

REPUBLIQUE ALGERIENNE ET DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

Thème

**Etude d'un bâtiment en R+6+S-sol à usage
Habitation et commercial avec application
du logiciel ETABS**



Dirigé par : M^{me} Larabi

Réalisé par :

**Bendahmane Lila
Boualane Yamina**

Année universitaire : 2020 /2021

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} LARABI 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.

Nous remercions chaleureusement les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents qui ont
toujours été là pour moi qui m'ont donné
un magnifique modèle de labeur et
afin de me voir devenir ce que je suis,
Merci mes parents.
A mon chère fiancée.
A mes sœurs .
A tous mes amis Sans exceptions.

Boulane Yamina

Dédicace

Je dédie mon travail :

A ma chère mère.

*A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me
voir*

devenir ce qui je suis.

A mes très chers sœurs : Ghania , Tania , Tina

A mon frère : Juba

A mes nièces et neveux.

A toute ma famille sans exception.

*A celle qui ma collaboré dans la réalisation de ce
mémoire, à toi Yamina*

*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes
études.*

*A tous mes amis (es) et toute la promotion de
master2*

génie civil.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Bendahmane Lila

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'ouvrage	02
I.2. Caractéristiques géométriques	02
I.3 Ossature du bâtiment	02
I.4 Eléments du bâtiment	03
I.4.1. Planchers	03
I.4.2. Maçonnerie	05
I.4.3 Escalier	05
I.4.4 Revêtements	05
I.4.5 Fondations	05
I.4.6 Les balcon	05
I.4.7 La cage d'ascenseur	05
I.4.8 La terrasse	05
I.4.9 L'acrotère	05
I.5 Réglementation	06
I.6 Le coffrage	06
I.7 Caractéristiques du sol	06
I.8 Caractéristiques des matériaux	06
I.8.1 Le béton	06
I.8.2 Les aciers	10
Conclusion	13

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Introduction	14
II.1. Pré-dimensionnement des éléments	14
II.1.1. Les planchers	14
II.1.2. Les poutres	16

II.1.3. Les voiles	18
II.1.4. Les poteaux	20
II.3. Les charges permanentes	23
II.2.1. Le plancher terrasse	23
II.2.2. Les plancher étages courants	23
II.2.2. Les dalles pleines	24
II.2.3. Les cloisons	25
II.2.4. Les voiles	26
II.3. Les surcharges d'exploitation	26
II.4. Les décentes de charges	26
Conclusion	30

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction	31
III.1 L'acrotère	31
III.2 Les escaliers	40
III.3. La poutre palière	54
III.4. Les planchers	65
III.5. Les dalles pleines	78
III.6. La dalle salle machine	83
III.7. La poutre de chainage	95
Conclusion	105

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction	106
IV.1 Description du logiciel	106
IV.2. Etape de modélisation	107
IV.3. Introduction de la géométrie de l'ouvrage	108
IV.4. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	109
IV.5. Spécification des propriétés géométriques des éléments	110
IV.6. Dessin des éléments	113
IV.7. Définition des charges statiques	116

IV.8. Introduction du spectre de réponse	116
IV.9 Définition de la charge sismique	118
IV.10 Introduction des combinaisons d'actions	119
IV.11. Déroulement de l'analyse	120
Conclusion	122

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

IV.1. Vérifications RPA	123
IV.1.1. Vérifications des résultats du logiciel selon le RPA (2003)	123
1. Justification du système de contre contreventement	123
Conclusion :	132

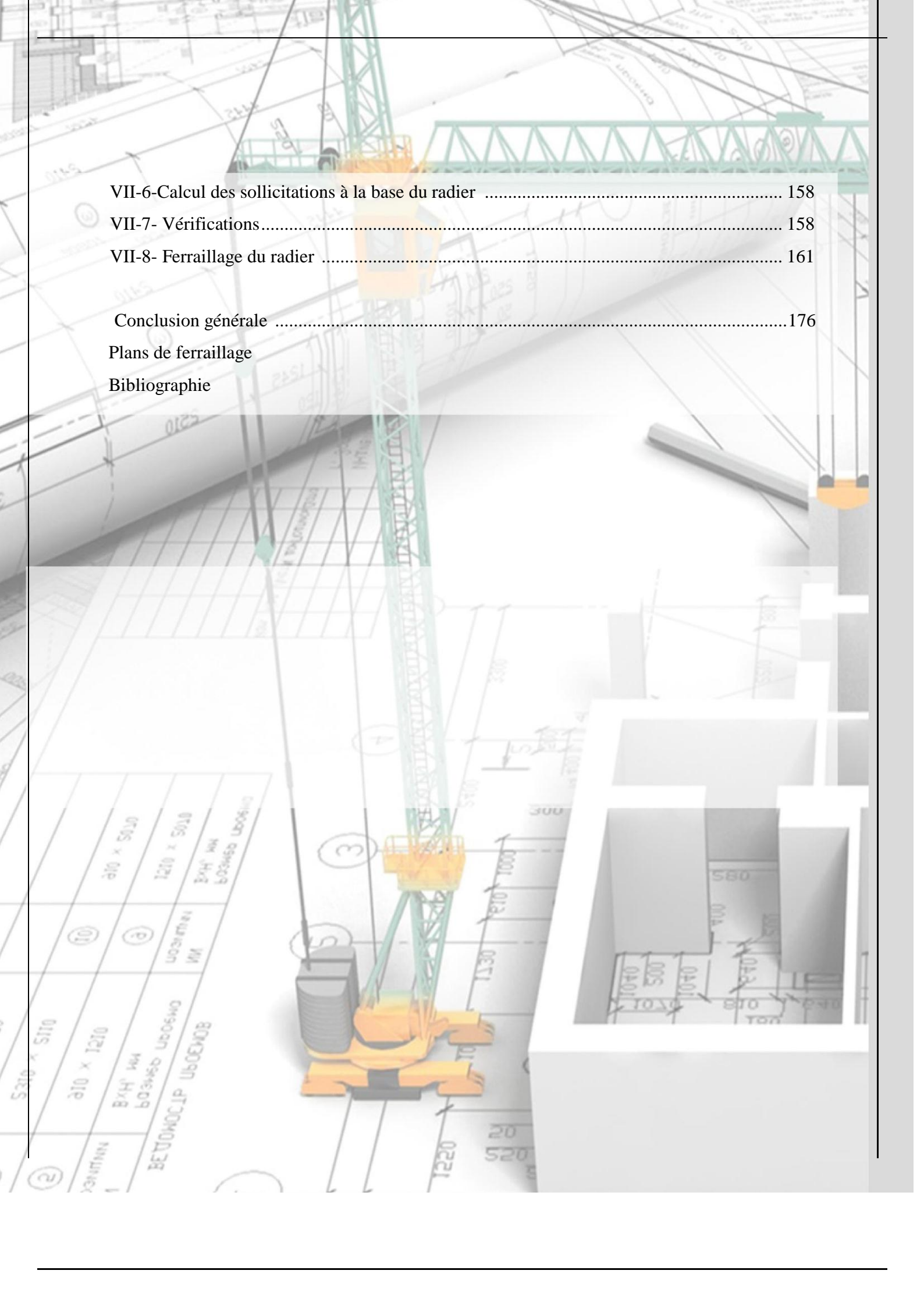
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Ferrailage des poteaux	133
VI.2. Ferrailage des poutres	139
VI.3 . Ferrailage des voiles	144

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction	153
V.II.2 .Etude géotechnique du sol	153
VII.3. Choix du type de fondation	153
VII.4. Pré dimensionnement du radier	156
VII-5-Calcul de la surface nécessaire au radier	167

VII-6-Calcul des sollicitations à la base du radier	158
VII-7- Vérifications.....	158
VII-8- Ferrailage du radier	161
Conclusion générale	176
Plans de ferrailage	
Bibliographie	



№	НАИМЕНОВАНИЕ	КОЛИЧЕСТВО	ЕДИНИЦА ИЗМЕРЕНИЯ	ОБЪЕМ РАБОТЫ
1	БЕТОННО-КАМЕННЫЙ РАДИАТОР	1	куб. м	1220 x 5020
2	УСТРОЙСТВО ПОДЛОЖКИ	1	кв. м	1220 x 5020
3	УСТРОЙСТВО ПОДЛОЖКИ	1	кв. м	1220 x 5020
4	УСТРОЙСТВО ПОДЛОЖКИ	1	кв. м	1220 x 5020
5	УСТРОЙСТВО ПОДЛОЖКИ	1	кв. м	1220 x 5020



Liste des figures

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

Figure I.1 : Plancher en corps creux	03
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	15
Figure II.2 : Dimension d'une poutre	16
Figure II.3 : Dimensions d'une poutre principale et secondaire.....	18
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	18
Figure II.5 : Coupe de voile en plan	19
Figure II.6 : Coupe vertical du plancher terrasse	23
Figure II.7 : Coupe vertical du plancher courant	23
Figure II.8 : Coupe vertical de la dalle pleine	24
Figure II.9 : Coupe vertical du mur extérieur	25
Figure II.10 : Coupe vertical du mur intérieur	25
Figure II.11 : Surface d'influence sur les poteaux	27
Figure II.12 : valeur de coefficient dégression	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe vertical de l'acrotère	32
Figure III.2 : schéma statique de l'acrotère	32
Figure III.3 : Diagramme des efforts internes	34
Figure III.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée	34
Figure III.5: Schémas de calcul de l'acrotère	35
Figure III.6 : : les constituants des escaliers	40

Figure III.7 : schéma statique des escaliers a l'ELU	43
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	46
Figure III.9 : schéma statique des escaliers à l'ELS.....	50
Figure III.10 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS	52
Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière l'ELU.....	56
Figure III.12 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU	58
Figure III.13 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS	61
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.....	63
Figure III.15 : Disposition des poutres	66
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant du plancher	72
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants du plancher	72
Figure III.18 : Coupe verticale d'un balcon	78
Figure III.19 : Schéma statique du balcon	78
Figure III.20 : Disposition des armatures principales du balcon.....	80
Figure III.21 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen	84
Figure III.22 : Répartition des moments	85
Figure III.23 : Distribution des moments sur le panneau.....	88
Figure III.24 : Schémas statique de la poutre palier à l'ELU.....	96
Figure III.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELU	98
Figure III.26 : Schémas statique de la poutre palier à l'ELU	102
Figure III.27 :Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	103

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure	121
Figure IV.2 : Disposition des voiles en 3D	121
Figure IV.3 : Disposition des voiles en 2D	122

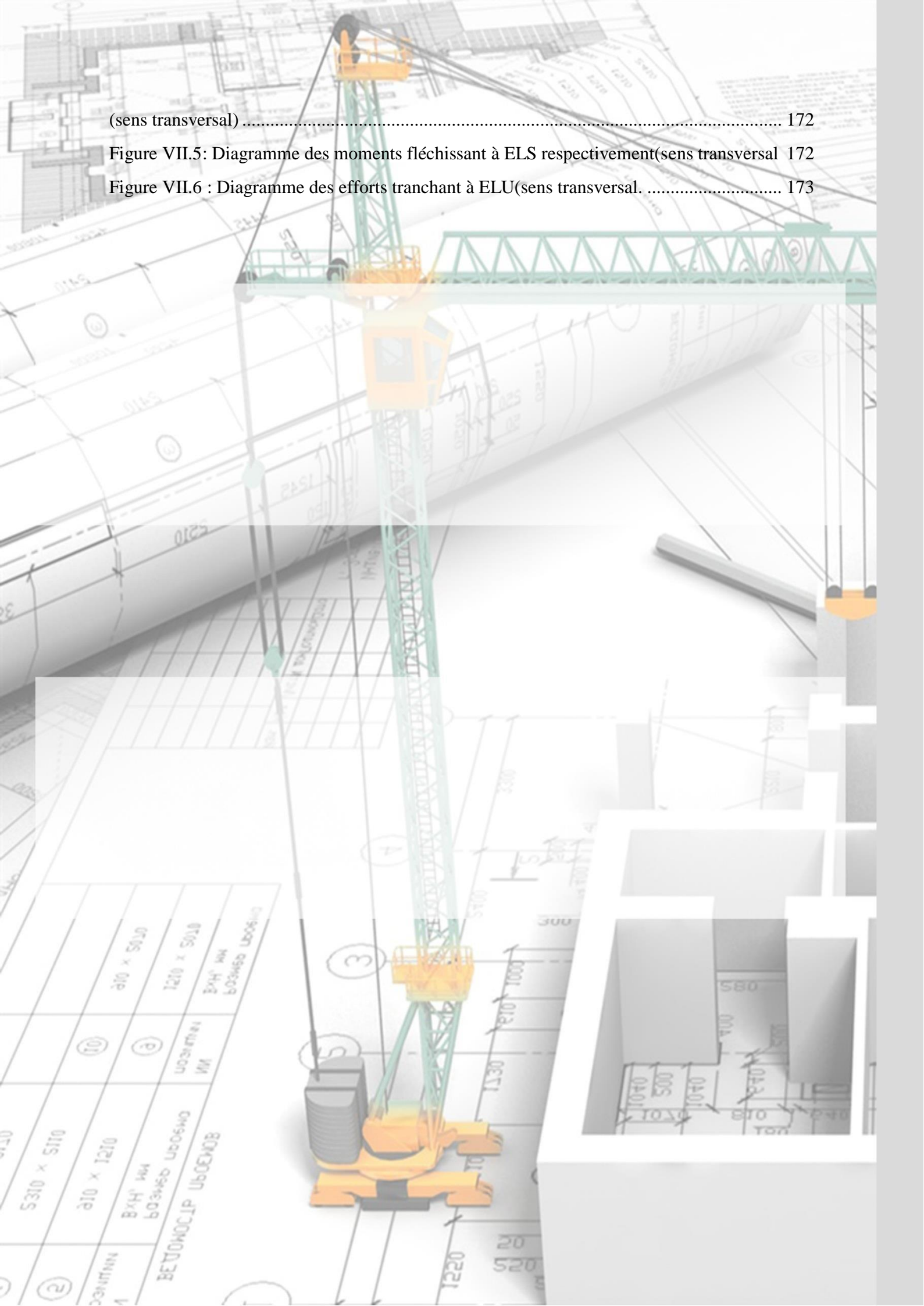
Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 ; Diagramme des moments fléchissant à ELU respectivement (Sens longitudinal).....	170
Figure VII.2: Diagramme des moments fléchissant à ELS respectivement (Sens longitudinal).....	170
Figure VII.3: Diagramme des efforts tranchant à ELU(Sens longitudinal)	171
Figure VII.4: Diagramme des moments fléchissant à ELU respectivement	

(sens transversal) 172

Figure VII.5: Diagramme des moments fléchissant à ELS respectivement (sens transversal 172

Figure VII.6 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal. 173



Модель	Размеры	Материал
5310 x 5110	Ø110 x 5010	Углеродистый
Ø110 x 1210	1210 x 5010	ВЧН или Борнелл Убонелл

БЕТОНОСЦІР УСЦЕНОВ

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 : Elancement des poteaux	22
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse	23
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher étages courants	24
Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine	24
Tableau II.6 : Charge permanente du mur extérieur	25
Tableau II.7 : Charge permanente du mur intérieur	25
Tableau II.8 : Charge permanente des voiles	26
Tableau II.9 : Surcharges d'exploitation des éléments	26
Tableau II.10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux	29
Tableau II.11 : Descentes des charges pour les poteaux	30
.....	

