI.2 : Sections recommandées par le RPA

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- Le diamètre minimum est de : 12 mm.
- La longueur minimal de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa (RPA99/version2003).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les combinaisons d'actions :

- ELU : $1.35 G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$
- Combinaison sismique : $G + Q \pm E$ (RPA99 modifié 2003)
- Combinaison sismique : $0.8G \pm E$ (RPA99 modifié 2003)

VI.1.2.Calcul du ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul : En flexion composée ; l'effort normal est un effort de compression ou de traction , le moment qu'il engendre est un moment de flexion , ce qui nous induit à étudier trois cas :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Les efforts internes dans les poteaux :

Convention des signes de ETABS :

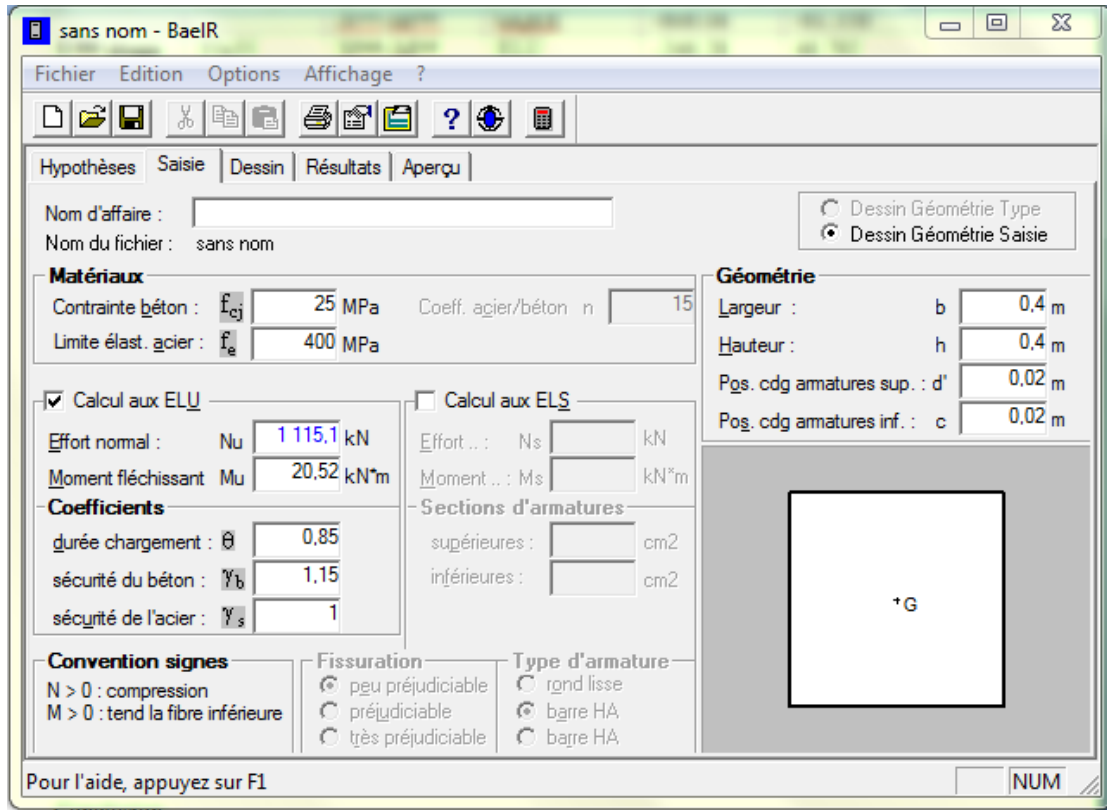
- Compression : $N < 0$
- Traction : $N > 0$

Niveau	Section	Sollicitations	combinaison	N (KN)	M (KN.m)
Rdc- 4 ^{eme} étage	40x40	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	GQEx	-1115.06	-20.52
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0.8GEy	152.33	12.247
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEx	-606.08	-61.356
5 ^{eme} étage	35x35	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-246.28	46.792
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	GQEy	22.48	5.779
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	ELU	-228.78	-58.446

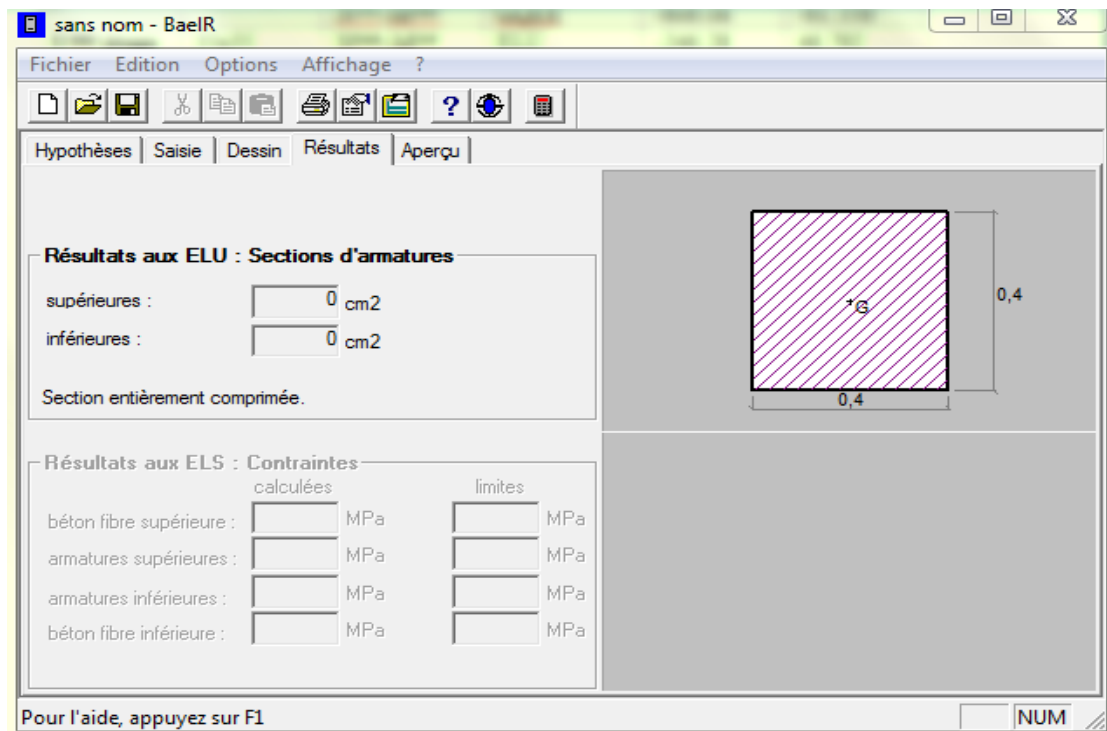
Tableau VI.3 : Efforts internes des poteaux à l'ELU

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique par le logiciel « SOCOTEC ». On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel :



On clique sur **RESULTATS** pour obtenir les valeurs de A^{\sup} et A^{\inf}



Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Les résultats du calcul sont dans le tableau ci-dessous :

Zone	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	nature	A ^{sup}	A ^{inf}	A ^{min} RPA	A ^{ad}	Ferrailage
RDC-4 ^{eme} étage	N ^{max} -M ^{corr}	-1115.06	-20.52	SEC	0	0	12.8	14.20	4HA16+4HA14
	N ^{min} -M ^{corr}	152.33	12.247	SET	1.05	2.75			
	N ^{corr} -M ^{max}	-606.08	-61.356	SEC	0	0			
5 ^{eme} étage	N ^{max} -M ^{corr}	-246.28	46.792	SPC	0	1.04	9.8	10.68	4HA14+4HA12
	N ^{min} -M ^{corr}	22.48	5.779	SPC	0	0.74			
	N ^{corr} -M ^{max}	-228.78	-58.446	SPC	2.51	0			

Tableau VI.4 : ferrailage des armatures longitudinales

On opte pour :

$$\text{➤ } A^{\text{adoptée}} = \max \{A^{\text{calculée}}; A^{\text{CNF}}; A^{\text{min}}(\text{RPA})\} \text{ en cm}^2.$$

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales ont pour rôle :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3BAEL91/99)

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera :

$$\text{➤ } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- V_u : effort tranchant.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g > 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.} \\ L_f : \text{longueur de flambement des poteaux.} \end{cases}$$

- h : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- S_t : espacement des armatures transversales.
- A_t : armatures transversales.

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone IIa:

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min(10\Phi_L, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,4; 15\text{cm}) \quad \mathbf{S_t = 10cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min} = (15 \times 1.4\text{cm}) = 21\text{cm} \quad \mathbf{S_t = 15 cm}$$

Φ_L : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

On adopte :

- un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

Vérification de la quantité des armatures transversales :

- Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t\min} = 0.3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow A_{t\min} = 0.8\% S_t \times b_1$
- Si $3 < \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

- λ_g : Elancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{h}$)
- h : hauteur .
- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).
- L_0 : hauteur libre du poteau.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Poteau (40x40) :

Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,4} = 5,355 > 5$$

d'où : $\rho_a = 2,5$

- **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures :

$$V = 67,22 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s_t}{h \cdot f_c} = \frac{2,5 \times 10 \times 67,22}{40 \times 4000} = 1,05 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s_t}{h \cdot f_c} = \frac{2,5 \times 15 \times 67,22}{40 \times 4000} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Poteau (35x35) :

Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,35} = 6,12 > 5$$

d'où : $\rho_a = 2,5$

- **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures :

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$V=49,62\text{KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u st}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 10 \times 4961}{35 \times 4000} = 0,88\text{cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

Calcul des armatures :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u st}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 15 \times 4961}{35 \times 4000} = 1,32\text{cm}^2$$

Zone	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	ferraillage	A adoptée (cm ²)
	A _{min}	A _{min}	A _t	A _t		
40x40	1,2	1,8	1,05	1,57	4HA8	2,01
35x35	1,05	1,57	10,88	1,32	4HA8	2,01

Tableau VI.5 :Ferrailage des armatures transversales

VI.1.3.Vérification à l'ELU :

a. Longueur de recouvrement :

- Pour HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$L_r = 65\text{cm}$$

- Pour HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$L_r = 60\text{cm}$$

b. Longueur de scellement :

- Pour HA16 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers a haute adhérence.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 4000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 21} = 56,43 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$L_s = 60 \text{ cm}$$

- Pour HA14:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers a haute adhérence.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 4000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 21} = 49,38 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

c. Longueur d'ancrage :

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour HA16 :

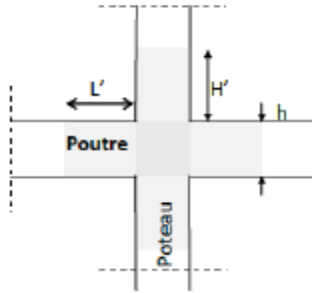
$$L_a = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}$$

- Pour HA14 :

$$L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

d. Détermination de la zone nodale :



Poteau (40x40) :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

(b₁, h₁) : dimensions du poteau.

H_e : hauteur des étages.

on aura :

$$h' = \max \left\{ \frac{3,06}{6}, 40, 40, 60 \right\}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Poteau (35× 35):

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

(b₁, h₁) : dimensions du poteau.

H_e : hauteur des étages.

Aon aura :

$$h' = \max \left\{ \frac{3,06}{6}, 35, 35, 60 \right\}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$h' = 60\text{cm}$$

poutres principales : (30× 35)

$$L'=2 \times 35=70 \text{ cm}$$

Poutres secondaires : (30× 35)

$$L'=2 \times 35=70 \text{ cm}$$

VI.1.4.Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{bu} \rightarrow \text{selon le RPA : (Art 7.4.3.2 RPA 99/2003)}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec: } \rho_d = 0.075 \quad \text{Si: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{Si: } \lambda_g < 5$$

$$\tau_{bu} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{selon le BAEL : (Art A.5.1,211 BAEL 91/99)}$$

Zone	V (KN)	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}(\text{RPA})$	$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL})$	Observation
40x40	67,22	0,442	0,075	1,875	3,33	CV
35x35	49,61	0,429	0,075	1,875	3,33	CV

Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement

VI.1.5.Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 BAEL91/99)

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant:

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$$

Avec :

- A_{\min} : section minimale d'aciers tendus

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- F_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours
- F_e : contrainte limite élastique des aciers
- e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS
- d : hauteur utile
- b : largeur de la section du béton

zone	sollicitation	N_s	M_s	e_s	A_{min}	$A_{adoptée}$	observation
40x40	$N^{max}-M^{corr}$	-807,55	17,033	0,02	1,75	16,08	C.V
	$N^{min}-M^{corr}$	-164,86	-3,412	0,02	1,75		
	$N^{corr}-M^{max}$	-803,47	-17,646	0,02	1,75		
35x35	$N^{max}-M^{corr}$	-175,73	33,175	0,18	1,38	14,2	C.V
	$N^{min}-M^{corr}$	-2,56	1,859	0,72	1,39		
	$N^{corr}-M^{max}$	-162,86	-41,378	0,25	1,39		

Tableau VI.7 : Efforts internes des poteaux à l'ELS

b. L'état limite des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

zone	sollicitation	N_s	M_s	τ_{inf}	τ_{sup}	$\bar{\tau}_b$	observation
40x40	$N^{max}-M^{corr}$	-807,55	17,033	0	4,53	15	Condition vérifiée
	$N^{min}-M^{corr}$	-164,86	-3,412	0,67	1,33	15	Condition vérifiée
	$N^{corr}-M^{max}$	-803,47	-17,646	3,37	6,68	15	Condition vérifiée
35x35	$N^{max}-M^{corr}$	-175,73	33,175	0	10,4	15	Condition vérifiée
	$N^{min}-M^{corr}$	-2,56	1,859	0	0,79	15	Condition vérifiée
	$N^{corr}-M^{max}$	-162,86	-41,378	0	10,7	15	Condition vérifiée

Tableau VI.8 : Etat limite de compression du béton

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteaux (40x40) :

Les armatures longitudinales : $4HA16+4HA14 = 14,20\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

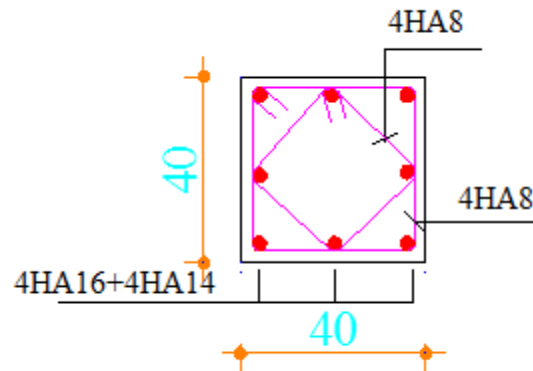


Figure VI.1 : ferrailage poteau (40x40)

Poteaux (35x35) :

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

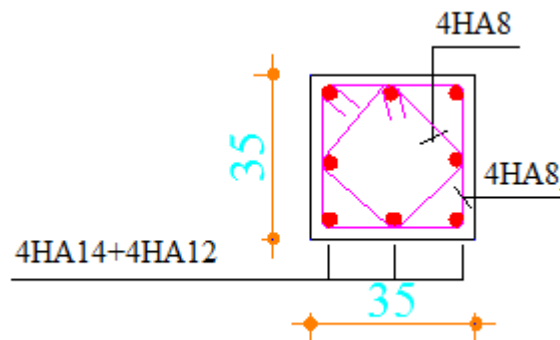


Figure VI.2 : ferrailage poteau (35x35)

VI.2.Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

VI.2.1.Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/2003)

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

Section	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{\min}=0,5\%bh$	Zone courante	Zone de recouvrement
		$A_{\max}=4\%bh$	$A_{\max}=6\%bh$
35x30	5,25	42	63
35x30	5,25	42	63

Tableau VI.9: Sections minimales des armatures longitudinales.

b. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

- En zone de recouvrement (En dehors de la zone nodale):

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

VI.2.2.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Ferrailage des poutres :

Poutres principales :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{27,51 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{27,51 \times 10^6}{0,969 \times 330 \times 348}$$
$$A_t = 2,47 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{53,853 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,938$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{53,853 \times 10^6}{0,938 \times 330 \times 348}$$
$$A_a = 4,99 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires:

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{26,137 \times 10^6}{30 \times 330^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{26,137 \times 10^6}{0,971 \times 330 \times 348}$$
$$A_t = 2,34 \text{ m}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$\mu = \frac{40,299 \times 10^6}{30 \times 330^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{40,299 \times 10^6}{0,955 \times 330 \times 348}$$
$$A_a = 3,67 \text{ cm}^2$$

Poutre principale (voile) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{66,368 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,143 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,922$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{66,368 \times 10^6}{0,922 \times 330 \times 348}$$
$$A_t = 6,26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{80,642 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,173 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,904$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{80,642 \times 10^6}{0,904 \times 330 \times 348}$$
$$A_a = 7,76 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires (voile) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{61,105 \times 10^6}{30 \times 330^2 \times 14,2} = 0,131 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{avec: } \beta = 0,929$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{61,105 \times 10^6}{0,929 \times 330 \times 348}$$
$$A_t = 5,72 \text{ m}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{84,881 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,182 < \mu_l = 0.392$$

avec: $\beta = 0,899$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{84,881 \times 10^6}{0,899 \times 330 \times 348}$$
$$A_a = 8,22 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire (charpente) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{16,399 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0.392$$

avec: $\beta = 0,983$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{16,399 \times 10^6}{0,983 \times 330 \times 348}$$
$$A_t = 1,42 \text{ m}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{17,126 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0.392$$

avec: $\beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{17,126 \times 10^6}{0,982 \times 330 \times 348}$$
$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Poutre inclinée :

Les poutres inclinées sont ferrillées en flexion composée :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t = 58,998 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = -55,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58,998}{55,38} = 1,065 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 0,02 = 0,155 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 1,065 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,155 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$$

Calcul de moment fictif:

$$M_f = N \times g \quad \text{Avec: } g = e + \frac{h}{2} - c = 1,065 + 0,155 = 1,22 \text{ m}$$

$$M_f = 55,38 \times 1,22 = 67,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67,56 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 18,48} = 0,111 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,111 \rightarrow \beta = 0,940$$

D'où :

$$\Rightarrow A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{67,56 \times 10^6}{0,940 \times 330 \times 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A'_f = 0$$

$$\Rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N}{f_e / \gamma_s} = 5,54 - \frac{55,38 \times 10^3}{400} = 4,15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} M_a = -57,988 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = -110,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57,988}{110,11} = 0,526 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 0,02 = 0,155 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,526 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,155 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$$

Calcul de moment fictif:

$$M_f = N \times g \quad \text{Avec: } g = e + \frac{h}{2} - c = 0,526 + 0,155 = 0,681 \text{ m}$$

$$M_f = 110,11 \times 0,681 = 74,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{74,98 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 18,48} = 0,124 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$\mu = 0,124 \rightarrow \beta = 0,934$$

D'où :

- $A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{74,98 \times 10^6}{0,934 \times 330 \times 400} = 6,08 \text{ cm}^2$
- $A'_f = 0$
- $A_{st} = A_f - \frac{N}{f_e / \gamma_s} = 608 - \frac{110,11 \times 10^3}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$
- $A' = 0$

VI.2.3. Condition de non fragilité :

La section des armatures calculées doit vérifier la condition suivant:

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \frac{b d f_{t28}}{f_e}$$

Le ferrailage des poutres principales et secondaires se résume comme suit:

poutre principale	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	27,51	1,19	2,47	3HA14(fil)	4,62
appuis	53,853	1,19	4,99	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6,88

Tableau VI.10 : ferrailage des poutres principales

poutre secondaire	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	26.137	1,19	2,34	3HA14(fil)	4,62
appuis	40.299	1,19	3.67	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6,88

Tableau VI.11: ferrailage des poutres secondaires

Le ferrailage des poutres principales et secondaires (voiles) se résume comme suit:

poutre principale	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	66,368	1,19	6,26	3HA14(fil)+3HA12(chap)	9,55
appuis	80,642	1,19	7,76	3HA14(fil)+3HA12(chap)	9,55

Tableau VI.12 : ferrailage des poutres principales (voile)

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

poutre secondaire	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	61,105	1,19	5,72	3HA14(fil)+3HA12(chap)	9,55
appuis	84,881	1,19	8,22	3HA14(fil)+3HA12(chap)	9,55

Tableau VI.13: ferrailage des poutres secondaires (voile)

Le ferrailage des poutres de la toiture se résume comme suit:

poutre secondaire	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	16,399	1,19	1,42	3HA10 (filante)	2.36
appuis	17,126	1,19	1,51	3HA10 (filante)	2.36

Tableau VI.14 : ferrailage des poutres secondaires

poutre secondaire	Moment	A _{cnf}	A _{calculée}	ferrailage	A _{adoptée}
travée	58,998	1,19	4,15	3HA14 (filante)	4,62
appuis	57,988	1,19	3,32	3HA14 (filante)	4,62

Tableau VI.15: ferrailage de la poutre inclinée

VI.2.4.Vérification à l'ELU :

Exigences du RPA :

Elément	A _{adoptée} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	Observation
Poutre principale	travée	9,24	5,25	C.V
	appuis	13,76		
Poutre secondaire	travée	9,24	5,25	C.V
	appuis	13,76		
Poutre principale (voile)	travée	19,10	5,25	C.V
	appuis	19,10		
Poutre secondaire (voile)	travée	19,10	5,25	C.V
	appuis	19,10		
Poutre secondaire (toiture)	travée	4,72	5,25	C.V
	appuis	4,72		
Poutre inclinée	travée	9,24	5,25	C.V
	appuis	9,24		

Tableau VI .16: vérification de la condition de non fragilité.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

VI.2.5.Vérification du cisaillement : (Art 5.1.1 BAEL 91/99)

On doit de vérifier la relation: —

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Elément	Effort tranchant	b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	observation
Poutre principale	61,46	30	33	0,62	3,33	C.V
Poutre secondaire	126,52	30	33	1,27	3,33	C.V
Poutre principale (voile)	88,41	30	33	0,89	3,33	C.V
Poutre secondaire (voile)	83,47	30	33	0,84	3,33	C.V
Poutre secondaire (toiture)	14,31	30	33	0,14	3,33	C.V
Poutre inclinée	23,47	30	33	0,23	3,33	C.V

Tableau VI.17 : vérification au cisaillement

VI.2.6.L'influence de l'effort tranchant :

a. Influence du béton : (Art A.5.1.313 BAEL 91/99)

On doit vérifier la relation: $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Elément	T_u (KN)	\bar{T}_u (KN)	observation
Poutre principale	61,46	594	C.V
Poutre secondaire	126,52	594	C.V
Poutre principale (voile)	88,41	594	C.V
Poutre secondaire (voile)	83,47	594	C.V
Poutre secondaire (toiture)	14,13	594	C.V
Poutre inclinée	23,47	594	C.V

Tableau VI.18 : influence de l'effort tranchant sur le béton

b. Influence sur l'acier : (Art A.5.1.313 BAEL 91/ 99)

- Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire
- Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$ donc on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$

Elément	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$	Observation
Poutre principale	-119,86	Aucune vérification n'est nécessaire
Poutre secondaire	-9,16	
Poutre principale (voile)	-183,11	
Poutre secondaire (voile)	-202,32	
Poutre secondaire (toiture)	-43,35	
Poutre inclinée	-3,94	

Tableau VI.19 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur l'acier

VI.2.7.Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91/99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres $\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