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Combinaisons des charges	43
Tableau III.2 : Calcul des efforts internes à l'ELU (tronçon1)	44
Tableau III.3 : Calcul des efforts internes à l'ELU (tronçon2)	45
Tableau III.4 : Calcul des armatures aux appuis	47
Tableau III.5 : Calcul des armatures en travée	47
Tableau III.6 : Calcul des efforts internes à l'ELS (tronçon 1)	51
Tableau III.7 : Calcul des efforts internes à l'ELS (tronçon 2)	51
Tableau III.8 Calcul des armatures	59
Tableau III.9 : Charge permanentes des balcons	79

Tableau III.10 : Le ferrailage à l'ELU	90
Tableau III.11 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	94

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

Tableau V.1 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques	123
Tableau V.2 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques	124
Tableau V.3 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques	124
Tableau V.4 : Valeurs du coefficient CT	125
Tableau V.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base	127
Tableau V.6 : Coefficient d'accélération de zone "A"	128
Tableau V.7 : Périodes caractéristiques.....	129
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des différents paramètres	129
TableauIV.9: vérification de l'effort tranchant à la base	130
TableauIV.10: vérification de l'effort normal	130
TableauIV.11: vérification des déplacements inter étages	131
TableauIV.12: Vérification de l'effet P-Δ	132

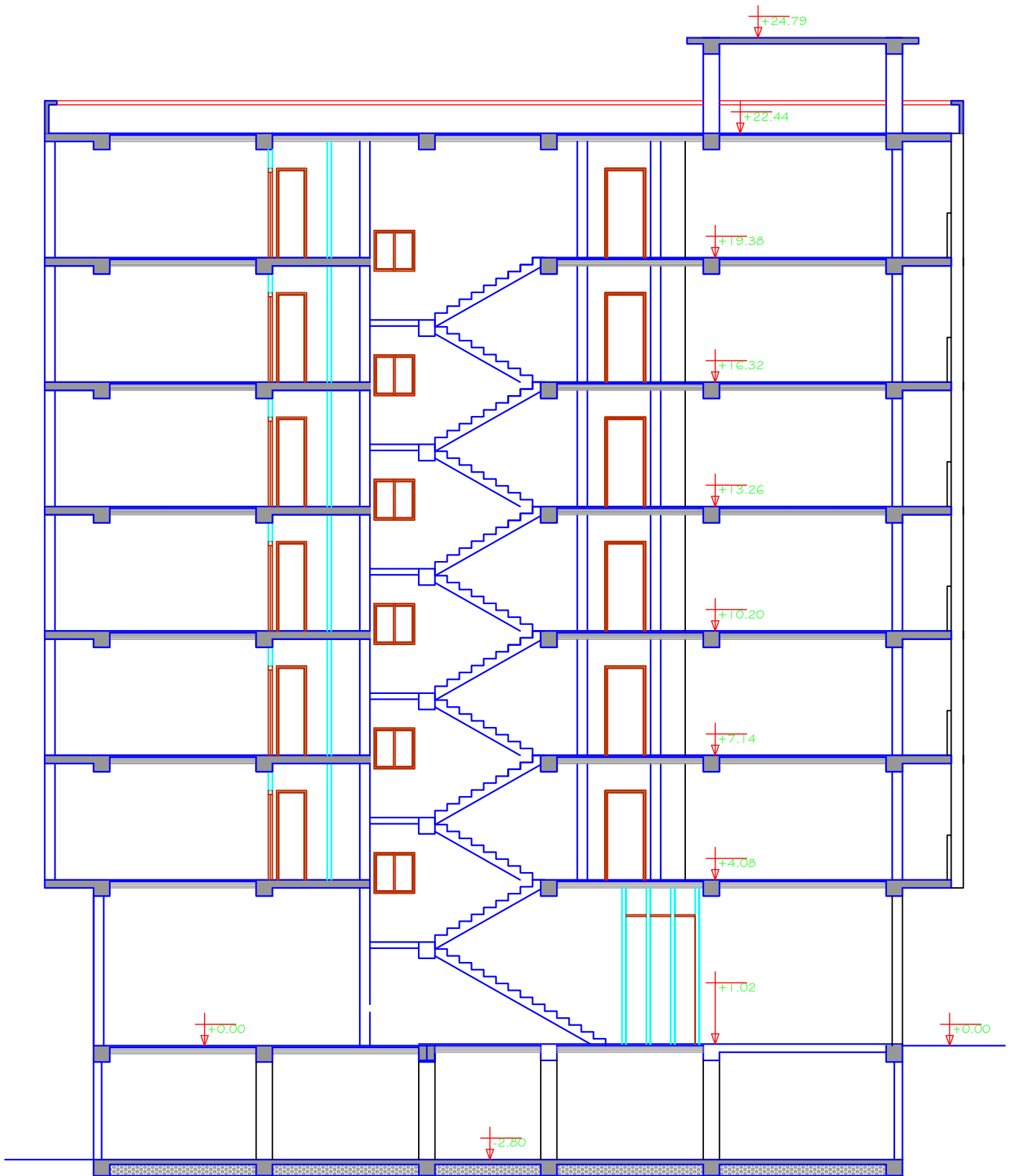
Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI.1 : les recommandations du RPA	133
Tableau VI.2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	135
Tableau VI.3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales	137
Tableau VI.4 : Détermination de la zone nodal	137
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	138
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes a ELS	138
Tableau VI.7 : Les recommandations du RPA	139
Tableau VI.8 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU	140
Tableau VI.9 :Vérification des contraintes à ELS	143

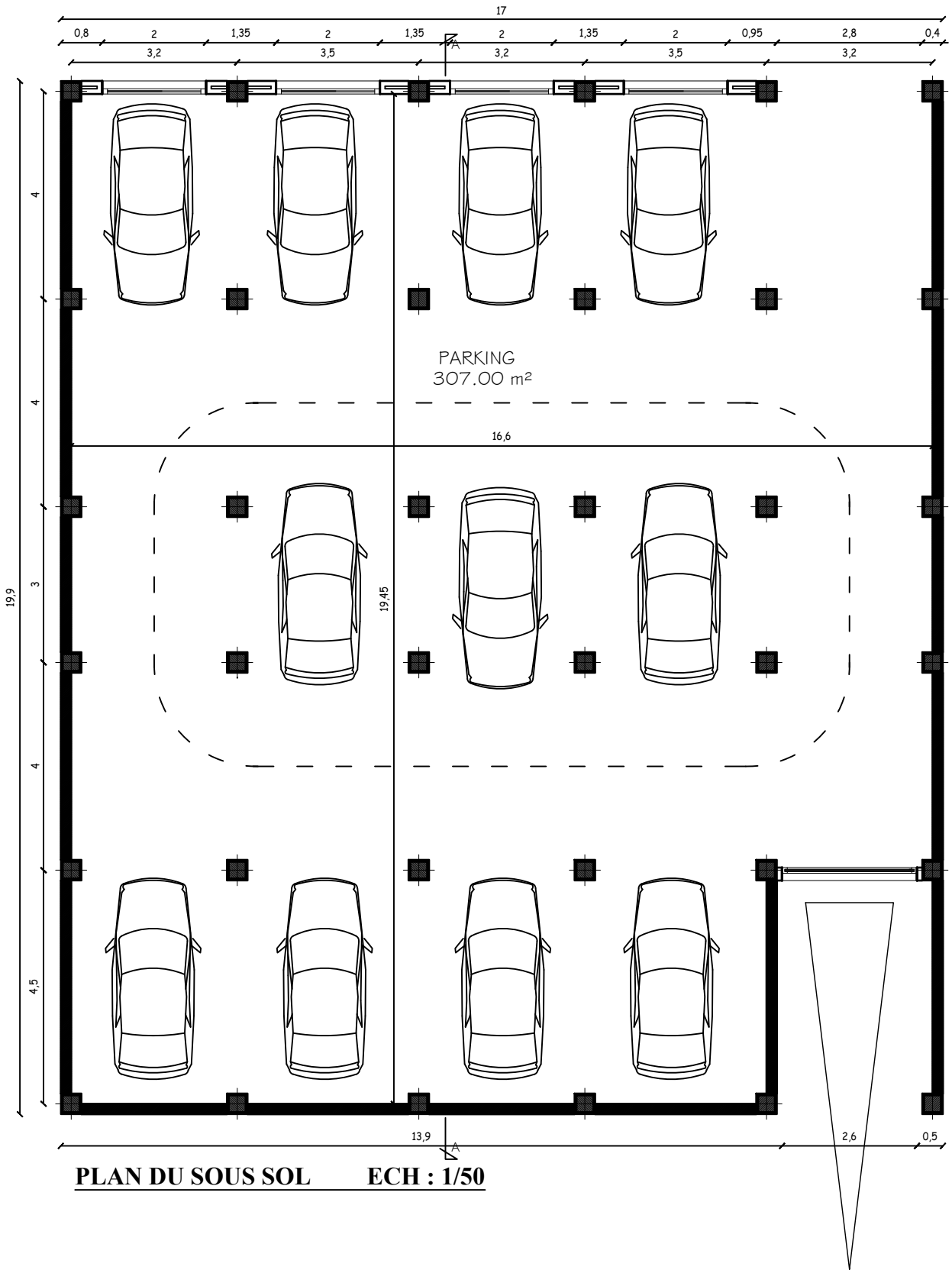
Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

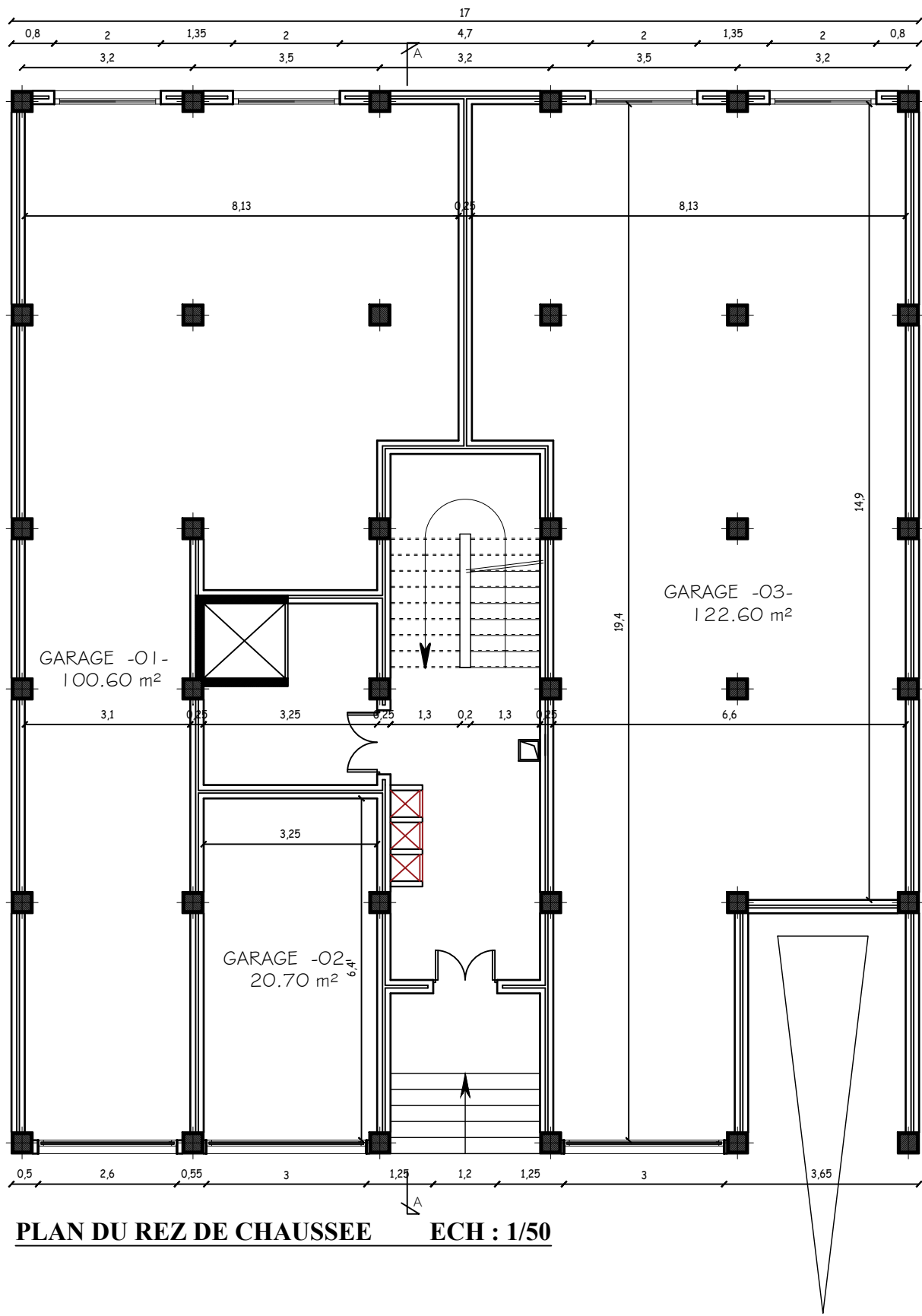
Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles isolées	153
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	154
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	154
Tableau VII.4 : Surface des semelles filantes sous poteaux	155
Tableau VII.5 : Dimensionnement de radier général	156
Tableau VII.6 : surface du radier général	157
Tableau VII.7 : Sollicitations à la base du radier	158
Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal	159
Tableau VII.9 : Vérification de la stabilité du radier sens transversal	160
Tableau VII.10: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.....	161
Tableau VII.11: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement	162
Tableau VII.12: Ferrailage de la dalle de radier à ELU	163
Tableau VII.13: Ferrailage de la dalle de radier à ELU	164
Tableau VII.14 :Ferrailage de débord à ELU	166
Tableau VII.15: répartitions simplifiées des chargements	167
Tableau VII.16: Le ferrailage adopté pour la nervure	176



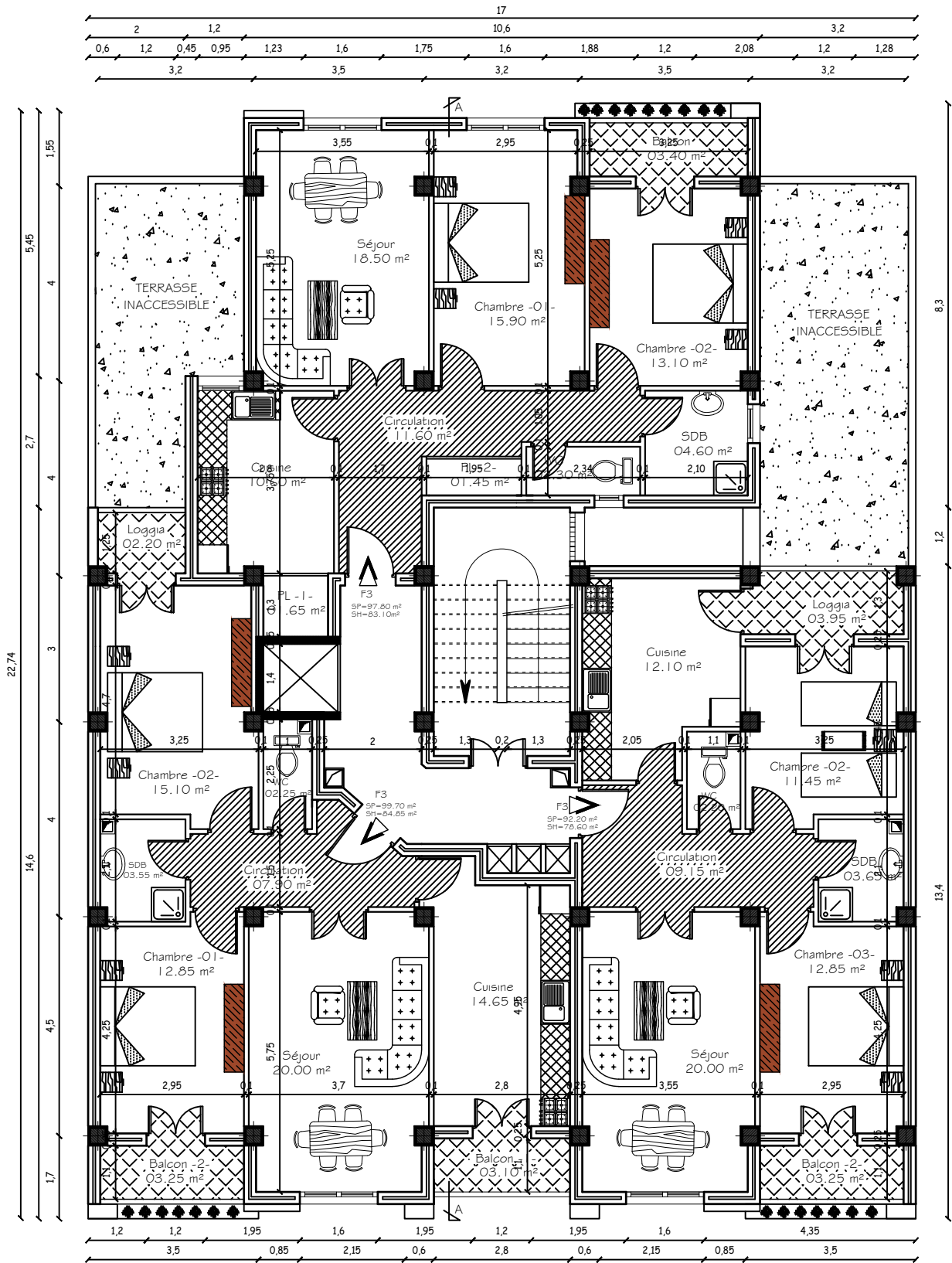


COUPE AA ECH : 1/50

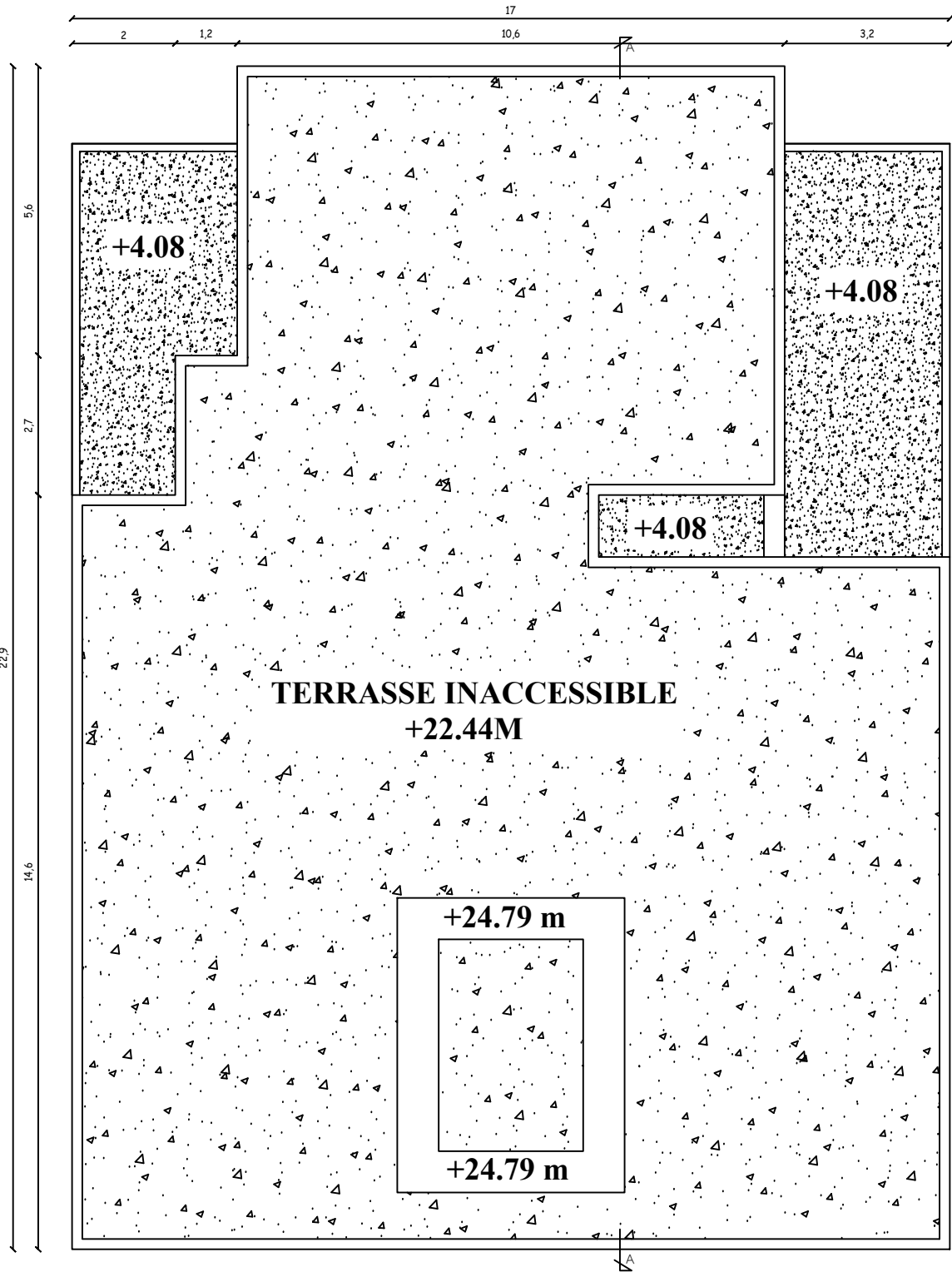




PLAN DU REZ DE CHAUSSEE ECH : 1/50



PLAN DU 1er ETAGE ECH : 1/50



PLAN DE TOITURE ECH : 1/50

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+6++sous-sol) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois parking au sous-sol et commerces au niveau de l'entre sol et logements d'habitations aux autres niveaux.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Le projet est répartie sur sept chapitres:

- Le premier constituant la présentation de l'ouvrage en terme d'architecture ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième est un pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième s'est basée essentiellement sur l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième consiste à modéliser la structure à l'aide d'un logiciel de calcul des structures sous l'efforts sismiques.
- Le cinquième consiste à vérifier les exigences imposées par le règlement parasismique algérien.
- Le sixième est pour le ferrailage des éléments structuraux.
- Et le dernier est pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

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+6+ sous-sol) à usage d'habitation et commercial . Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (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 sous-sol
- Un RDC à usage commercial
- Des étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier

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 : $L= 22,74$ m
- Largeur totale : $L=17,00$ m
- Hauteur totale : $H_t= 24,79$ m
- Hauteur des étages : $H_e=3,06$ m
- Hauteur du RDC : $H_{rdc}=4,08$ m

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.

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

- 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.Éléments 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 , contrairement au sous sol avec dalle coulée au sol .

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 .

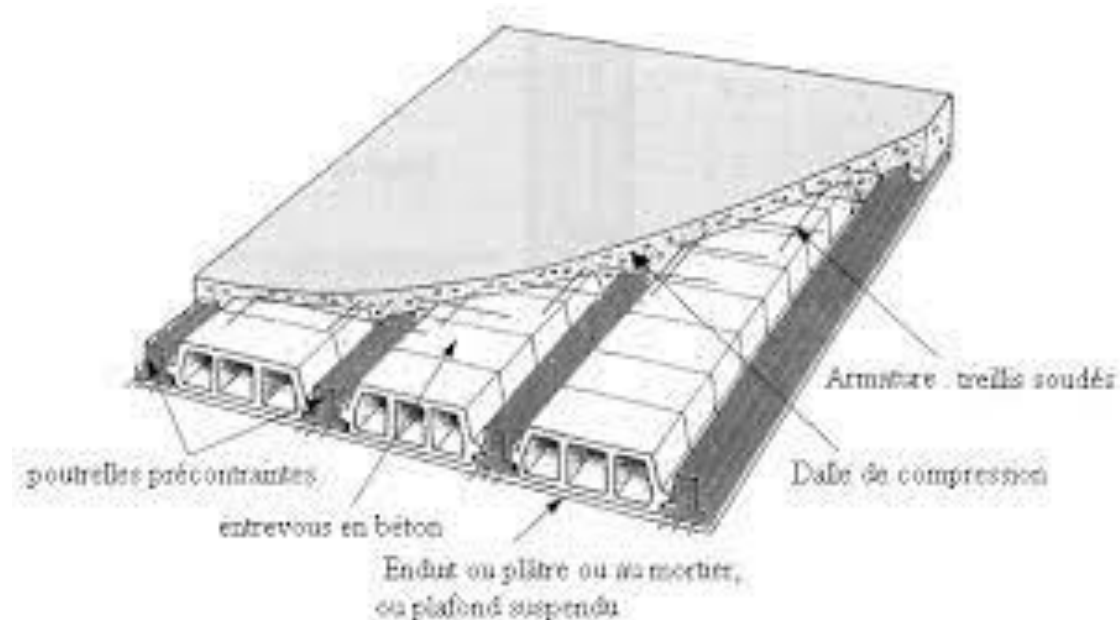


Figure I.1 : plancher en corps creux

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 .

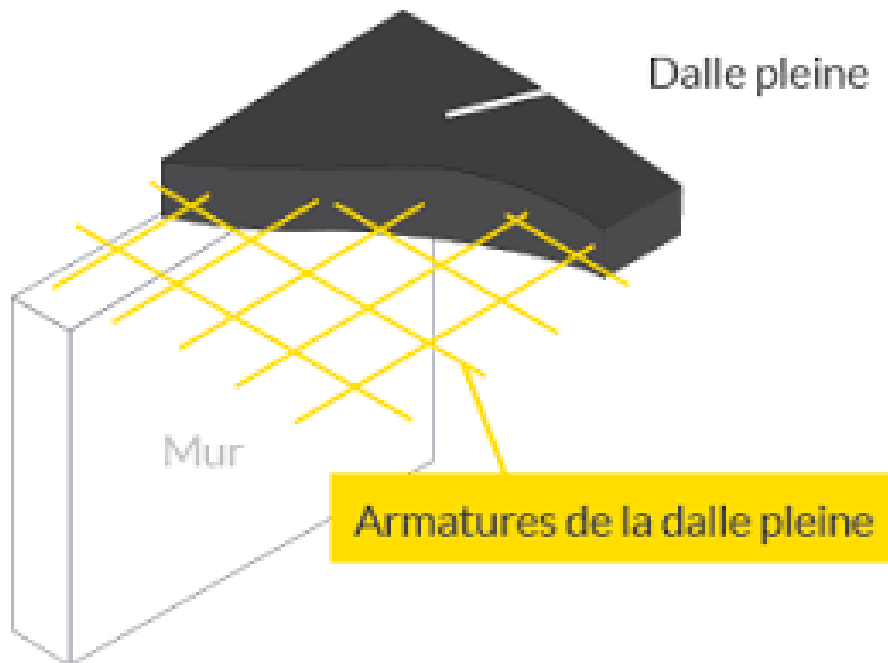


Figure I.2: dalle pleine en béton armé

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

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

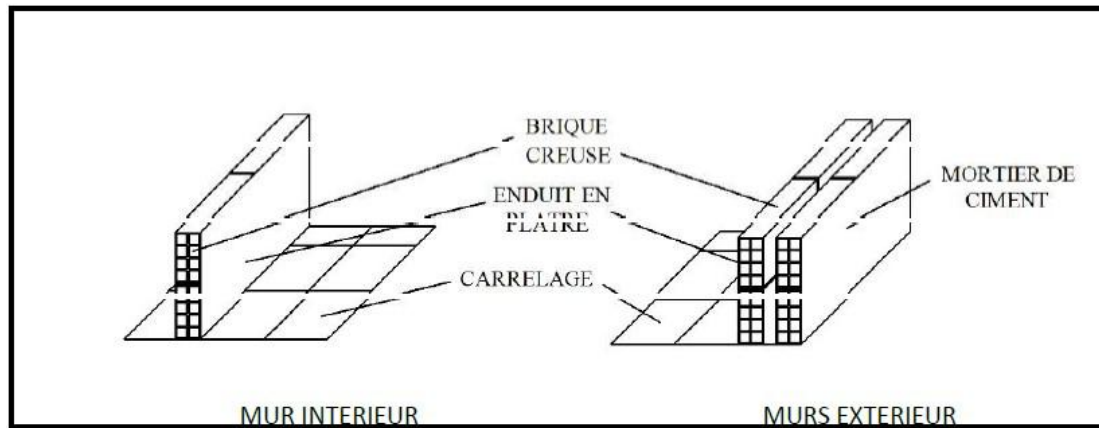


Figure I.3 : Murs intérieurs et extérieurs

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.