Elément	Effort tranchant	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	observation
Poutre principale	61,46	1,57	3,15	C.V
Poutre secondaire	126,52	3,10	3,15	C.V
Poutre principale (voile)	88,41	1,97	3,15	C.V
Poutre secondaire (voile)	83,47	1,86	3,15	C.V
Poutre secondaire (toiture)	14,31	0,36	3,15	C.V
Poutre inclinée	23,47	0,59	3,15	C.V

Tableau VI.20 : vérification de l'adhérence de l'entraînement des barres

VI.2.8.Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22 BAEL91/99)

a. Longueur de scellement :

- Selon BAEL91 modifiée 99 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers a haute adhérence}$$

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 $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Elément	Longueur de scellement (L_s) (cm)	longueur d'ancrage (L_a) (cm)
Poutre principale	50	20
Poutre secondaire	50	20
Poutre principale (voile)	55	25
Poutre secondaire (voile)	55	25
Poutre secondaire (toiture)	50	20
Poutre inclinée	50	20

Tableau VI.21 : longueurs d'ancrage des armatures

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- Selon (Art 7.5.2.1 , RPA 99 vs 2003) :

$$L_s=40\phi$$

Elément	Longueur de scellement
Poutre principale	60 cm
Poutre secondaire	60 cm
Poutre principale (voile)	65 cm
Poutre secondaire (voile)	65 cm
Poutre secondaire (toiture)	60 cm
Poutre inclinée	60 cm

b. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ 2003)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

- **Les poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

- **Les poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

- **Les poutres principales (voile) :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 16; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

- **Les poutres secondaires (voile) :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 16; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

- **Les poutres secondaire (toiture) :**

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

• La poutre inclinée :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On opte pour : 4HA8

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \text{ en (cm}^2\text{)}$$

Zone nodale (aux appuis)	Zone courante (en travée)
$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	$S_t \leq \frac{h}{2}$

Elément	S_t		$A_t=0,003S_tb$	$A_{adoptée}$	ferrailage
Poutre principale	Zone nodale	10	0,9	2,01	4HA8
	Zone courante	15	1,35		
Poutre secondaire	Zone nodale	10	0,9	2,01	4HA8
	Zone courante	15	1,35		
Poutre principale (voile)	Zone nodale	10	0,9	2,01	4HA8
	Zone courante	15	1,35		
Poutre secondaire (voile)	Zone nodale	10	0,9	2,01	4 HA8
	Zone courante	15	1,35		
Poutre secondaire (toiture)	Zone nodale	10	0,9	2,01	4HA8
	Zone courante	15	1,35		
Poutre inclinée	Zone nodale	10	0,9	2,01	4HA8
	Zone courante	15	1,35		

Tableau VI.22: ferrailage des armatures transversales

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003)

Dans le cas des poutres la longueur de la zone nodale (l') est égale a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 2 \times h$$

Avec : l' : longueur de la zone nodale

h : hauteur de la poutre

- **poutre principale :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **poutre secondaire :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **poutre principale (voile) :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **poutre secondaire (voile) :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **poutre secondaire (toiture) :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **poutre inclinée :**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

VI.2.9.Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

- La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{---}$$

Avec: $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \rightarrow \{k_1 ; \beta_1\} \rightarrow$ à partir des tableaux à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

A_{st} : la section d'armatures adoptée

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- La contrainte dans le béton doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Élément		M	ρ	β_1	k_1	A_{st}	d	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	vérification	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	vérification
PP	travée	16,76	0,466	0,896	33,08	4,62		122,69			3,70		
	appuis	31,99	0,694	0,878	25,98	6,88	33	160,04	348	C.V	6,16	15	C.V
PS	travée	10,074	0,466	0,896	33,08	4,62		73,74			2,22		
	appuis	28,921	0,694	0,878	25,98	6,88	33	145,08	348	C.V	5,58	15	C.V
Pp (voile)	travée	7,778	0,909	0,865	22,04	9,55	33	28,10	348	C.V	1,27	15	
	appuis	17,299	0,909	0,865	22,04	9,55		63,45			2,87		C.V
Ps (voile)	travée	21,504	0,909	0,865	22,04	9,55		78,88	348		3,57		
	appuis	27,981	0,909	0,865	22,04	9,55	33	102,64		C.V	4,65	15	C.V
Ps (toiture)	travée	6,442	0,466	0,896	33,08	4,62		47,15	348		1,42		
	appuis	7,839	0,466	0,896	33,08	4,62	33	47,15		C.V	1,42	15	C.V
Poutre inclinée	Travée	13,217	0,466	0,896	33,08	4,62		96,75	348	C.V	2,92	15	C.V
	appuis	12,319	0,466	0,896	33,08	4,62	33	90,18			2,72		

Tableau VI.23 : vérifications des contraintes à l'ELS

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

VI.2.10.Etat limite des fissurations :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire → Fissuration peu préjudiciable .

VI.2.11.Etat limite de déformation (la flèche) : (BAEL Art B6.5) :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS doivent vérifier cette condition:

$$F_{\text{etabs}} < \frac{L}{500}$$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre principale :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 4\text{m}$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

poutre secondaire:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 3,2 \text{ m}$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{280}{500} = 0.56 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

poutre principale (voile)

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 4\text{m}$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{380}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

poutre secondaire (voile) :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 3,2 \text{ m}$

$$f_{ETABS} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{280}{500} = 0,56 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

poutre secondaire (toiture) :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 3,2 \text{ m}$

$$f_{ETABS} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{280}{500} = 0,56 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

poutre inclinée :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 5,68 \text{ m}$

$$f_{ETABS} = 0,17 \text{ cm} \leq f = \frac{568}{500} = 1,13 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Schéma de ferrailage :

Poutre principale :

En travée :

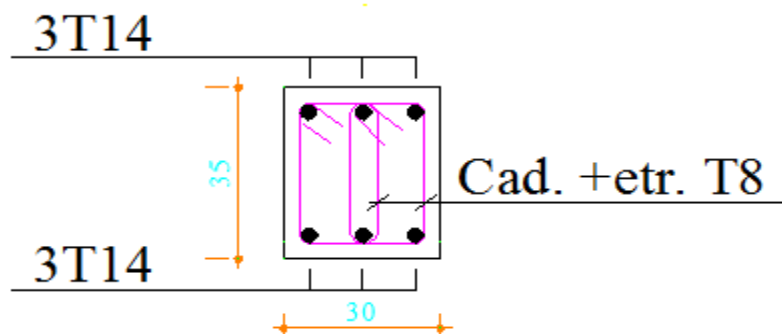


Figure VI.3 : ferrailage en travée d'une poutre principale

Aux appuis :

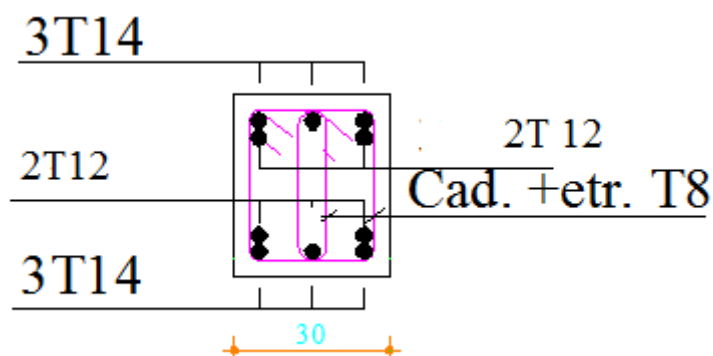


Figure VI.4: ferrailage aux appuis d'une poutre principale

Poutre secondaire :

En travée :

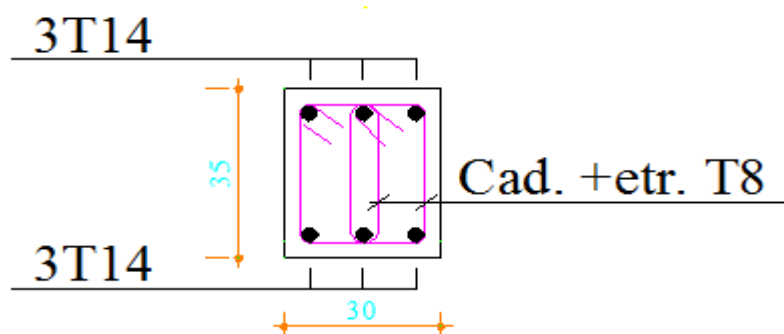


Figure VI.5 : ferrailage en travée d'une poutre secondaire

Aux appuis :

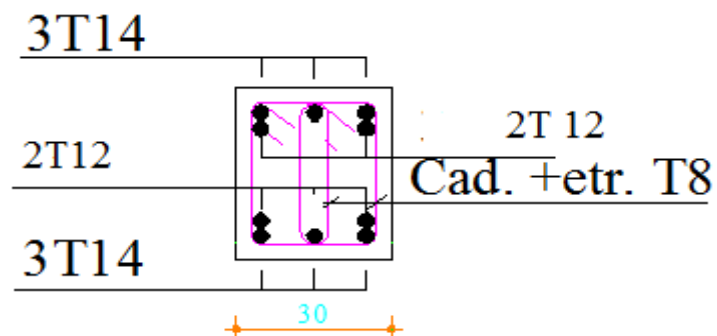


Figure VI.6 : ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Poutre principale (voile) :

En travée :

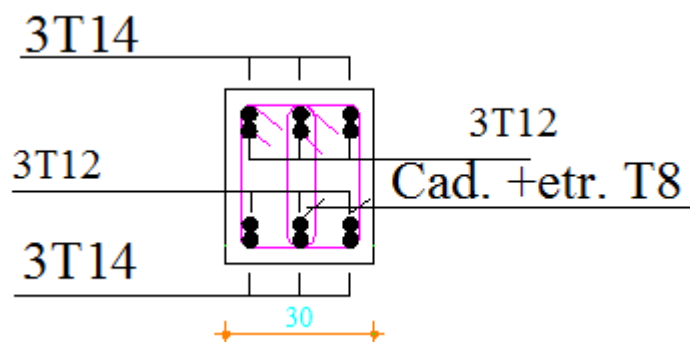


Figure VI.7 : ferrailage en travée d'une poutre principale (voile)

Aux appuis :

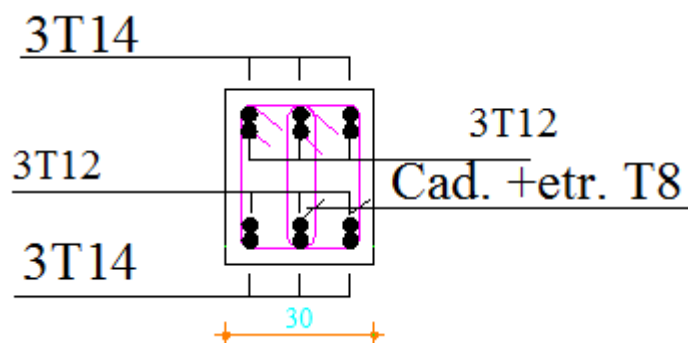


Figure VI.8 : ferrailage aux appuis d'une poutre principale (voile)

Poutre secondaire (voile) :

En travée :

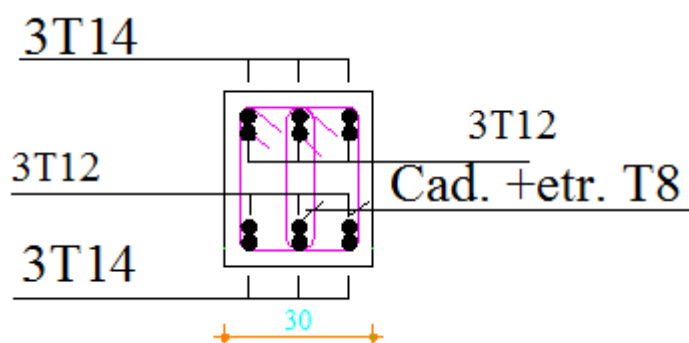


Figure VI.9 : ferrailage en travée d'une poutre secondaire (voile)

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Aux appuis :

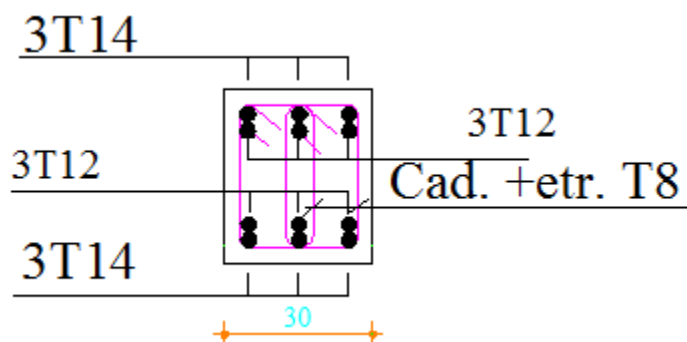


Figure VI.10 : ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire (voile)

Poutre secondaire (toiture) :

En travée :

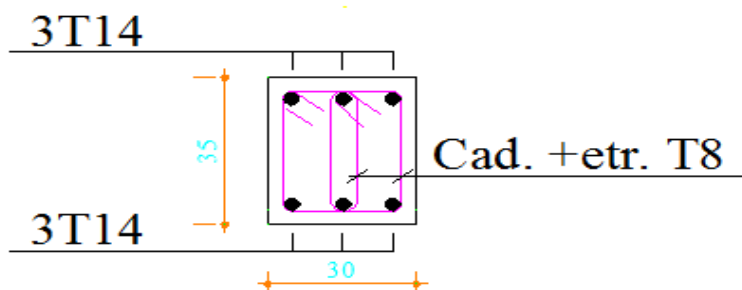


Figure VI.11 : ferrailage en travée d'une poutre secondaire (toiture)

Aux appuis :

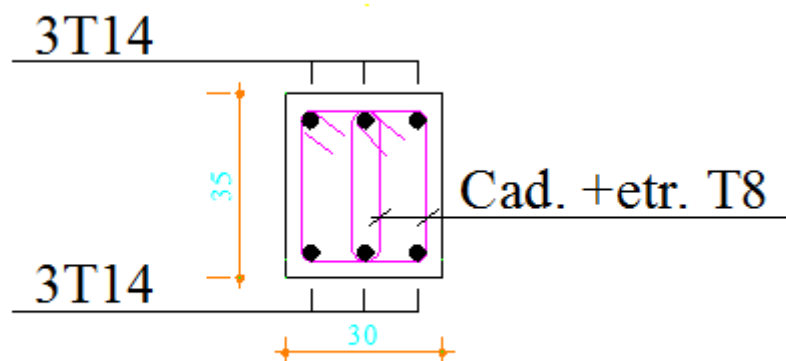


Figure VI.12 : ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire (toiture)

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Poutre inclinée :

En travée :

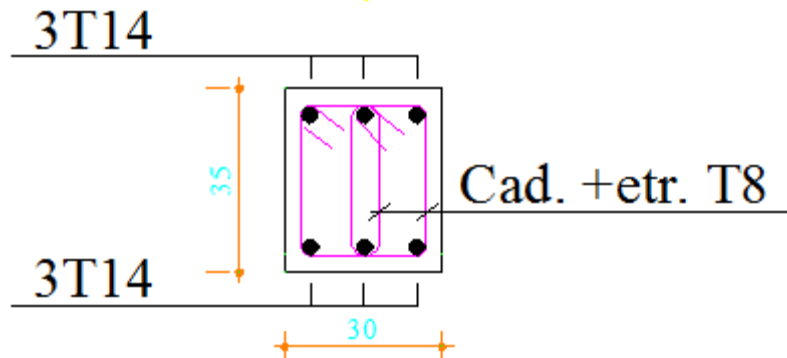


Figure VI.13 : ferrailage en travée d'une poutre inclinée

Aux appuis :

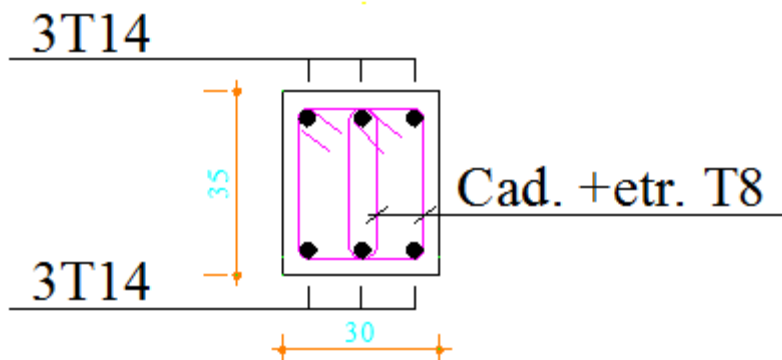


Figure VI.14 : ferrailage aux appuis d'une poutre inclinée

VI.3.Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 2 zones :

- Zone I : RDC au 4^{ème} étage .
- Zone II : 5^{ème} étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

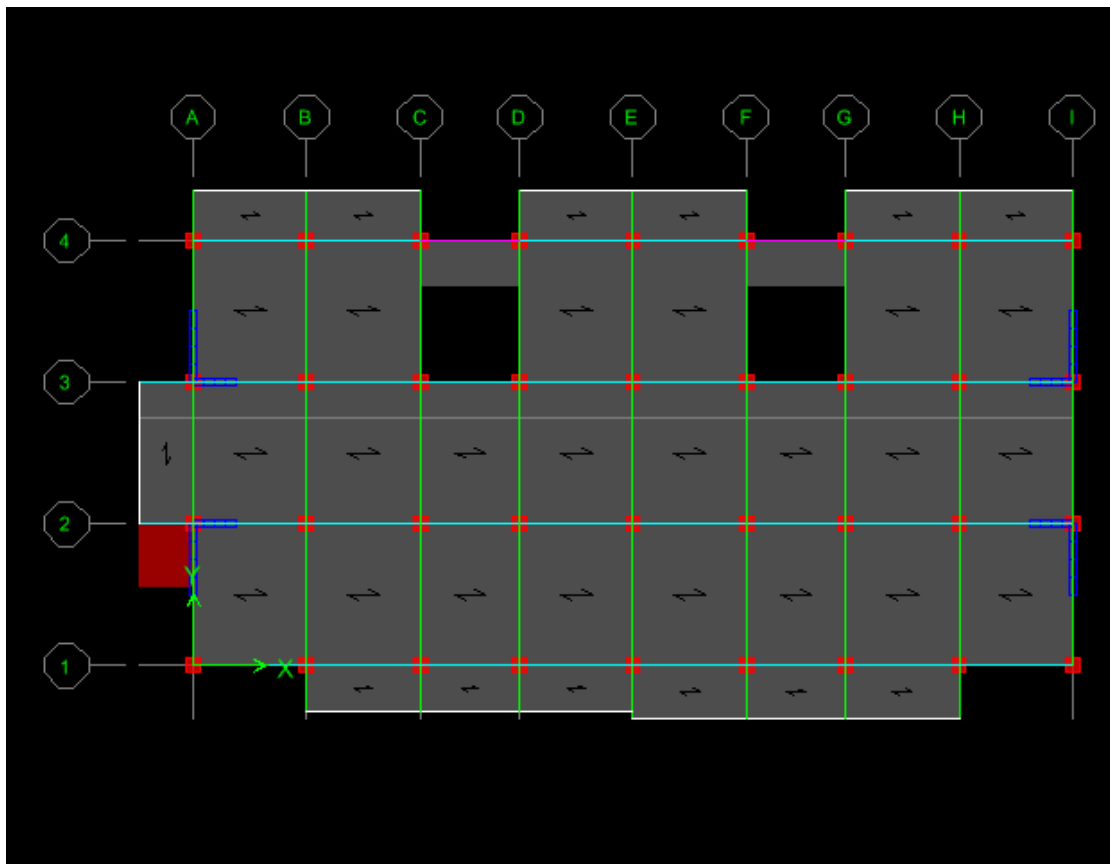


Figure VI.15 : Disposition des voiles transversales et longitudinales

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

VI.14.1 Exposé du problème :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS. Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/ mod2003})$$

avec :

- h_e : la hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : longueur de la zone tendue

Avec :

$$L_t = L - L_c$$

VI.14.2. Détermination des diagrammes :

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 donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

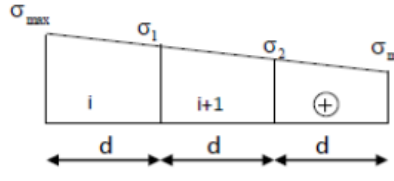
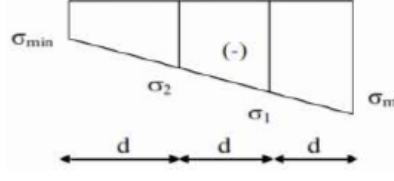
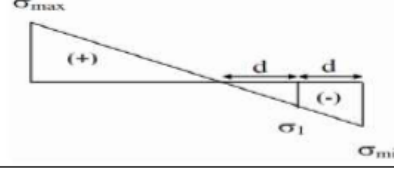
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.24 : diagramme des contraintes

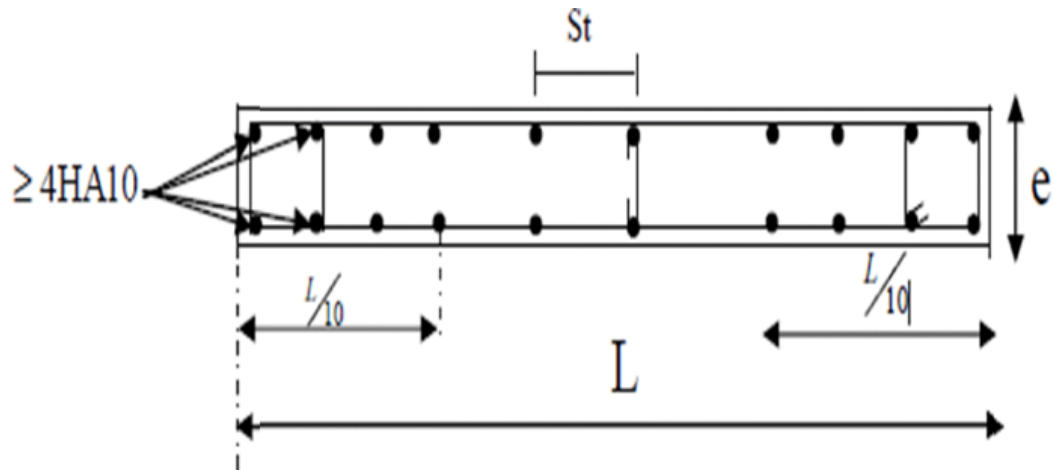
VI.14.3.Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Sections	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure
- la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).
- On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile.
- L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\frac{L}{10}$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux



b. Armatures minimales :

Compression simple : (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :

$A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par 1 mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures .

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Traction simple : (Art A.4.2.1 /BAEL91 modifié99) :

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$$B = d \times e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{min} \geq 0,2\% B$$

c. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.

- D'après le RPA :

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$ (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/mod2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_v et $A_h > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.
- A_v et $A_h > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- . $S_t \leq 1,5 a$
- . $S_t \leq 30cm$

Avec :

a=20 cm : épaisseur du voile.

Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toute les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0,1a = 0,1 \times 150 = \mathbf{15mm}.$$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

f. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : effort tranchant

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Les vérifications :

Vérification de la contrainte dans le béton ç l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- N_s : effort normal appliqué.
- B : section du béton
- A : section des armatures adoptées verticales
- $\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible

Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art 5.1.21 BAEL91/mod99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte limite de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

D'après (Art 7.7.2 RPA99 /2003) :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

- V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré
- b : épaisseur du voile
- d : hauteur utile ($d=0,9h$)
- h : hauteur totale de la section brute

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L= 2\text{m}$ sur la zone 1 (VT).