I.4.6. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils sont réalisés en dalle pleine.

I.4.7. La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I.4.8. La terrasse :

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

I.4.9. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm, vient de greffer à la périphérie de terrasse, il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

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

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].

Le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation) .

I.6.Le coffrage :

On opte pour un coffrage traditionnel en bois pour les portique et métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

I.7.Caractéristiques du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

Contrainte admissible $\sigma{sol} = 2,5$ BAR à 2m de profondeur

_Type du sol : sol ferme

I.8.Caractéristiques des matériaux :

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

I.8.1. 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 : $f_{cj} = 25$ MPa

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

On admet la résistance f_{cj} suivante :

Pour $j < 28$ jours :

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

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

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

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 :

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

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

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 cidessous :

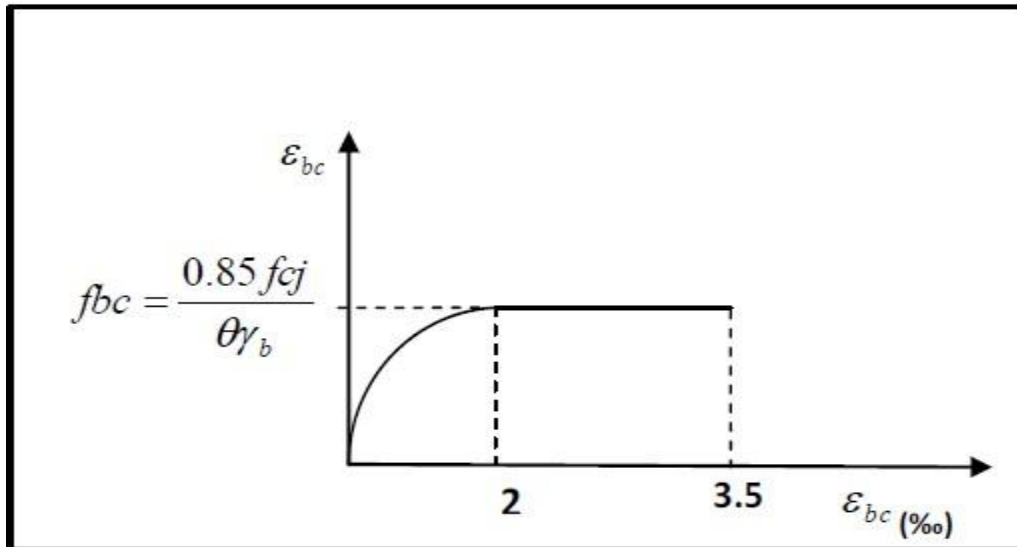


Figure I.4: diagramme de calcul contraintes déformations du béton à l'ELU

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

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

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 :

- 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).

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

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 :

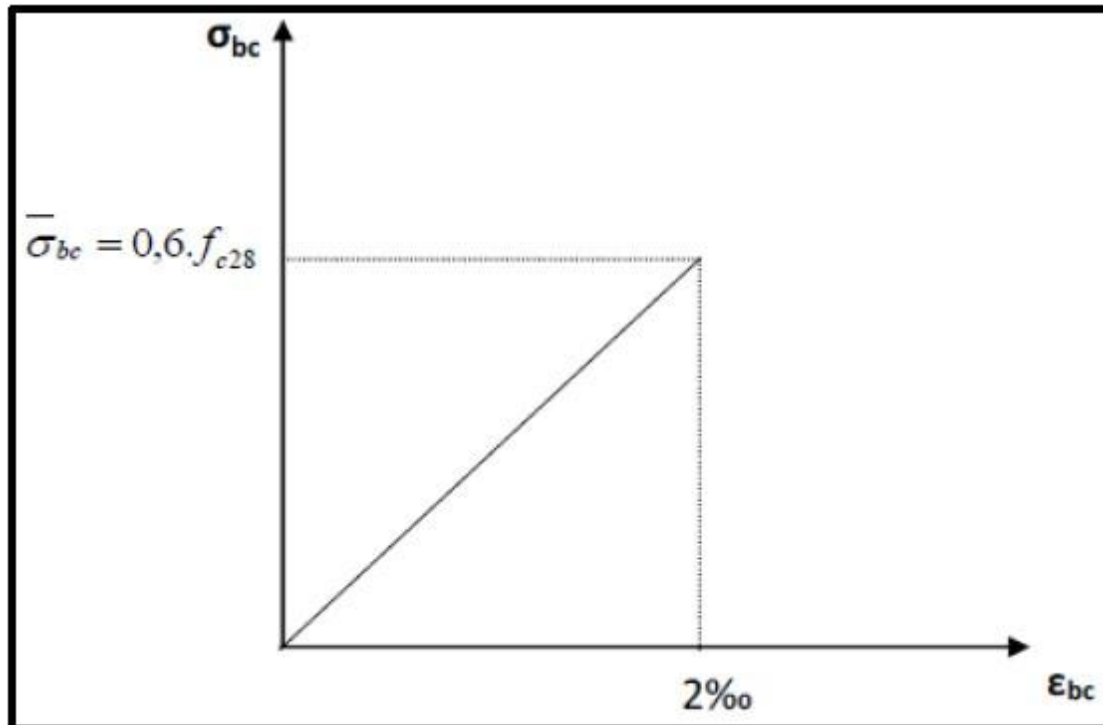


Figure I.5 diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

□ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

(BAEL91 modifié 99, Art A.5.1.1)

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

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)

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

b : largeur de la section cisailé

d : hauteur utile

- **module d'élasticité du béton :**

on distingue deux modules de déformation longitudinale :

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

(BAEL 91 modifié 99 , Art A2.1.21)

Différée : $E_{vj}=3700^3\sqrt{f_{cj}}$ (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=28jours $\rightarrow E_{ij}=32164,2$ MPa

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

- **Module de déformation transversale :**

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

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

Avec:

E : module de young

ϑ : coefficient de Poisson

□ Coefficient de Poisson :

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

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

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

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

I.8.2. 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 .

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

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 :

T ype d'acier	normalisation	symbole	Limite d'élasticité fe en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en ‰	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barres	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 :

$E_s = 2.10^5$ (MPa) (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 :

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

Avec :

σ_{st} : contrainte de l'acier a 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 :

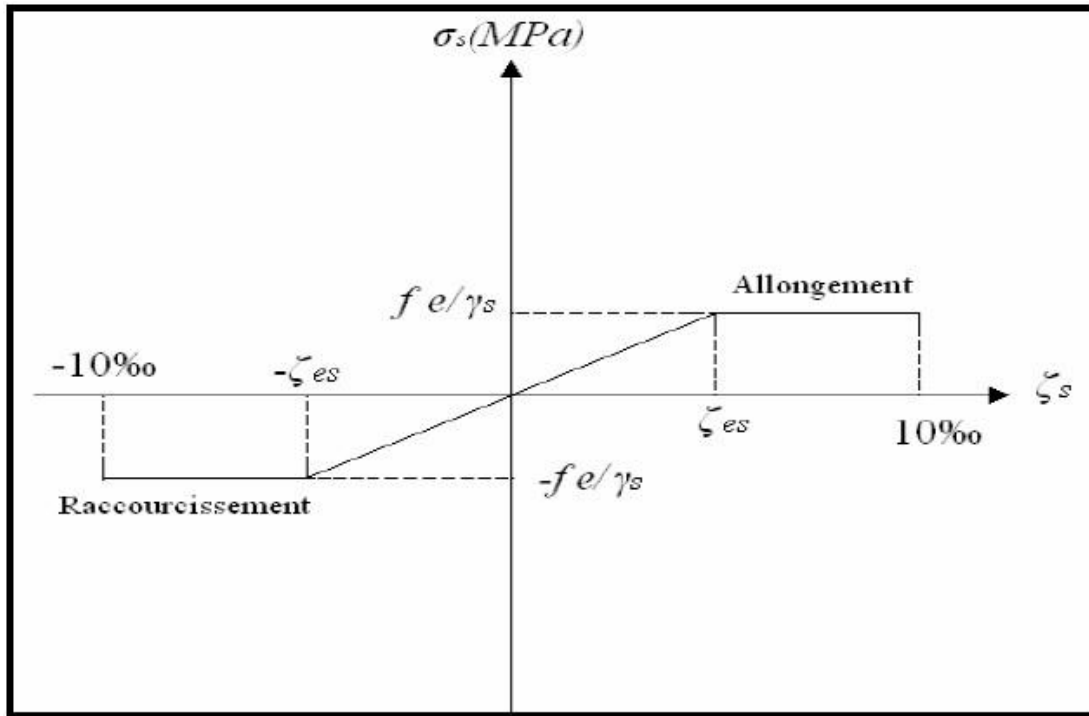


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations

□Etat limite de service :

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 ($\phi > 6\text{mm}$).

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

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

-c ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

-c ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

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).

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 :

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

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

On a min :

$$_ L_{x\max} = 3.5 \text{ m}$$

$$_ L_{y\max} = 4.5 \text{ m}$$

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$H_t = \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

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.

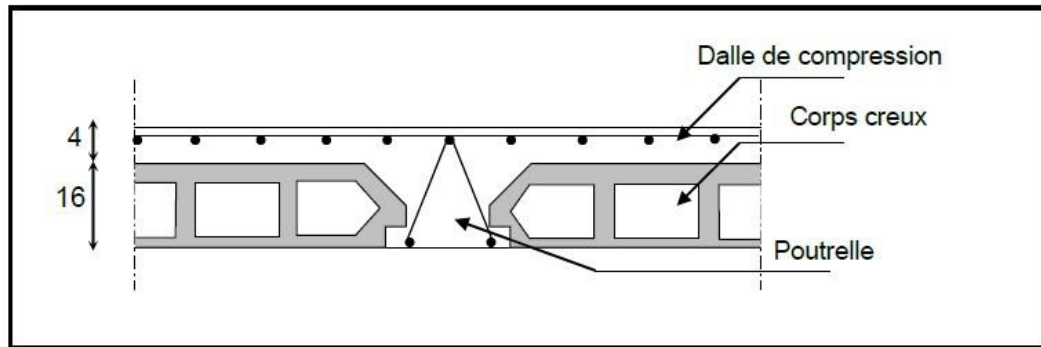


Figure II.1 coupe transversale d'un plancher à corps creux

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

$$L_o = 1,30\text{m}$$

$$\rightarrow e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

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

- $e_p = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e_p = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.
- $e_p = 17$ pour 4 heures de coup -feu.

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 (poteaux, poutres....) soit au moins de deux heures. On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article, $e= 15\text{cm}$.

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 .

$$\begin{cases} L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10 \\ 0,3ht \leq b \leq 0,7ht \end{cases} \quad (\text{BAEL91Modifié 99, Art 4.14})$$

Avec :

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

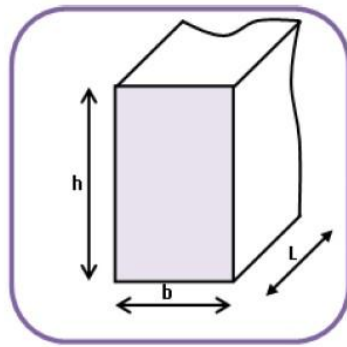


Figure II.2 Dimensions d'une poutre

a.Les poutres principales :

Sont disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

$$L_{max}=450-25=375 \text{ cm}$$

*La hauteur de la poutre est :

$$\frac{425}{15} \leq ht \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33 \leq ht \leq 42.5$$

On opte pour : **$h_t = 40\text{cm}$**

*La largeur de la poutre est :

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

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)

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm C.V}$$

$$ht \leq ht4 \dots\dots \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ C.V}$$

Donc on opte pour : **Poutres Principales une section de: (b x h) = (30x40)cm²**

b. Les poutres secondaires :

sont disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

*La hauteur de la poutre :

$$\frac{325}{15} \leq ht \leq \frac{325}{10} \rightarrow 21.66 \leq ht \leq 32.5$$

On opte pour : **ht=35cm**

*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=30cm** (pour des raisons de sécurité on adopte **b=30cm**)

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 de section : (b x h) = (30x35)cm²**

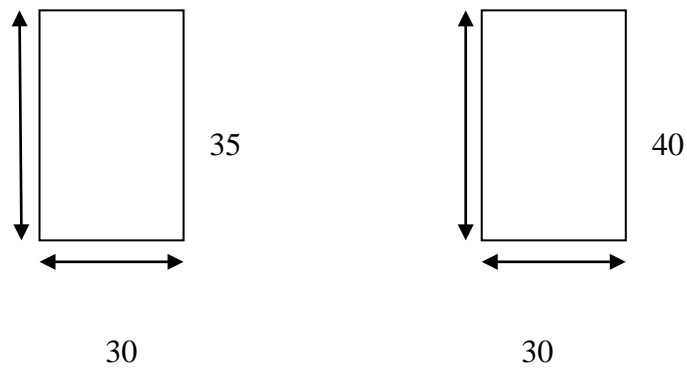


Figure II.3 : dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire

II.1.3. Les voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA 99 version 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.