Caractéristiques géométriques :

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
2	0.2	0,4	0,13

Sollicitation de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{max} = 7862,68$
- $\sigma_{min} = -11087,68$

Largeur de la zone comprimée L_c et de la zone tendue L_t :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$
$$L_c = \frac{7862,68}{7862,68 + 11087,68} \times 2$$

$$L_c = 0,83 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 2 - 0,83$$

$$L_t = 1,17 \text{ m}$$

Calcul de d :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{2,71}{2}, \frac{2}{3} \times 0,83\right) = \min(1,355; 0,553) = 0,553 \text{ m}$$

avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-11087,68 \times (1,17 - 0,553)}{1,17} = -5847,09 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-11087,68 - 5847,09}{2} \times 0,553 \times 0,2 = -936,49 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5847,09}{2} \times 0,553 \times 0,2 = -323,34 \text{ KN}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Calcul des armatures verticales:

1^{ere} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{936,49}{400 \times 10^{-1}} = 23,41 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande:

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{323,34}{400 \times 10^{-1}} = 8,08 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = \frac{327,2 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}}$$

$$A_{vj} = 12,6 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\% B \right)$$

$$\text{Max} \left(\frac{0,553 \times 0,2 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 0,553 \times 0,2 \right)$$

$$A_{\min} = \max(5,8 ; 2,2) = 5,8 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = \left(23,41 + \frac{12,6}{4} \right)$$

$$A_1 = 26,56 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = \left(8,08 + \frac{12,6}{4} \right)$$

$$A_2 = 11,23 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

Ferrailage adoptée :

	Section totale	Ferrailage	espacement
1 ^{ere} bande	$A_1 = 26,56 \text{ cm}^2$	$2 \times 8HA16 = 32,17$	10 cm
2 ^{eme} bande	$A_2 = 11,23 \text{ cm}^2$	$2 \times 5HA16 = 20,1$	15 cm

Armatures horizontales :

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{31,42}{4} = 7,85 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA : $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$

On prend :

$$A_H = 7,85 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5HA12 = 11,3 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur}$, avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré ; soit avec **HA8 (4HA8)**

Les vérifications :

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$
- $S_t = 10 \text{ cm et } 15 \text{ cm}$ condition vérifiée
- $S_h = 20 \text{ cm}$ condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_V} = \frac{727,21 \times 10^3}{0,4 \times 10^6 + 15 \times 51,52 \times 10^2}$$
$$\sigma_{bc} = 1,52 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA 99 /2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$
$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 327,2 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 1,272 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 1,272 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Selon le BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{327,2 \times 10^3}{2000 \times 0,9 \times 200} = 0,909 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,909 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.2	1.2
	e (m)		0.2	0.2
	B (m)		0.24	0.24
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		8500.02	1387.97
	σ_{\min} [KN/m²]		-11047.87	-2960.1
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		206.2	35.71
	L _t (m)		0.68	0.82
	L _c (m)		0.52	0.38
	d (m)		0.350	0.257
	σ_1 [KN/m²]		5352.857	2030.160
	N (kN)	N ₁	573.38	128.07
		N ₂	187.138	52.104
	A _v (cm²)	A _{v1}	16.48	3.68
		A _{v2}	5.38	1.50
	A _{vj} (cm²)		7.94	1.37
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18.46	4.02
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.36	1.84
	A _{min} (cm²)		3.67	2.69
	A _v adopté (cm²)	Bande1	18.47	9.42
		Bande 2	9.05	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 x 6HA12	2 x 6HA10
		Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA10
	S _t (cm)	Bande 1	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.03	2.45
	A _H /nappe (cm²)		5.03	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe
	ep =20cm		(A=5.65 cm2)	(A=3,93cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.955	0.165
		τ_b (MPa)	1.336	0.231
	ELS	N _s (kN)	422.6	122.95
σ_b (MPa)		1.49	0.47	

Tableau VI.25 : Ferrailage des voiles longitudinales

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Zones			Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	
	e (m)		0.2	0.2	
	B (m)		0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		7862.68	1934.68	
	σ_{\min} [KN/m²]		-11087.68	-3489.34	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)		327.2	35.71	
	L _t (m)		1.17	1.29	
	L _c (m)		0.83	0.71	
	d (m)		0.556	0.478	
	σ_1 [KN/m²]		5819.684	2193.104	
	N (kN)	N ₁	940.01	271.60	
		N ₂	323.562	104.822	
	A _v (cm²)	A _{v1}	27.01	7.80	
		A _{v2}	9.30	3.01	
	A _{vj} (cm²)		12.60	1.37	
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30.16	8.15	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12.45	3.36	
	A _{min} (cm²)		5.84	5.02	
	A _v adopté (cm²)	Bande1	32.17	24.64	
		Bande 2	20.1	15.4	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 8HA16	2 x 8HA14
			Bande 2	2 x 5HA16	2 x 5HA14
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	
		Bande 2	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.51	3.86		
A _H /nappe (cm²)		7.86	2.31		
Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe		
ep =20cm		(A=5.65 cm2)	(A=3,93cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.909	0.099	
		τ_b (MPa)	1.272	0.139	
	ELS	N _s (kN)	727.21	122.95	
		σ_b (MPa)	1.52	0.29	

Tableau VI.26 : ferrailage des voiles transversales

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculer les armatures nécessaires des éléments structuraux, qui peuvent assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage.

Chapitre VII

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits .

Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques

Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...

La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...

Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif,
La résistance du sol .

Pour le cas de la structure étudiée , nous avons le choix entre des semelles filantes n un radier général , en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

VII.1.Les fondations superficielles :

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

VII.2.Les fondations profondes :

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

VII.3. Dimensionnement :

VII.3.1 Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré .

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

Voile	N _s (KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B× L (m ²)
VT ₁	727,21	2	1,45	2,90
VT ₂	648,99	2	1,29	2,58
VT ₃	600,36	2	1,20	2,40
VT ₄	467,59	2	0,93	1,86

Tableau VIII .1 :surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_1=9,74 \text{ m}^2$$

Voile	N _s (KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B× L (m ²)
VL ₁	360,27	1,2	1,20	1,44
VL ₂	422,60	1,2	1,40	1,68
VL ₃	334,03	1,2	1,11	1,33
VL ₄	357,02	1,2	1,19	1,42

Tableau VIII .2 :surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_2=5,87 \text{ m}^2$$

$$S_v = \sum S_i = S_1 + S_2$$

$$S_v = 9,74 + 5,87 = 15,61 \text{ m}^2$$

Avec S_v : surface totale des semelles filantes sous voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

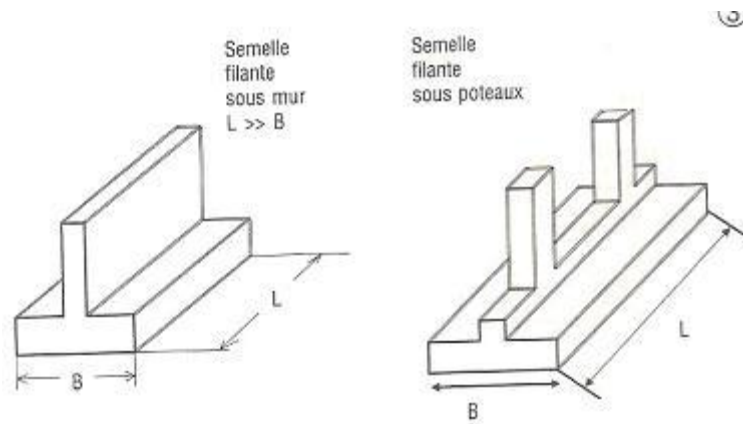


Figure VII.1 : semelles filantes sous poteaux et sous voiles

Poteau	$N_s=G+Q$	M (KN.m)	e_i (m)	$N_s \times e_i$
C5	549.23	-1.429	6	3295.38
C6	596.61	-2.263	2	1193.22
C7	600.26	-2.371	-2	-1200.52
C8	677.54	-0.975	-6	-4065.42

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux à l'ELS

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R=\Sigma N_i= 2423.64\text{KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{\Sigma N_i}$$

$$e = \frac{-7.038 - 777.34}{2423.64} = -0.32\text{m}$$

$$e = 0,0009 < \frac{12}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2423.64}{12} \left(1 + \frac{6 \times 0,31}{12}\right) = 233.27\text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2423.64}{12} \left(1 - \frac{6 \times 0,31}{12}\right) = 170.66\text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2423.64}{L} \left(1 + \frac{3 \times 0,31}{L}\right) = 217.62\text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{217.62}{250} = 0,87\text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{S} \pm \frac{Me}{I} < \sigma_{sol}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma = \frac{2423.64}{0,9 \times 12,9} - \frac{777,34}{161} = 0,203 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$$

On prend : **B= 1,20 m**

Justification de la largeur de la semelle :

$$\sigma = \frac{2423.64}{1,20 \times 12,9} - \frac{777,34}{214,66} = 0,1529 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On aura donc : $S_s = 1,20 \times 12 = 14,4 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S_s \times n + S_v$$

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = 14,4 \times 9 + 15,61 = 145,21 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 12,4 \times 25,2 = 312,48 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} \times 100 = \frac{145,21}{312,48} \times 100 = 46\%$$

La surface totale des semelles représente **46%** de la surface du bâtiment.

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation.

VII.4.Dimensionnement de la semelle :

Hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$h_s = d + 5$$

B : largeur de la semelle b

b : largeur du poteau

h_s : hauteur de la semelle

$$20 \leq d \leq 80$$

On prend : d= **20 cm**

$$h_s = 20 + 5 = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

on opte pour : $h_s = 35 \text{ cm}$

VII.5. Ferrailage de la semelle dans le sens B :

a. Armatures principales :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } N_u = 825,15 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{825,15 \times 10^3 \times (1200 - 400)}{8 \times 300 \times 348} = 7,90 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA14 = 9,24 cm²

Avec un espacement de : 15 cm

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA14 = 6,16 cm²

Avec un espacement de : 15 cm

VII.6. Dimensionnement du libage:

Libage autrement dit poutre de rigidité a pour rôle la transmission des charges vers la semelle, et rigidifier cette dernière on peut les assimiler à un soubassement et ils représentent en général les mêmes avantages que pour le cas des longrines

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} < h_p < \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p < b_p < \frac{2}{3} h_p$$

L : étant la plus grande portée dans le sens considéré :

$$\frac{360}{9} < h_p < \frac{360}{6}$$

$$40 \text{ cm} < h_p < 60 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur :

$$h_p = 80 \text{ cm}$$

Remarques :

- on prend la hauteur du libage 0,80 m pour des raisons économiques de l'acier

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

plus la hauteur est élevée moins le nombre de barres diminue.

$$\frac{1}{3} \times 80 < b_p < \frac{2}{3} \times 80$$

$$26,66 \text{ cm} < b_p < 53,33 \text{ cm}$$

$b_p = 45 \text{ cm}$

- la largeur du libage doit être supérieure à la largeur du poteau pour éviter l'interaction des barres.