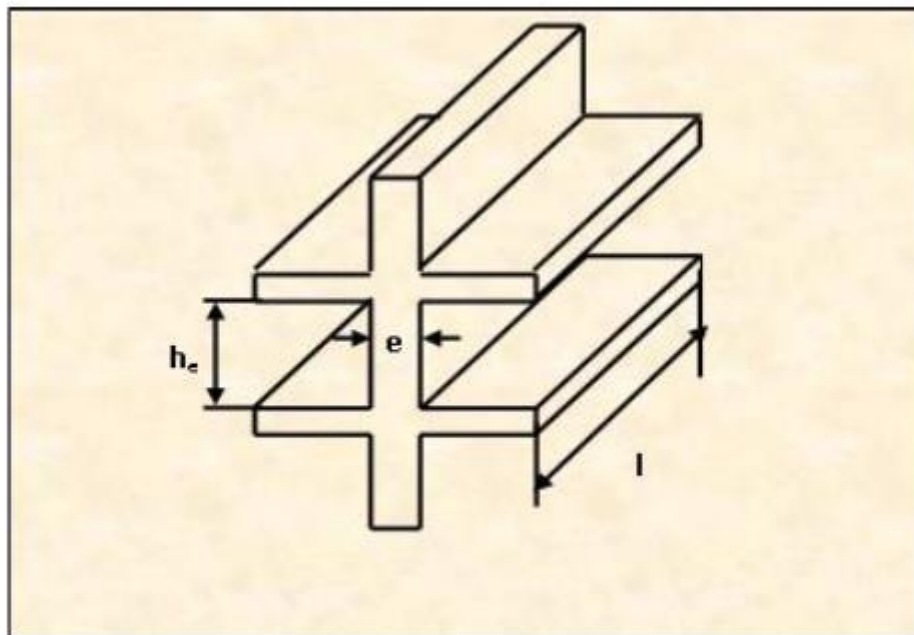


Figure II.4 coupe de voile en élévation

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 :

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

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

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

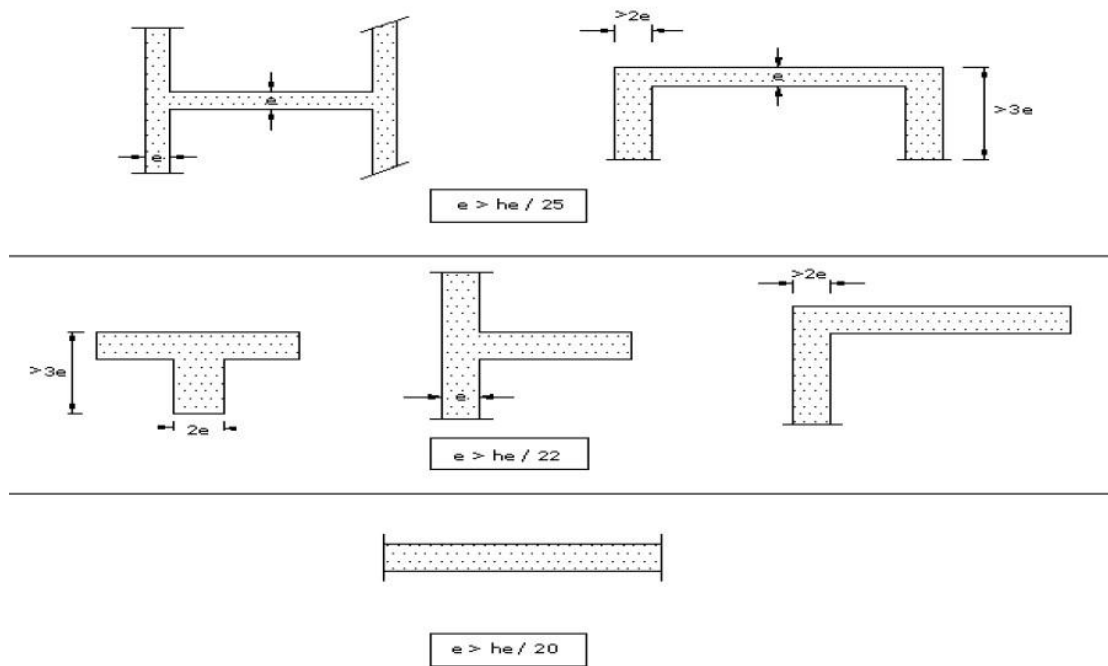


Figure II.5 : coupe de voile en plan

Dans notre cas

*Le sous-sol :

$h_e = 2.80\text{m}$, pour le sous sol les voiles sont simple et rectangulaire

$h_e = 280 - 20 = 260\text{cm}$

$\rightarrow e \geq \frac{260}{20} = 13\text{cm}$

Donc on opte pour **e=20cm**

*Le RDC :

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

$$h_e=408-20=388cm$$

$$\rightarrow e \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

Donc on opte pour **e=20cm**

* Etages courants :

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

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

$$\rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,3cm$$

Donc on opte pour **e=20cm**

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

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

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

$L_{min} > 4e$... conditions vérifiée

II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la formes 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.

***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 a ceux d'angles et de rives des sections comparables a 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 sous-sol : section de (40x40) Min (40 ;40) ≥ 25cm → condition vérifier

$$\text{Min}(40 ;40) \geq \frac{280}{20} = 14\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Poteaux étages courants (du 1^{er} au 3^{eme} étage) : Section de (35x35) Min(35 ;35) ≥ 25 cm → condition vérifiée

$$\text{Min}(35 ;35) \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

- Poteaux du RDC : section de (40x40) Min (40,40) ≥ 25 cm → 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 étages courants du 4^{eme} au 6^{eme} : section de (30x30)

$$\text{Min} (30 ;30) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(30 ;00) \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

étages	Section en m ²
Sous-sol _ RDC	40X40
1 ^{er} _ 3 ^{eme} étage	35X35
4 ^{eme} _ 6 ^{eme} étage	30X30

Tableau II.1 : sections des poteaux

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 ($b \times h$)

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

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

Section du poteaux (cm)	(30X30)	(35X35)	(40X40)
Elancement (λ)	21.20	24.74	15.08

Tableau II.2 : Elancement des poteaux

$\lambda < 50$ → condition vérifier , donc pas de risque de flambement .

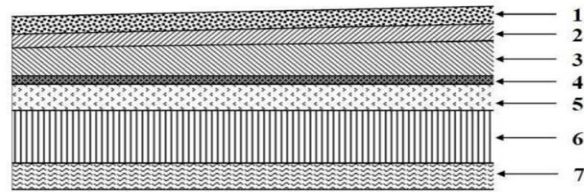
II.2.Les charges permanentes :**II.2.I. Le plancher terrasse :**

Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Élément	Épaisseur(m)	ρ (kn /m)	G(kn /m)
Couche de gravillon	0.05	17	0.85
Étanchéité multicouches	0.02	06	0.12
Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
Feuilles de polyane			0.01
Isolation thermique	0.04	04	0.16
Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Σ			5.68

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

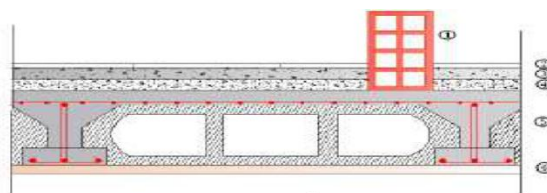
II.2.2.Les planchers des étages courants (en corps creux) :

Figure II.8 : Coupe verticale du plancher courant

matériaux		Epaisseur(m)	Poids volumique(kgf/m ³)	Charges permanentes(kg/m ²)
Revêtement carrelage	en	0.02	20	0.40
Mortier de pose		0.02	20	0.40
Couche de sable		0.02	18	0.36
Plancher en corps creux		0.20	14	2.8
Enduit plâtre		0.02	10	0.20
Cloison distribution	de	/	9	0.90
				G=5,06KN/m²

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher d'étage courant en corps creux

II.2.3 La dalle pleine (balcons) :

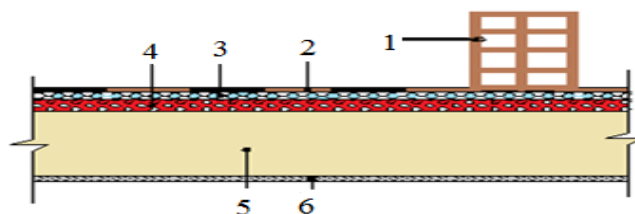


Figure II.8 : Coupe verticale de la dalle pleine

matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges permanentes
Mortier de pose	0.02	22	0,44
Couche de sable	0.02	18	0,36
Enduit de ciment carrelage	0.02	18	0,36
Dalle pleine en BA	0.15	/	3,75
			G=5,35 KN/m²

Tableau II.5 : charge permanente de la dalle pleine

II.2.4. Les cloisons :

a. Les murs extérieurs :

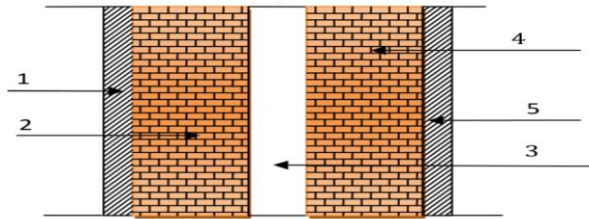
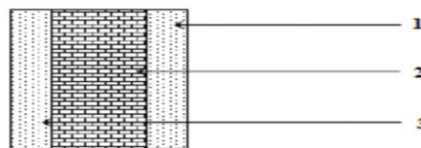


Figure II.9 : Coupe verticale du mur extérieur

matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique(Kg/m ³)	Charge(kg/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.40
Brique creuse	/	9	0.90
L'âme de l'aire	0.5	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G=2,4KN/m ²

Tableau II.6 : charge permanente du mur extérieur



b. Les murs intérieurs :

Figure II.10 : Coupe verticale du mur intérieur

matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kg/m ²)	Charge
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	/	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G=1,3KN/m ²

Tableau II.7 : charge permanente du mur intérieur

II.2.5.Les voiles :

matériaux	Epaisseur	Poids volumique	charge
Poids propre du voile	20	2500	500
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit de ciment	3	1000	54
			G=5,74KN/m²

Tableau II.8 : charge permanente des voiles

II.3.Les surcharges d'exploitation :

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

Tableau II.9 : surcharges d'exploitations des éléments .

II.4.Descente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une manière générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) , appelées surfaces d'influences . L'effort normal N revient au poteau le plus sollicité.

II.4.1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

a. **Surface d'influence** : La surface d'influence est calculée comme suit :

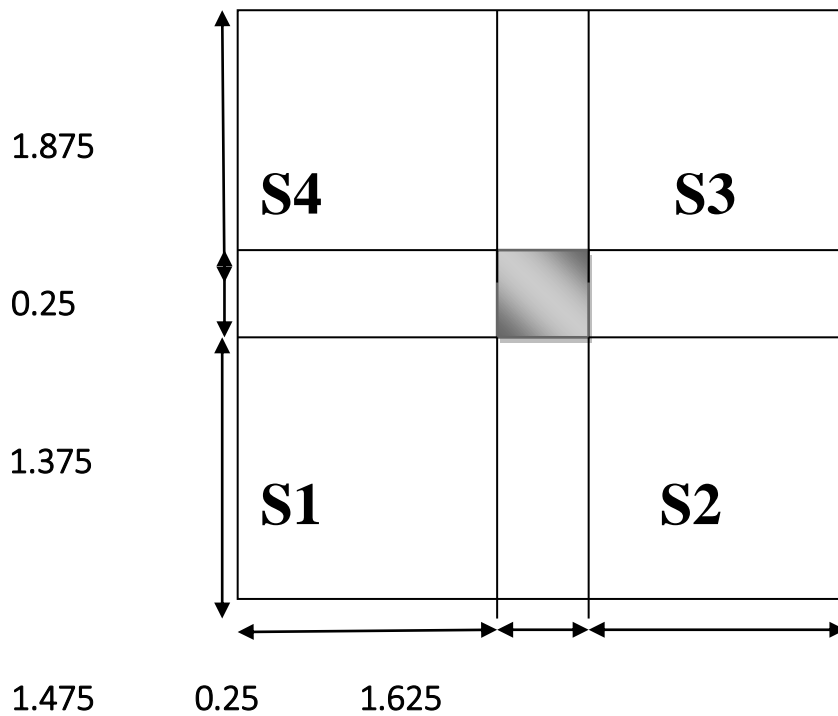


Figure II.11 : Surface d'influence sur le poteau.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.375 \times 1.475 = 2.0281 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.375 \times 1.625 = 2.2343 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 1.875 \times 1.625 = 3.0468 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 1.875 \times 1.475 = 2.7656 \text{ m}^2.$$

$$S = 2.0281 + 2.2343 + 3.0468 + 2.7656 = 11.0754 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_{\text{total}} = 10.08 \text{ m}^2.$$

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G = 5.68 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$

c. Poids revenant à chaque plancher :

Le poids du plancher est le résultat de la valeur de sa charge permanente par sa surface ($P = G \times S$).

- Plancher terrasse : $P = 5.68 \times 10.08 = 57.254 \text{ KN}$

• Plancher étage courant : $P=5,06 \times 10,08=51.004\text{KN}$

d. Poids revenant à chaque poutre :

• Poutres principales : $P= [(1.875 \times 0,4 \times 0,25) + (1.375 \times 0,35 \times 0,25)] \times 25 = 7.695\text{KN}$

• Poutres secondaires : $P= [(1,475 \times 0,30 \times 0,25) + (1,375 \times 0,35 \times 0,25)] \times 25 = 6.320\text{KN}$

Le poids totale des poutres est : $7.695 + 6.320 = 14.015\text{KN}$

e. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre de poteau, on utilise la section minimale du RPA préconisé pour La zone IIa (25x25) cm^2 pour tous les poteaux de la structure.

$$P_{\text{pot}} = (a \times b) \times h_{\text{pot}} \times \rho_b$$

- Poids du poteau des étages courant

$$0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78\text{KN}.$$

- poids du poteau du RDC :

$$0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375\text{KN}$$

- poids du poteau du sous-sol :

$$0.25 \times 0.25 \times 2.80 \times 25 = 4.375\text{KN}$$

f. Surcharges d'exploitation :

• Plancher terrasse : $Q_T=1,00 \times 10.08=10.08\text{KN}$.

• Plancher étage courant : $Q_1=Q_2=Q_3=\dots=Q_6=1,5 \times 10.08=15.12\text{KN}$

II.4.2 : Loi des dégressions des charges en fonction du nombre d'étages :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Ces

dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les

occupations des divers

niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_i^n Q_i$.

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

a. Coefficient de dégression de charge

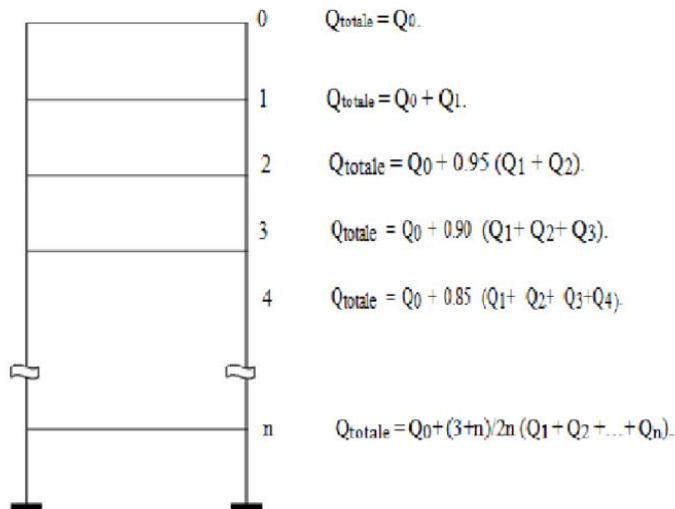


Figure II.12 : Valeurs de coefficient dégression

N	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.687

Tableau II.10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

b. Les surcharges cumulées

- $Q_0 = 10.08 \text{ KN}$
- $Q_0 + Q_1 = 10.08 + Q_1 = 25.2 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 10.08 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 38.808 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10.08 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 50.904 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.08 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 61.488 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10.08 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 70.56 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10.08 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 78.12 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC}) = 10.08 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{RDC}) = 85.649 \text{ KN}$

c. Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau

Niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		N = G _c + Q _c	S	
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	Gtotale (kN)	Gcumulée (kN)	Qtotale (kN)	Qcumulée (kN)		N/σ _{bc} (cm ²)	Section
6	51.004	0	14.015	65.015	65.015	10.08	10.08	75.095	50.063	30X30
5	51.004	4.78	14.015	69.799	134.814	15.12	25.2	160.014	106.676	30x30
4	51.004	4.78	14.015	69.799	204.613	15.12	40.32	244.932	163.29	30x30
3	51.004	4.78	14.015	69.799	274.412	15.12	55.44	329.852	219.9	35x35
2	51.004	4.78	14.015	69.799	344.211	15.12	70.56	414.771	276.514	35x35
1	51.004	4.78	14.015	69.799	414.01	15.12	85.68	499.69	333.126	35x35
RDC	51.004	6.375	14.015	71.394	485.404	15.12	100.8	586.204	390.80	40x40
s-sol	51.004	4.375	14.015	69.394	554.798	15.12	115.92	660.718	440.478	40x40

Tableau II-11 : Descentes des charges pour les poteaux

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	(40x35) cm ²
	Poutre secondaire	(30x35) cm ²
Section des poteaux	Poteau s-sol _RDC	(40x40) cm ²
	Poteaux 1 ^{er} _3 ^{eme}	(35X35)cm ²
	Poteaux 4 ^{eme} _6 ^{eme}	(30x30) cm ²
Epaisseur du voile		20 cm

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 : l'acrotère, 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. L'acrotère :**III.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité.

Il est caractérisé par sa forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au niveau du plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations y sont préjudiciables.

Il est sollicité par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

F_{\max} (F_p ; F_q)

Avec : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A=0,15 : Coefficient d'accélération de zone (**Zone IIa et groupe 2**) obtenu dans le **tableau (4-1) RPA99 /2003**.

C_p=0.8: Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires (**tableau 6-1**) du **RPA99**

W_p : Poids propre de l'acrotère

F_p : force sismique ;

F_q : la poussée horizontale. **F_q=1kn**

Remarque : Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console est calculée en flexion composée.

- Dimensions de l'acrotère :

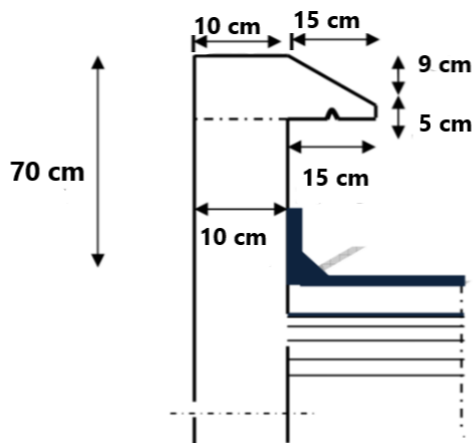


Figure III.1) Coupe verticale de l'acrotère

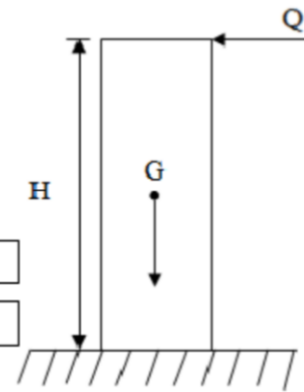


Figure III.2) Schéma statique de l'acrotère

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- Poids propre G de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acrotère}}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 25 \times [(0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,05) + (0,15 \times 0,09) / 2]$$

$$= 2.106 \text{ kN/ml}$$

Donc : $G_{\text{acrotère}} = 2.106 \text{ kN/ml}$

Avec :

ρ : masse volumique de béton.

S : section transversale.

- Surcharge d'exploitation: $Q_{\text{acrotère}} = \max (F_p, F_q)$

➤ **Calcul de la force sismique :**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.106$$

$$F_p = 1.011 \text{ KN.}$$

$$Q = \max(1; 1.011) \text{ KN} \rightarrow Q = 1.011 \text{ KN}$$

➤ **Effort normal :**

$$N = G \times 1m = 2.106 \times 1 = 2.106 \text{KN.}$$

➤ **Effort horizontal :**

$$T = Q \times 1m = 1.011 \times 1 = 1.011 \text{KN.}$$

➤ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H$$

$$M_Q = 1.011 \times 0.7 = 0.708 \text{ KN.m}$$

III.1.3. Combinaisons de charges :**a) A l'état limites ultime ELU :**

la combinaison de charges est donnée par (**l'article ART A.3.3-2-1 du BAEL 91**)

$$1,35 G + 1,50 Q$$

-Effort normal de compression dû au poids propre(G) :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2.106 = 2.843 \text{KN/m}$$

-Moment de renversement dû à l'effort horizontal (Q) :

$$M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,708 = 1,062 \text{KN.m.}$$

-Effort horizontale (effort tranchants) dû à la main courante :

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1.011 = 1.517 \text{ KN.}$$

b) A l'état limites de service ELS:

la combinaison de charges est donnée par (**l'article ART A.3.3-3 du BAEL 91**) :

$$G + Q$$

-Effort normal de compression dû au poids propre(G) :

$$N_s = G = 2.106 \text{ KN/ml.}$$

-Moment de renversement dû à l'effort horizontal (Q) :

$$M_s = M_Q = 0.708 \text{KN.m.}$$

-Effort horizontale (effort tranchants) du à la main courante :

$$T_s = Q = 1.011 \text{ KN}$$

c) Diagramme des efforts internes :

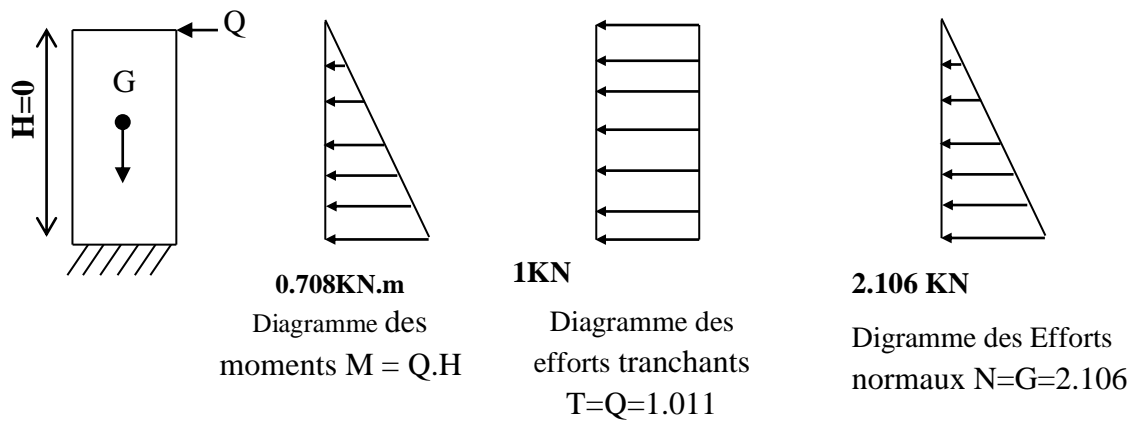


Figure III.3) Diagramme des efforts internes

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire Soumis à flexion composée. À L'ELU, sous un effort normal N_u et un moment de renversement M_u

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f), calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A_s).

En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS :

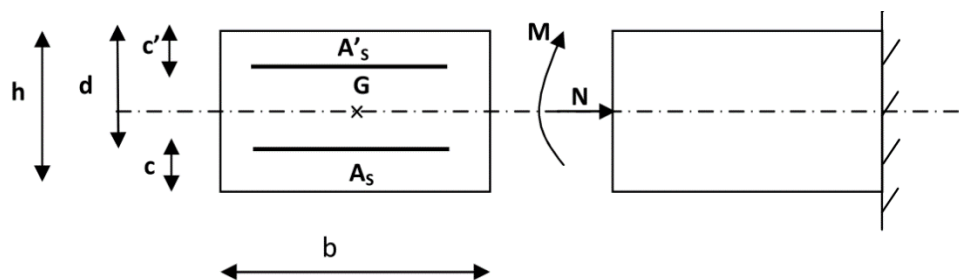


Figure III.4) Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

Avec :

Hauteur : $h = 10 \text{ cm}$

Largeur : $b = 100 \text{ cm}$

Enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 7 \text{ cm}$

A. Calcul à L'ELU :

➤ Position de centre de pression :

- Calcul de l'excentricité : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Avec :

 N_u : effort de compression. M_u : moments de flexion. e_u : excentricité.

$$\begin{cases} e_u = \frac{1.062}{2.843} = 0.37 \text{ m} = 37 \text{ cm} \\ a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_u = 0.37 \text{ m} > a = \frac{h}{2} - 3 = 0.02 \text{ m}$$

 a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

Le centre de pression de l'effort normale (point d'application) (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, section partiellement comprimée (SPC)

Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis en déduit la section d'armature réelles (A_s) en flexion composée

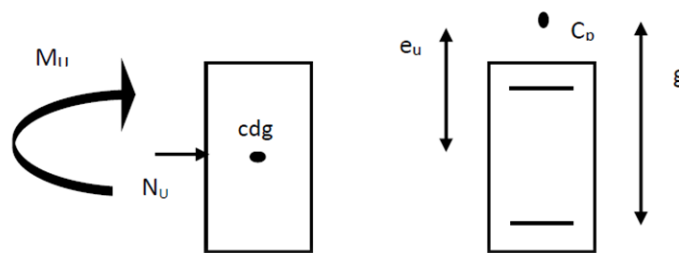


Figure III.5) schémas de calcul de l'acrotère.

➤ Calcul de la section d'armature en flexion simple :

- Le moment fictif :

$$M_f = N_u \times g.$$

Avec :

 g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c.$$

$$g = 37 + \frac{10}{2} - 3 = 39 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}.$$

$$M_f = 2.843 \times 0.39 = 1.109 \text{ KN.m.} = 1109000 \text{ N.mm.}$$

- Calcul de μ (moment réduit) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \theta = 1 \quad ; \quad \gamma = 1.5 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{1109000}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

- Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf}) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{stf} = \frac{1.109 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

B. Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.46 - \frac{2.843}{34.8} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 0.4 \text{ cm}^2$ $A_{sc} = 0$ (pas d'armature comprimé)

III.1.5. Vérification à l'ELU :**1. condition de non fragilité du béton : (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

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

$$A_{st} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

→ Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_{st} = A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ Le ferrailage se fait avec la section minimale :

$$A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA8 = 1.51 cm² avec un espacement : $S_t = \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm.}$

Nous prendrons : $S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement.

V_u : effort tranchant → $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.011 = 1.517 \text{ kN}$

D'où :

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1517}{1000 \times 70} = 0.02167$$

$$\tau_u = 0.02167 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée donc Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

Acier haute adhérence $\longrightarrow \psi_s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

n : nombre des barres

V_u : Effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.517 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1517}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.240 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow$ la section est vérifiée

\longrightarrow La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Espacement des barres (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifié 99) :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

5. Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage :

$$L_c = 0.8 \times l_s.$$

$L_c = 24 \text{ cm}$. On prend $l_c = 25 \text{ cm}$.

III.1.6. Vérification à L'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\longrightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$.

La contrainte dans le béton $\longrightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \phi \geq 8 \text{ mm.} \\ \text{Fe 400 } \longrightarrow \eta = 1.6 \end{array} \right.$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266.67; 201.63]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.708 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 54.964 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 54.964 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = 0.287 \quad \beta_1 = 0.9155 \quad K_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 54.964 = 1.244. \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7. Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère (Figure III- :

Armatures principales: 4HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition: 3HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

III.2. 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 .

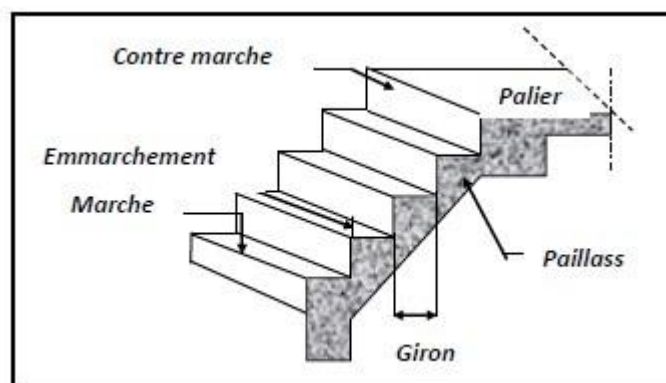


Figure III.6 : les constituants des escaliers.