Poteau	$N_u = G + Q$	$M \text{ (KN.m)}$	$e_i \text{ (m)}$	$N_u \times e_i$
C5	756,15	-1,975	6	4536.9
C6	819,89	-3,12	2	1639.78
C7	825,15	-3,27	-2	-1650.3
C8	935,72	-1,348	-6	-5614.32

Tableau VII.4 : Résultante des charges sous poteaux à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} \rightarrow e = \frac{-9.713 - 1087.94}{3336.92} = -0.32 \text{ m}$$

VII.6.1. Calcul de la charge uniforme :

Modélisation de la poutre de rigidité (libage) :

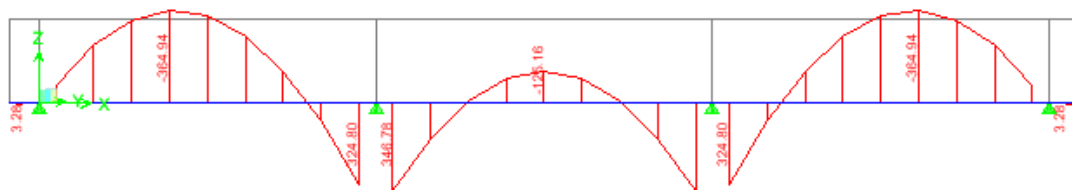


Figure VII.2 : diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3336.92}{12} \left(1 + \frac{3 \times 0.32}{12}\right) = 300,32 \text{ KN/ml}$$

VII.6.2.Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

a. Ferrailage aux appuis :

Appuis	M _a	μ	β	A _{st}	A _{adoptée}	ferrailage
A	346.78	0.096	0.949	14.00	20.61	4HA20+4HA16
B	346.78	0.096	0.949	14.00	20.61	4HA20+4HA16
C	346.78	0.096	0.949	14.00	20.61	4HA20+4HA16
D	346.78	0.096	0.949	14.00	20.61	4HA20+4HA16

Tableau VII.5 : Ferrailage du libage aux appuis

b. Ferrailage en travée :

Travées	M _t	μ	β	A _{st}	A _{adoptée}	ferrailage
AB	364.94	0.101	0.946	14.78	20.61	4HA20+4HA16
BC	125.16	0.034	0.983	8.13	20.61	4HA20+4HA16
CD	364.94	0.101	0.946	14.78	20.61	4HA20+4HA16

Tableau VII.6 : Ferrailage du libage en travée

VII.7.Vérification à l'ELU :

VII.7.1.Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b d f_{t28}}{f_e}$$

	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Aux appuis	20.61	4.07	C.V
En travée	20.61	4.07	C.V

VII.7.2.Influence de l'effort tranchant :

a. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 Modifiée 99) :

On doit vérifier :

$$T_u \leq 0,40 \frac{0,9 \times f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 524.38 \text{ KN} \leq T'_u = 2025 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

b. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 Modifiée 99) :

On doit vérifier :

- Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire
- Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$ donc on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$

$$(524.38 - \frac{346.78}{0.9 \times 0.75}) = 1.06 > 0$$

On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui .

VII.7.3.Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1 BAEL 91/99) :

On doit de vérifier la relation:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{524.38 \times 10^3}{450 \times 750} = 1.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

VII.7.4.Vérification d'adhérence et entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres $\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient de scellement HA

$$\tau_{se} = \frac{524.38 \times 10^3}{0.9 \times 750 \times 251.2} = 3.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII.8.Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_t : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

$$\phi_t < \min (22,85 ; 16 ; 45)$$

on opte pour : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Condition d'espacement des barres (Art A.5.1.22 BAEL91 modifiée 99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(67,5; 40) = 40\text{cm}$$

Exigences du RPA 99(Art 7.5.2) :

VII.9.Calcul des armatures longitudinales (RPA 99 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_l = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ de toute la section : } 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 45 \times 80 = 18\text{cm}^2$$

D'où $A_l = 20,61 \text{ cm}^2 > 18 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

- **La quantité d'armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2) :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(20; 19,2) = 19,4\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour trois cadres soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale: (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003)

Dans le cas des poutres la longueur de la zone nodale (L') est égale a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

l' : longueur de la zone nodale

h : hauteur du libage

$$l' = 2 \times 80 = 1,6 \text{ m}$$

VII.10. Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22 BAEL91/99)

- Selon BAEL91 modifiée 99 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers a haute adhérence}$$

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 $L_a = 0,4 L_s$ pour les aciers HA.

Longueur de scellement :

Pour $\phi = 20$:

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70 \text{ cm}$$

Pour $\phi = 16$:

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_s = 60 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage :

Pour $\phi = 20$:

$$L_a = 0,4 \times 70 = 28 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_a = 30 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16$:

$$L_a = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_a = 30 \text{ cm}$

- Selon (Art 7.5.2.1 , RPA 99 vs 2003) :

$$L_s = 40 \phi$$

Pour $\phi = 20$:

$$L_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Pour $\phi=20$:

$$L_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_s=70 \text{ cm}$

VII.11.vérification à l'ELS :

Poteau	$N_s=G+Q$	$M \text{ (KN.m)}$	$e_i \text{ (m)}$	$N_s \times e_i$
C5	549.23	-1.429	6	3295.38
C6	596.61	-2.263	2	1193.22
C7	600.26	-2.371	-2	-1200.52
C8	677.54	-0.975	-6	-4065.42

Tableau VII.7: efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

$$e = \frac{-7.038 - 777.34}{2423.64} = -0.32 \text{ m}$$

Calcul de la charge uniforme :

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2423.64}{12} \left(1 + \frac{3 \times 0.32}{12}\right) = 218.12 \text{ KN/ml}$$

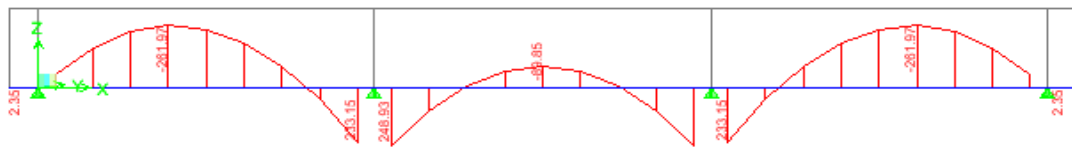


Figure VII.3 : diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.

Vérification des contraintes :

La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b d} \quad \{k_1 ; \beta_1\} \quad \text{à partir des tableaux à l'ELS.}$$

A_{st} : la section d'armatures adoptée

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

la contrainte dans le béton doit vérifier cette relation : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Aux appuis	M	ρ	β_1	k_1	A_{st}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	vérification	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	vérification
A	248.93	0.610	0.885	28.48	20.61	181.96	348	C.V	6.38	15	C.V
B	248.93	0.610	0.885	28.48	20.61	181.96	348	C.V	6.38	15	C.V
C	248.93	0.610	0.885	28.48	20.61	181.96	348	C.V	6.38	15	C.V
D	248.93	0.610	0.885	28.48	20361	181.96	348	C.V	6.38	15	C.V

Tableau VII.8 : vérification de la contrainte aux appuis

En travée	M	ρ	β_1	k_1	A_{st}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	vérification	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	vérification
AB	261.97	0.610	0.885	28.48	20.61	191.50	348	C.V	6.72	15	C.V
BC	89.85	0.610	0.885	28.48	20.61	65.68	348	C.V	2.30	15	C.V
CD	261.97	0.610	0.885	2848	20.61	191.50	348	C.V	6.72	15	C.V

Tableau VII.9 : vérification de la contrainte en travée

VI.12.Dimensionnement de la longrine :

Une longrine est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importantes, et a pour rôle la transmission des charges vers la semelle.

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$: site de catégorie S2 et S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: site de catégorie S4

Dans notre cas on opte pour : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

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

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.
- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

Les armatures longitudinales :

$$N_u = 825,15 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \begin{cases} \text{zone : IIa} \\ \text{site : 3} \end{cases}$$

$$F = \frac{825,15}{12} = 68,76 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{68,76 \times 10^3}{348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales minimales :

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(8,5; 25; 14) = 8,5 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Armatures transversales minimales :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7,5; 16,8) = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 7\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 25 \times 15 = 1,125 \text{ cm}^2$$

On opte pour trois cadres soit : $A_t = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi) = 20\text{cm}$$

- Aux appuis :

$$S_t = 7 \text{ cm} < 20\text{cm}$$

- En travée :

$$S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionner l'infrastructure dont la semelle filante, la poutre de rigidité et la longrine; en lui effectuant un calcul des armatures appropriées à ces derniers, afin d'assurer la répartition des charges sur le sol et de réagir aux charges verticales de la structure.

Conclusion générale

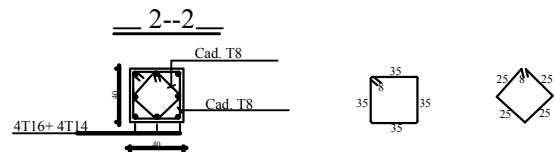
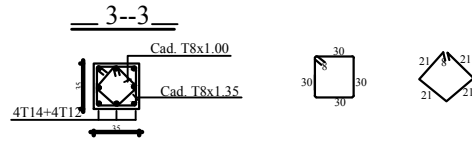
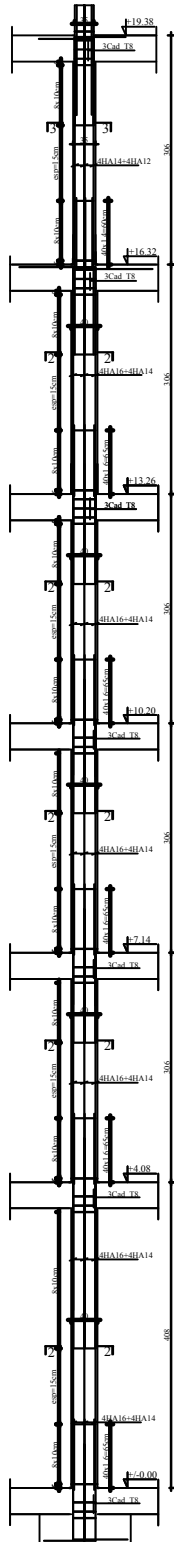
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

FERRAILLAGE DES POTEAUX



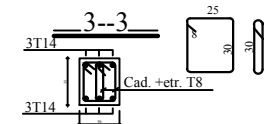
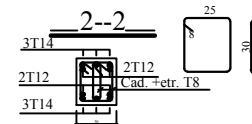
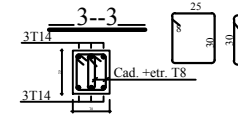
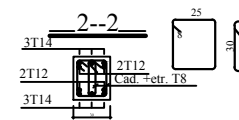
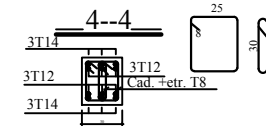
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :
Mme KHELOUI

étudié par :
KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

FERRAILLAGE POTEAUX

Ech : 1/50 03 Mars 2021



dirigé par :

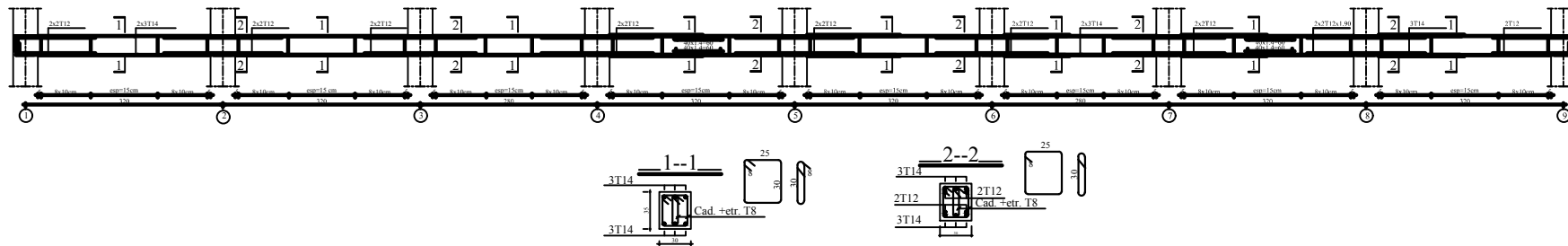
étudié par :

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES

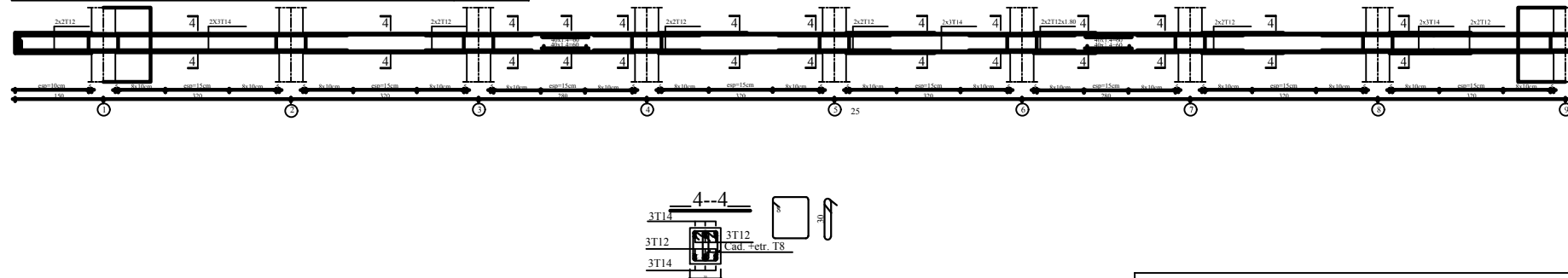
Ech : 1/50

03 Mars 2021

POUTRES SECONDAIRES AXES A ET D Niv : +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32 ET +19.38



POUTRES SECONDAIRES AXES B ET C Niv : +4.08, +7.14, +10.20, +13.26 ET +16.32, 19.38



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULoud MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :

Mme KHELOUI

étudié par :

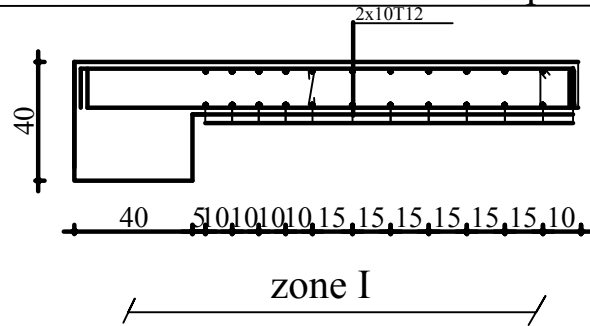
KARA Kamelia
KAOUSSI Noura

FERRAILLAGE POUTRES
SECONDAIRES

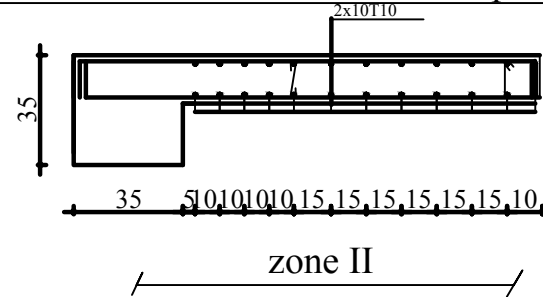
Ech : 1/50

03 Mars 2021

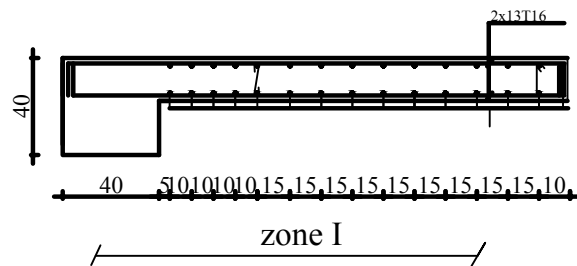
FERRAILLAGE VL1 L= 1.2m ep= 20cm



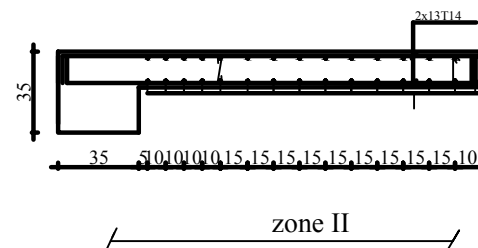
FERRAILLAGE VL2 L= 1.2m ep= 20cm



FERRAILLAGE VT1 L= 2m ep= 20cm



FERRAILLAGE VT2 L= 2m ep= 20cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :

Mme KHELOUI

étudié par :

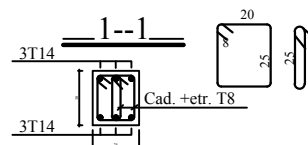
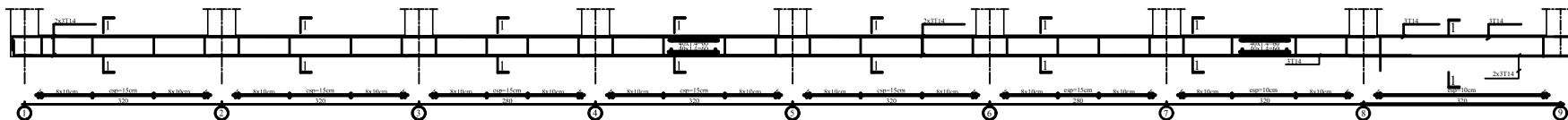
KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

FERRAILLAGE VOILES

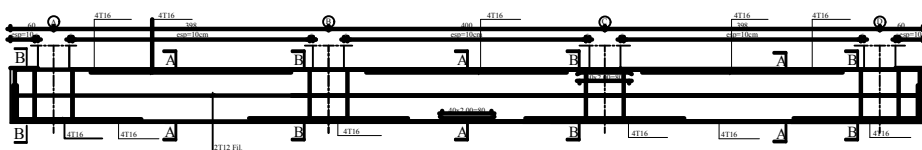
Ech : 1/50

03 Mars 2021

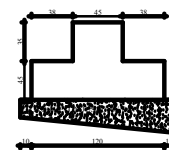
LONGRINES 25X30 AXES A, B, C ET D NIV: +/-0.00



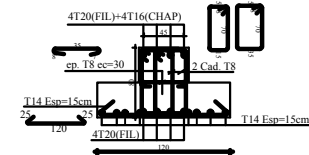
FERRAILLAGE. LIBAGES 45X80 AXES 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 ET 9 NIV: +/-0.00



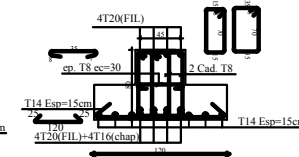
COFF.S F. 2--2



FERR.S.F / COUPE A-A



FERR.S.F / COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :

Mme KHELOUI

étudié par :

KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

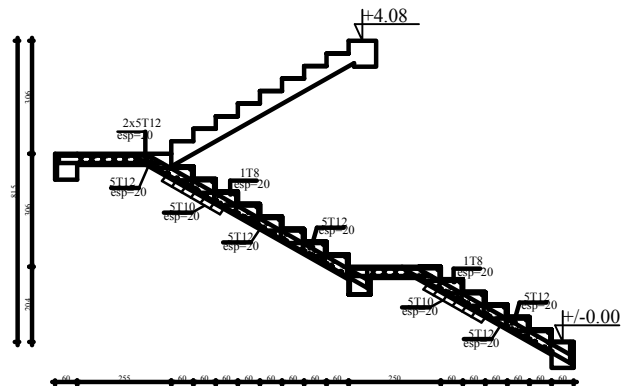
FERRAILLAGE POUTRE DE
RIGIDITE ET LONGRINES

Ech : 1/50

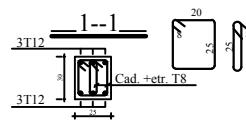
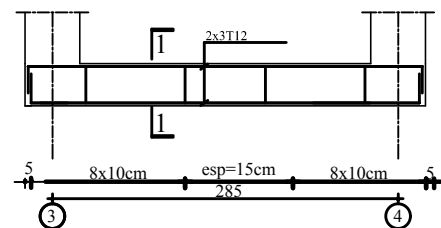
03 Mars 2021

FERRAILLAGE DE LA CAGE D'ESCALIER1

COUPE A--A

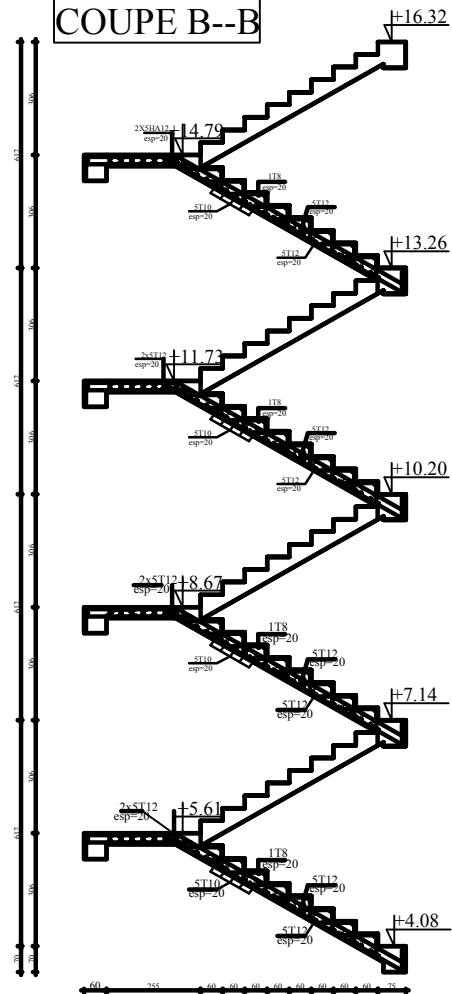


FERR. POUTRE PALIERE



FERRAILLAGE DE LA CAGE D'ESCALIER2

COUPE B--B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

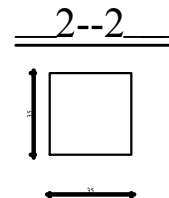
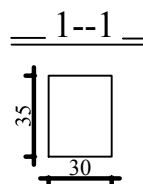
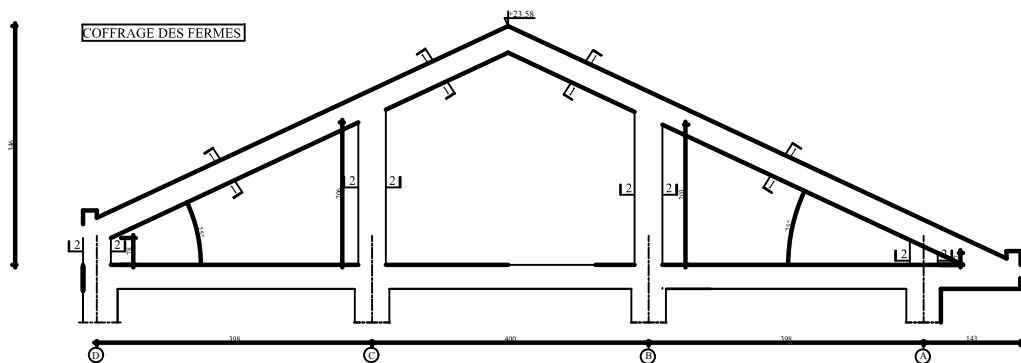
dirigé par :
Mme KHELOUI

étudié par :
KARA Kamelia
KAOUSSI Nourara

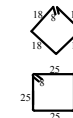
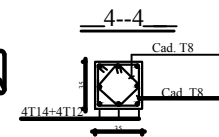
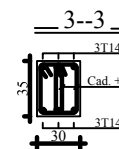
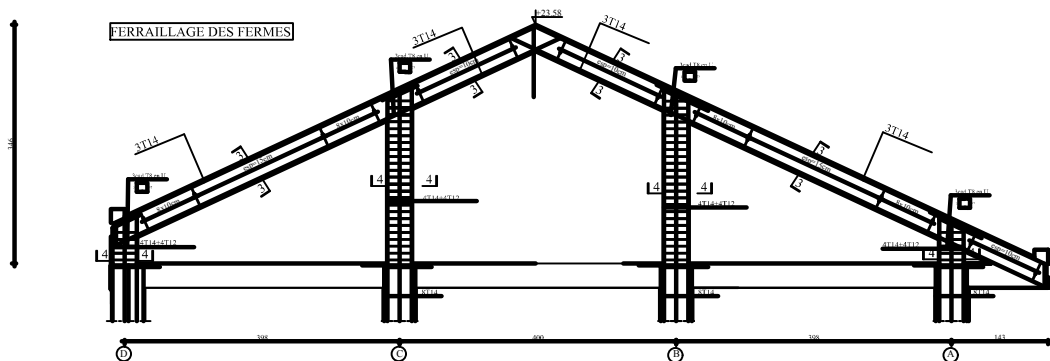
FERRAILLAGE ESCALIERS