- **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 assurée 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 : **16,5cm ≤ h ≤ 17,5cm**

Adoptons : **h=17 cm**

Donc : **g=30cm H_{rdc}= 4,08 m**

H étage-courant= 3,06 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18, \text{ dont 9 marches et 9 contre marches par volée.}$$

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

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

***la longueur de la ligne de foulée :**

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

***L'inclinaison de la paillasse :**

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

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

III.2.1. Détermination des efforts :

- Les sollicitations de calcul :

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

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)

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

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

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

b. Palier :

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

Poids propre du revêtements :

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

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

III.2.2. 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

III.2.3. Calcul à 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 .

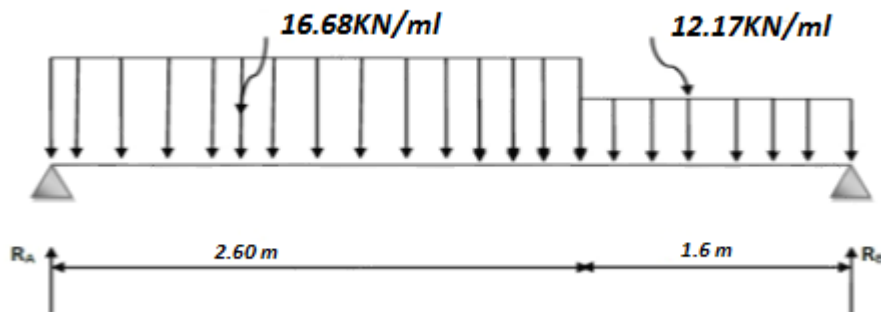


Figure III.7 : schéma statique des escaliers à l'ELU

1. Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (16,68 \times 2,6) + (12,17 \times 1,6)$$

$$R_A + R_B = 62,84 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{16,68 \times 2,60 \times \frac{2,6}{2} + 1,6 + 12,17 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2}}{4,2}$$

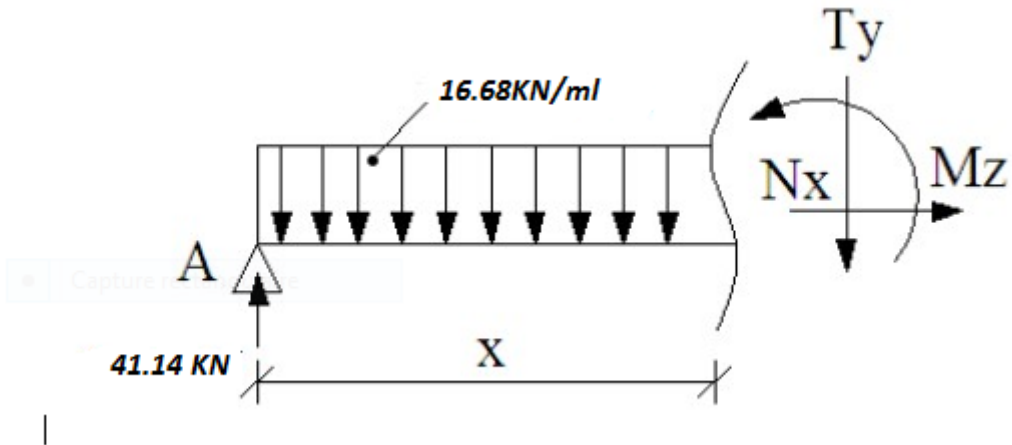
$$R_A = 41,14 \text{ KN}$$

$$R_B = 62,84 - 41,14$$

$$R_B = 21,70 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts internes :

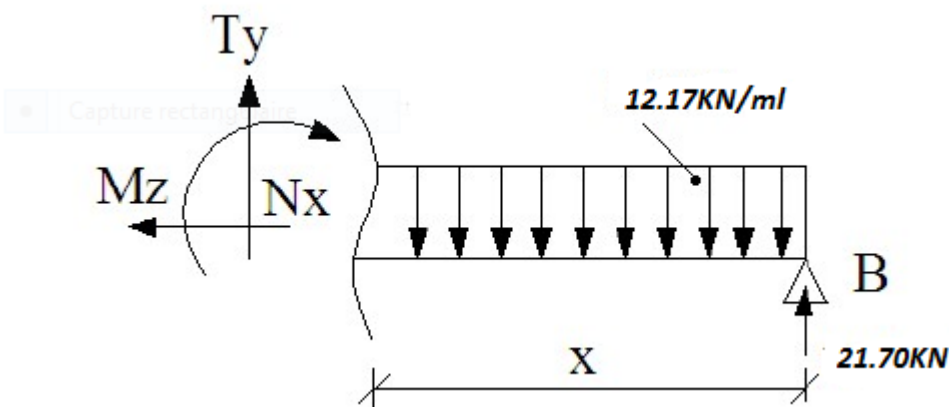
➤ **Tronçon 1 : $0 < x < 2,6m$**



	$\Sigma f/y=0$ $T = -16,68x + 41,14$	$\Sigma M/i=0$ $M = -16,68 \frac{x^2}{2} + 41,14x$
$x = 0$	41,14 kN	0 kN.m
$x = 2,6$	-2,228 kN	50,58 kN.m

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

➤ **Tronçon 2 : $0 < x < 1,6 m$**



	$\Sigma f/y=0$ $T= +12,17x- 21,70$	$\Sigma M/i=0$ $M= -12,17\frac{x^2}{2}+21,70x$
$x=0$	-21,70 KN	0KN.m
$x=1,6$	-11,03 KN	19,14KN.m

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

Moment maximal :

$$T=-16,68x+41,14=0$$

$$x=\frac{41,14}{16,68}=2,46 \text{ m}$$

$$M= -16,68\frac{x^2}{2}+41,14x \rightarrow M(2,46)= -16,68\frac{2,46^2}{2}+41,14(2,46)$$

$$M^{\max}=50,73 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{ap}=(-0,3)M_u \text{ max} = (-0,3)(50,73)= -15,21 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tr}= (0,85)M_u \text{ max} = (0,85)(50,73)=43,12 \text{ kN.m}$$

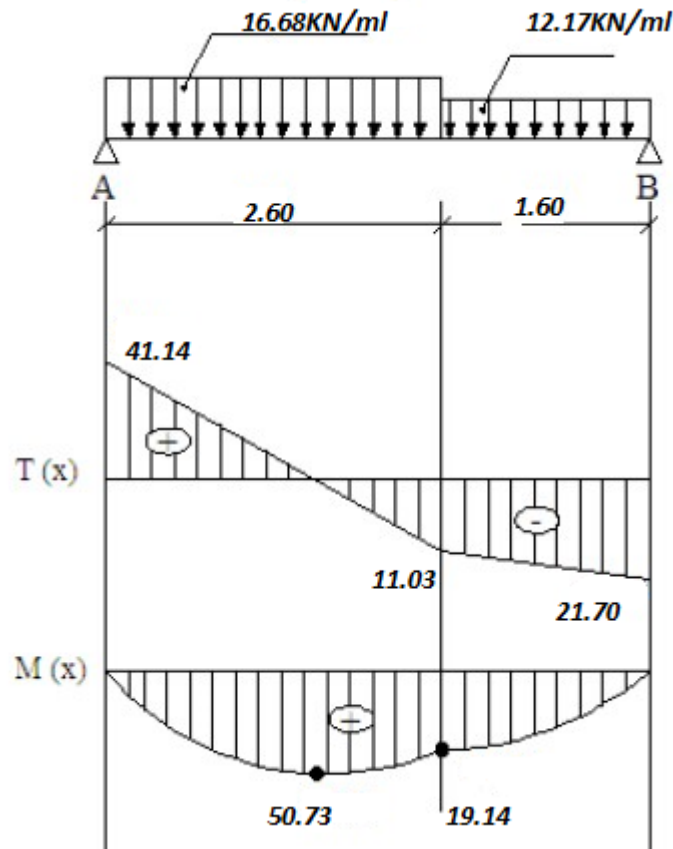
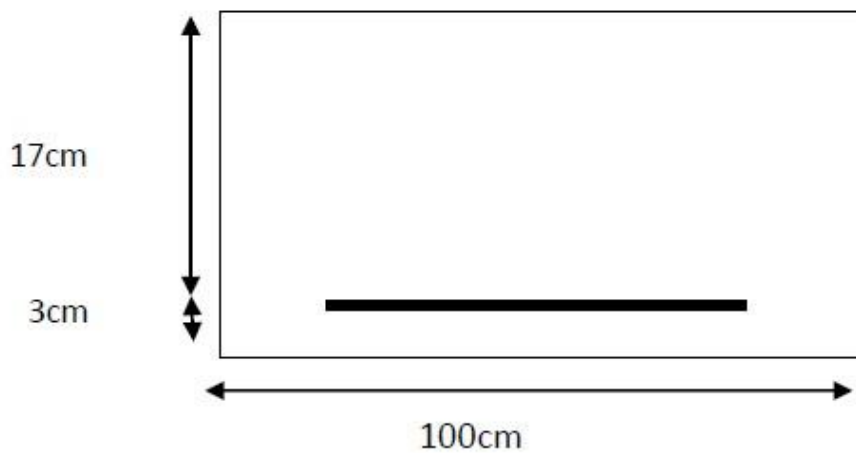


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.2.4. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage 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.



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

III.2.5.calcul des armatures :

➤ **aux appuis** : $M_{uapp} = 15,21 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{bd^2f_{bc}} \rightarrow \frac{15,21 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 17^2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Par interpolation :

$$\mu_a = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

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

	Armatures principales	Armatures de répartition
	$A_p = \frac{15,21 \times 10^3}{0,981 \times 17 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$	$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$
Sections adoptées	4HA12 = 4,62 cm ²	4HA10 = 3,14 cm ²
espacement	20 cm	20 cm

Tableau III.4 : Calcul des armatures aux appuis

➤ **En travée** : $M_{utr} = 43,12 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{bd^2f_{bc}} \rightarrow \frac{43,12 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 17^2} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Par interpolation :

$$\mu_a = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

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

	Armatures principales	Armatures de répartition
	$A_{tr} = 4,65$	$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$
Sections adoptées	5HA12 = 5,65 cm ²	5HA10 = 3,93 cm ^{2e}
espacement	20cm	20 cm

Tableau III.5: calcul des armatures en travée

III.2.6. 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 : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$

III.2.7. Les vérifications a L'ELU :**1. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91/Art A.5.22)**

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

$$\tau_u = \frac{32,33 \times 10^3}{170 \times 10^3} = 0,19$$

Pour les fissurations sont peu préjudiciables :

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

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

En travée :

$$A > A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 17 \cdot 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} > A_{\min} \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A > A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 17 \cdot 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} > A_{\min} \rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{T_y}{0,9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i :$$

somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot 3,14 \cdot 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,33 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 1,121 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow 1,121 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risques d'entraînement des barres longitudinales.

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton (BAEL91 Art A.5.1.313)

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

$$T_u = 32,33 \text{ KN}$$

$$0,4 \cdot 100 \cdot 15,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-1} = 1020 \text{ KN}$$

$$32,33 \text{ KN} \leq 1020 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

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

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

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 ; \left(32,33 + \frac{9,40}{0,9 \times 17} \right) \frac{1,5}{400} = 0,123 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,123 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

6. Ancrage des barres aux appuis :

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

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

Les règles de BAEL91 modifié99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0,4 ls** pour les ACIERS HA

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

III.2.8. Calcul à l'ELS :

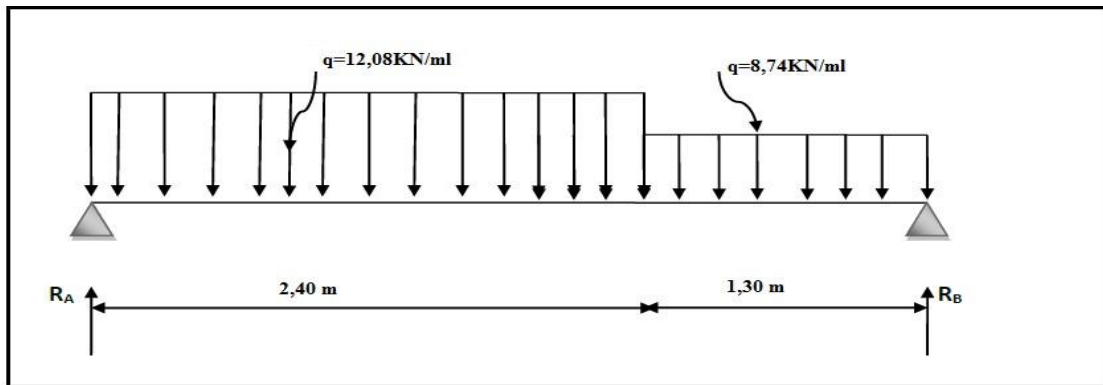


Figure III.9 : schéma statique des escaliers à l'ELS

1. Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 12,08 \times 2,6 + 8,74 \times 1,6$$

$$R_A + R_B = 45,40 \text{ KN}$$

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

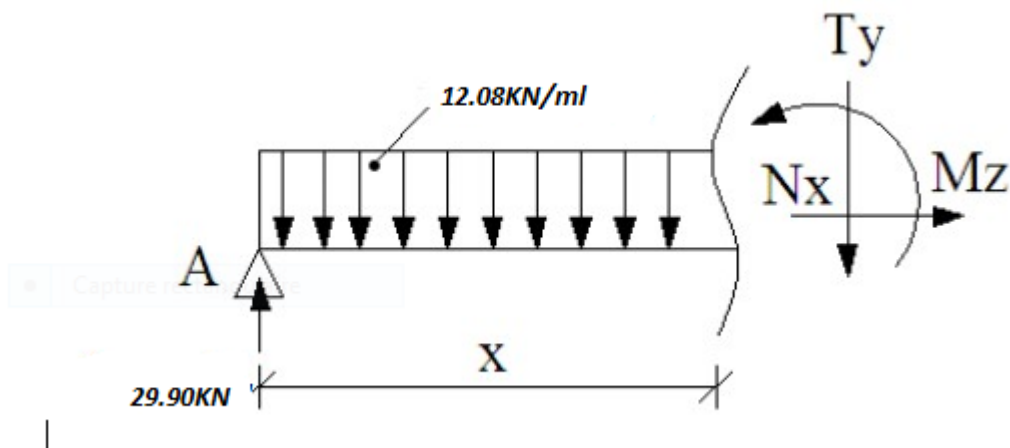
$$R_A = 29,90 \text{ KN}$$

$$R_B = 45,40 - 29,90$$

$$R_B = 15,50 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts internes :