Ech : 1/50 03 Mars 2021

COFFRAGE DES FERMES



FERRAILLAGE DES FERMES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :

Mme KHELOUI

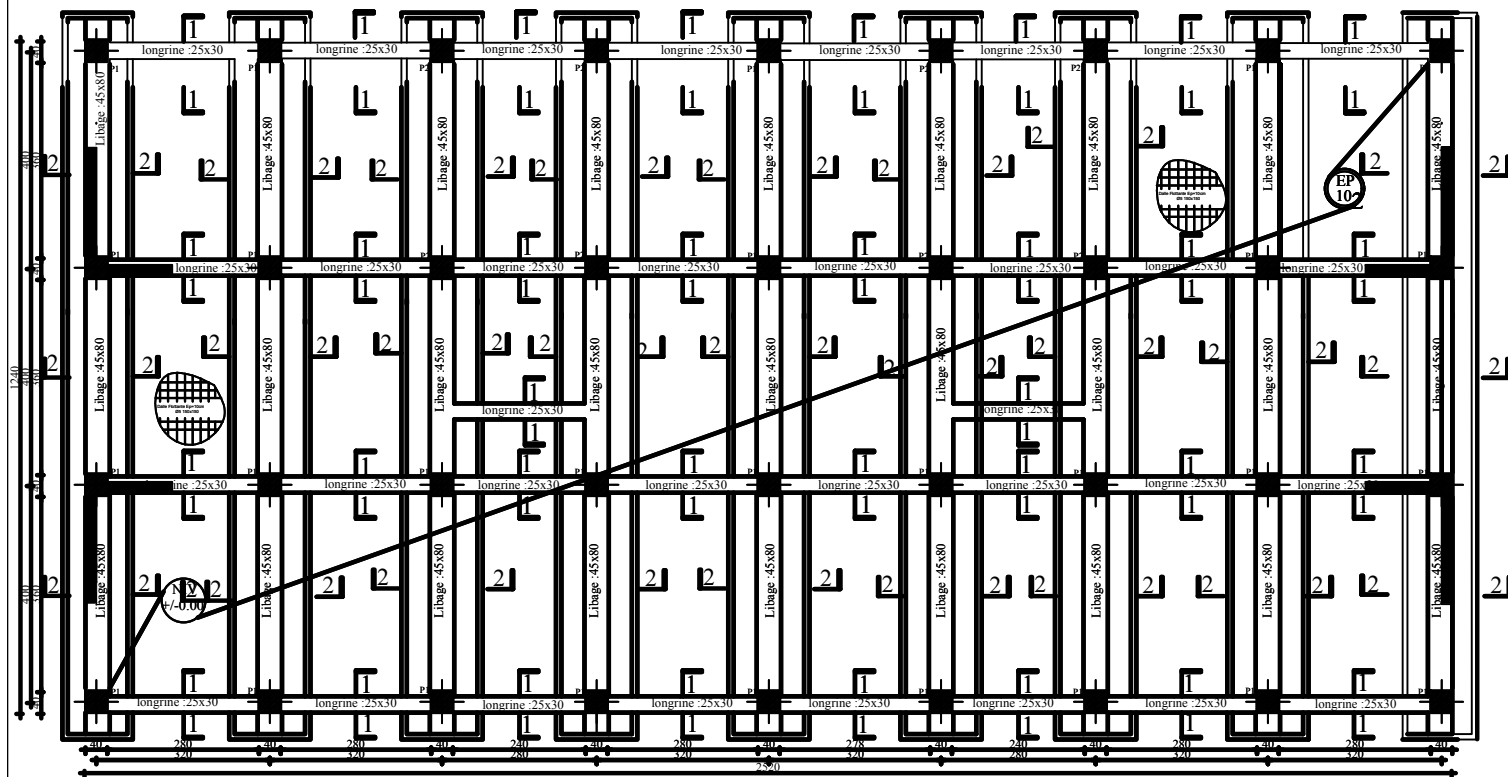
étudié par :

KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

FERRAILLAGE TOITURE

Ech : 1/50

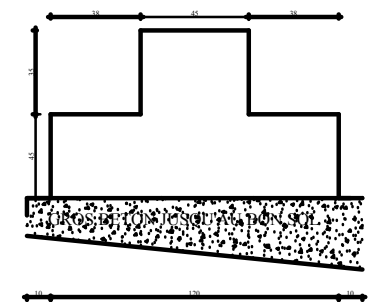
03 Mars 2021



PLAN DE COFFRAGE NIV: +/-0.00

1

COFF.S F. 2--2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULoud MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :

Mme KHELOUI

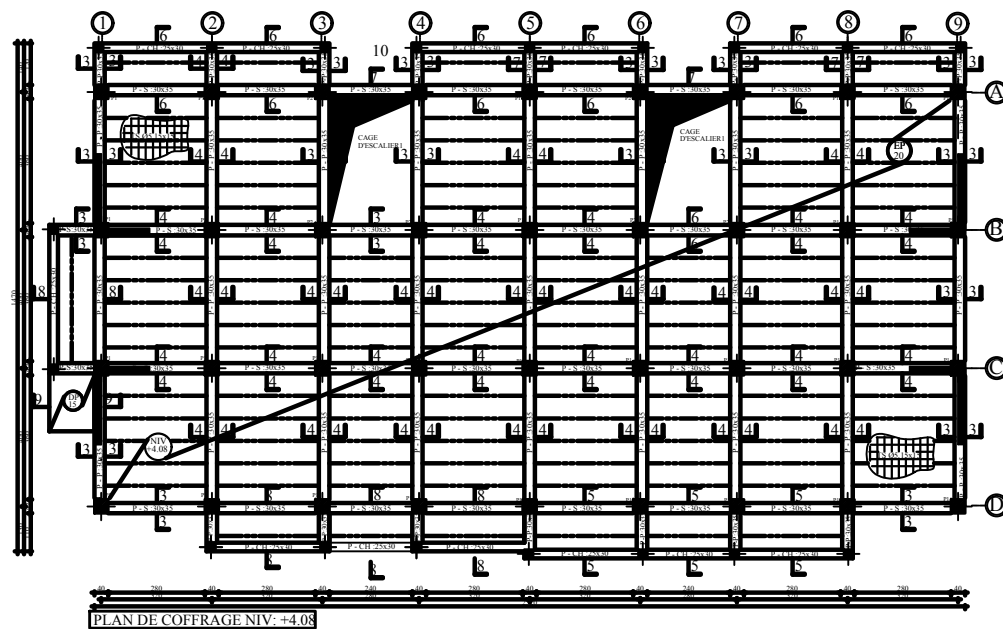
étudié par :

KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

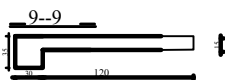
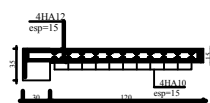
PLAN COFFRAGE DES
FONDACTIONS

Ech : 1/50

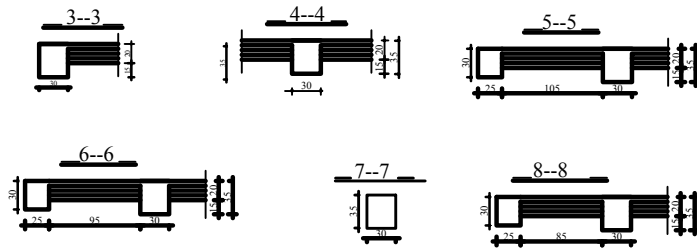
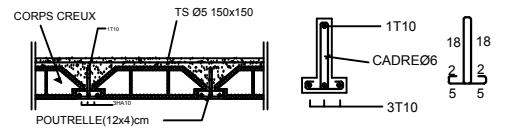
03 Mars 2021



FERR.DALLE PLEINE



FERRAILLAGE DES POUTRELLES



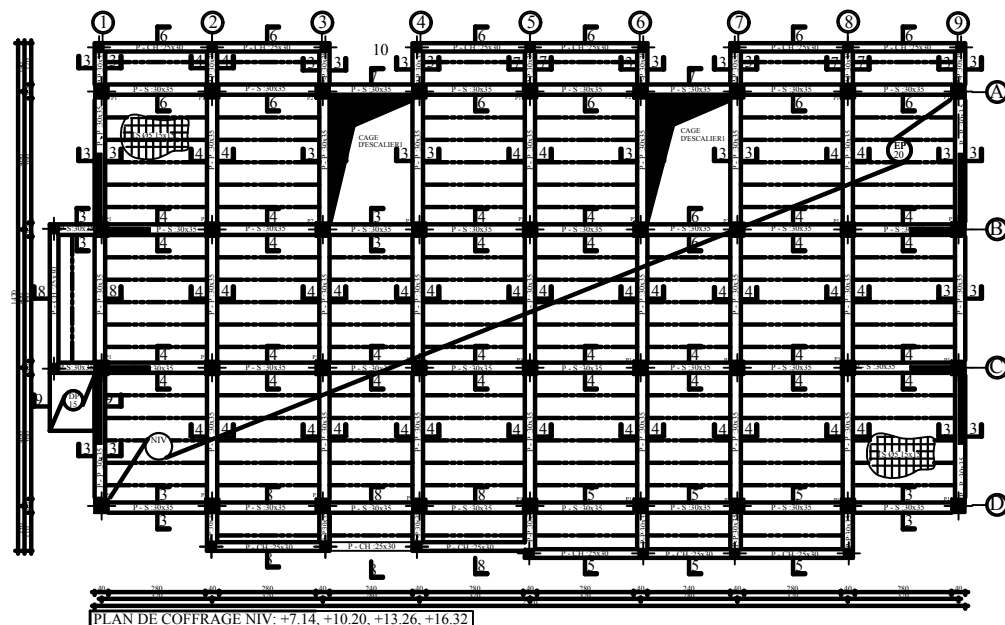
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :
Mme KHELOUI

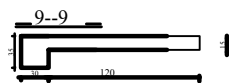
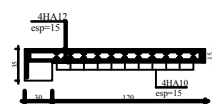
étudié par :
KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

PLAN COFFRAGE RDC

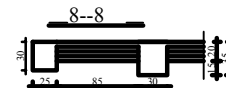
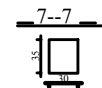
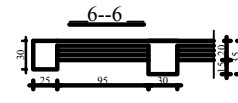
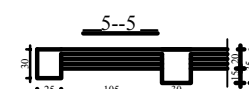
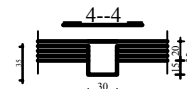
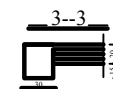
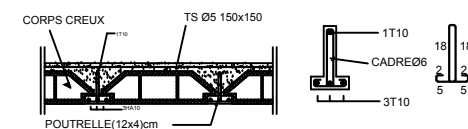
Ech : 1/50 03 Mars 2021



FERR.DALLE PLEINE



FERRAILLAGE DES POUTRELLES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

dirigé par :
Mme KHELOUI

étudié par :
KARA Kamelia
KAOUSSI Nouara

COFFRAGE ETAGES
COURANTS

Ech : 1/50 03 Mars 2021

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99

(Document Technique Réglementaire D.T.R.-B.C.-2.48)

- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC.2
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes du département de génie civil de TIZI OUZOU et BOUIRA)
- Cours et TD du cursus de l'université Mouloud MAMMERI
- Manuels du logiciel ETABS