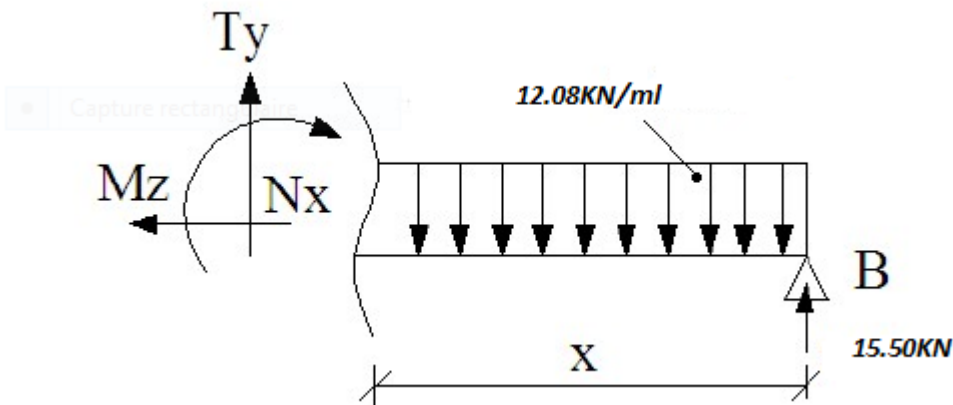
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$



	$\Sigma f/y=0$ $T= -12,08x+29,90$	Σ $M/i \quad 12,08 \frac{x^2}{2}$ $=0$ $M= -$	$+29,90x$
$x=0$	29,90 KN	0KN.m	
$x=2,6m$	-1,50 KN	15,27 KN.m	

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

Tronçon2 : $0 \leq x \leq 1,6m$



	$\Sigma f/y=0$ $T= 8,74x-15,50$	$\Sigma M/i=$ $0 \quad \frac{x^2}{2} -$ $M= -$ $8,74$	$15,50x$
$x=0$	-15,50 KN	0KN.m	
$x=1,6m$	-1,51 KN	18,80 KN.m	

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

Moment maximal : $T= -12,08x+29,90=0$

$$x = \frac{29,90}{12,08} = 2,47 \text{ m}$$

$$M = -12,08 \frac{x^2}{2} + 29,90x \rightarrow M(2,47) = -12,08 \frac{2,47^2}{2} + 29,90(2,47) = 37 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} = 37 \text{ KN.m}$$

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:

$$M_{uapp} = (-0,3) M_u \text{ max} = (-0,3) \times 37 = -11,10 \text{ kN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{utr} = (0,85) M_u \text{ max} = (0,85) \times 37 = 31,45 \text{ kN.m}$$

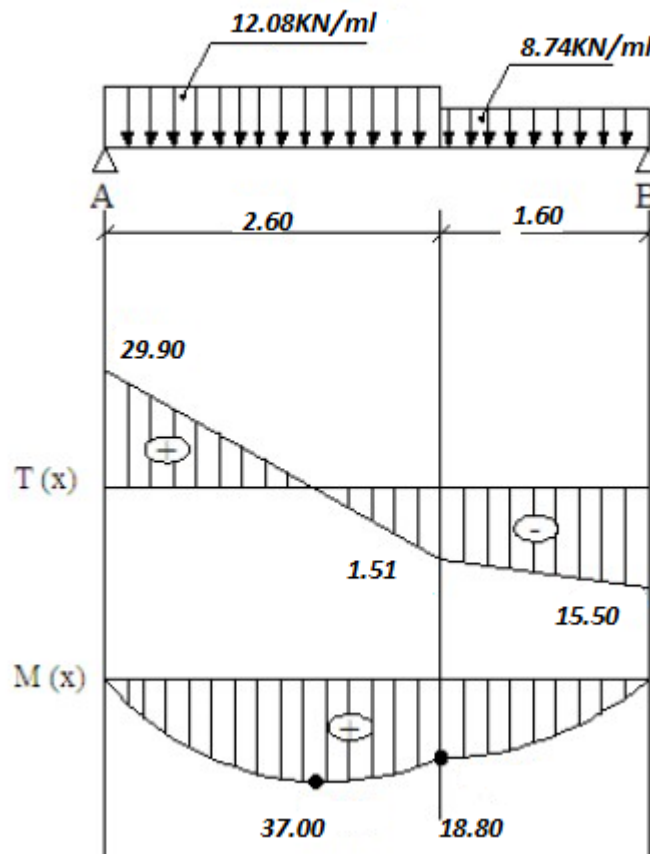


Figure III.10 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

II.2.9. Vérification a l'ELS**1. Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que :

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

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

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

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{bd} = \frac{100.5,65}{100.17} = 0,333$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{31,45 \times 10^3}{0,910.17.5,65} = 359,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{359,81}{40,56} = 8,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{bd} = \frac{100.3,93}{100.17} = 0,231$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{11,10 \times 10^3}{0,923.17.5,65} = 125,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{125,21}{49,93} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée}$$

Conclusion :

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

2. 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 .

- $L=370$ cm : longueur libre de la plus grande travée
- $h=17$ cm : hauteur de la poutre
- $M_t=31,45$ KN.m moment max en travée
- $M_0=37$ KN.m moment max isostatique
- $A=5,65$ cm² section d'armatures en travée
- $f_c=400$ MPa limite d'élasticité de l'acier

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100.17} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{370} = 0,045 < \frac{31,45}{10.37} = 0,085 \text{ condition non vérifiée}$$

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

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

$$y^2 = \frac{S_{xx'} \cdot \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 A_t d}{b h + 15 A_t} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \cdot 5,65 \cdot 17}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 5,65} = 8,90 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (8,90^3 + 8,1^3) + 15 \times 5,65 (8,10 - 3)^2 = 43418 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,08 \times 3,7^4 \times 10^6}{43418 \times 10815,89} = 0,062 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée.

L'escalier sera ferrailé:

- **aux appuis:**

Armatures principales : 5HA12 avec St=20 cm Armatures

secondaires : 5HA10 avec St=20 cm

- **en travée :**

Armatures principales : 5HA12 avec St=20 cm

Armatures secondaires : 5HA10 avec St=20 cm

III.3.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.

III.3.1 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

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

$h_t = 30$ cm

• **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

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

$$9 \leq b \leq 21$$

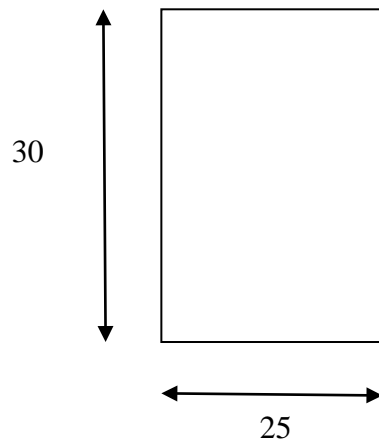
$b = 25$ cm

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

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

$h = 30$ cm et $b = 25$ cm donc la poutre a pour dimensions

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$



III.3.2. Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \cdot 0,25 \cdot 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$

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

Réaction de l'escalier sur la poutre :

à l'ELU : $R_u=21,70 \text{ KN}$, à l'ELS : $R_s=15,50 \text{ KN}$ au niveau du palier .

III.3.3.Calcul a l'ELU :

1.Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u=1,35G+R_u \rightarrow q_u=1,35(1,875+2,832)+21,70 = 28,05 \text{ KN/ml}$

$q_u= 28,05 \text{ KN/ml}$

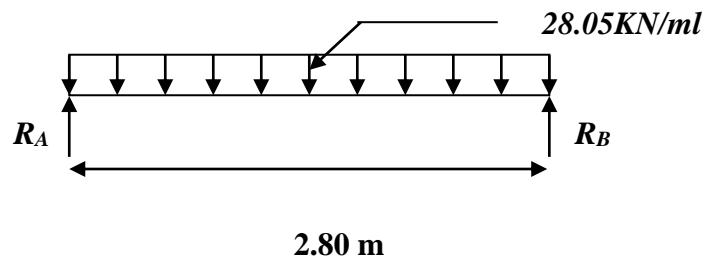


Figure III.11: schéma statique de la poutre palière à l'ELU

2.Calcul des efforts à l'ELU :

Les réactions d'appuis :

$$R_A=R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{28,05 \times 2,8}{2} = 39,27 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_{0u}=M_{UMAX}=\frac{q_u l^2}{8} = 27,48 \text{ KN.ml}$$

Effort tranchant:

$$T_u=T_u^{MAX}=\frac{q_u l}{2} = \frac{28,05 \times 2,8}{2} = 39,27 \text{ KN}$$

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

- Aux appuis : $-0,3M_u^{\max} = -0,3 \cdot 27,48 = -8,24 \text{ KN.m}$
- En travée : $0,85 M_u^{\max} = 0,85 \cdot 27,48 = 23,35 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

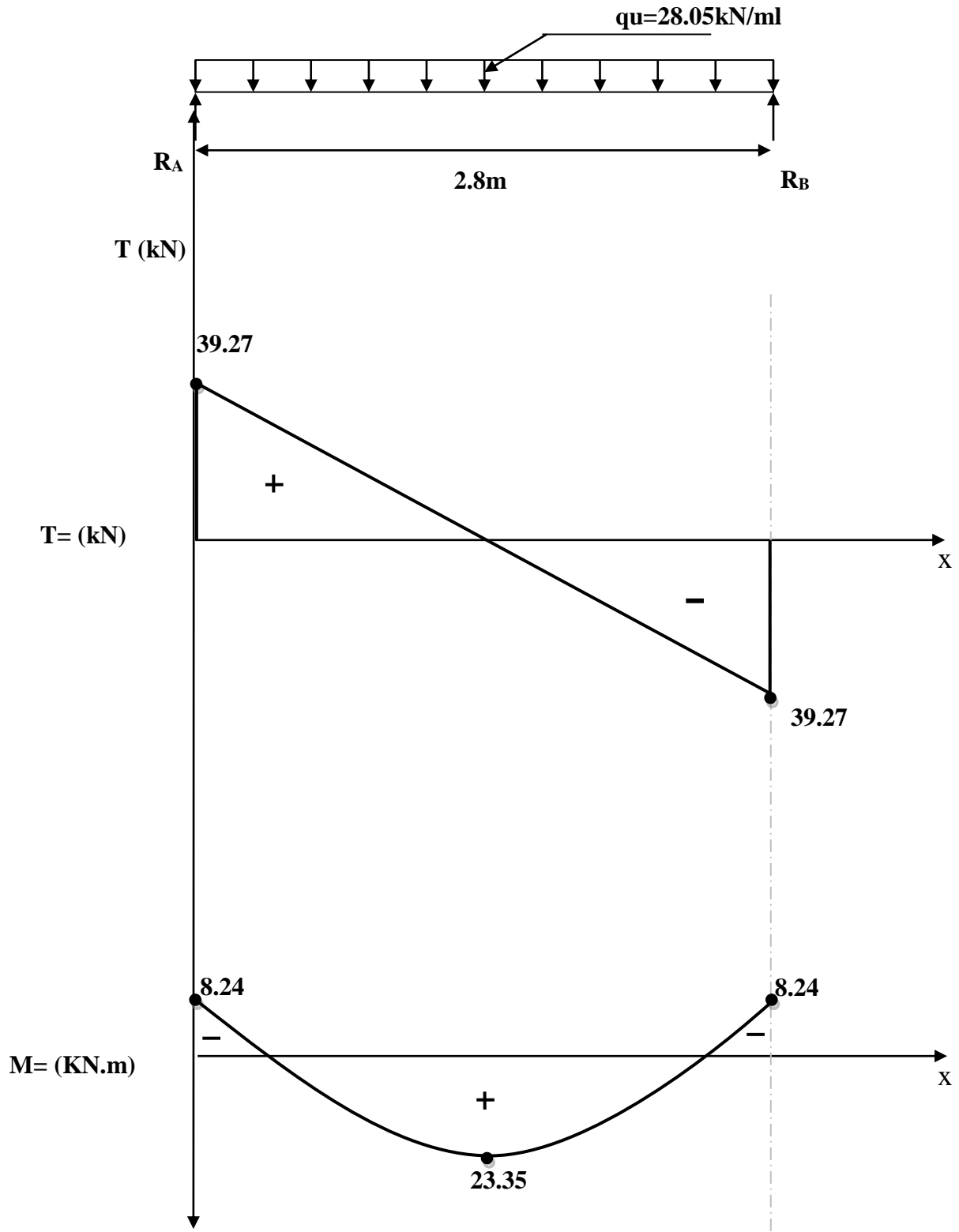
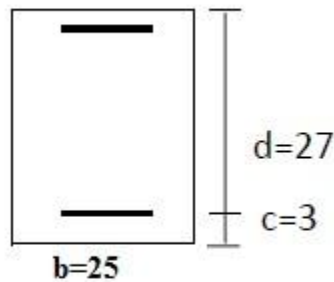


Figure III.12 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures :



• En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{cb}} = \frac{23,35 \cdot 10^3}{25 \times 17^2 \times 14,2} = 0,228 \leq 0,392 \rightarrow \text{SSA}, \mu_b = 0,228 \rightarrow \beta = 0,869$$

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{cb}} = \frac{8,24 \cdot 10^3}{25 \times 17^2 \times 14,2} = 0,080 < 0,392 \text{ SSA}, \mu_b = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958$$

	En travée	Aux appuis
section	$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,35 \cdot 10^3}{0,869 \times 27 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,24 \cdot 10^3}{0,958 \times 27 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$
section adoptées	3HA12=3,39cm ²	3HA12=3,39 cm ²

Tableau III.8 : calcul des armatures

III.3.4. Vérification à l'ELU :

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

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{bd} = \frac{39,27 \times 10^3}{250.270} = 0,581 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont peu préjudiciables.

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

$$\tau_u = 0,581 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{u_{max}}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \quad \text{avec : } u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 3.3.14.1,2 = 11,304.$$

$$\tau_{se} = \frac{39,27 \times 10^3}{0,9 \cdot 270 \cdot 11,304} = 1,42 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

4. 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 $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre+1étrier)8

Espacement des armatures :

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

Soit $S_t = 15cm$

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

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

$2,14MPa > 0,4MPa$ 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) :**

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

Soit : $S_t = 7 cm$

- **En travée (zone courante):**

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

Soit : $S_t = 15 cm$

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

III.3.5.Calcul à l'ELS :

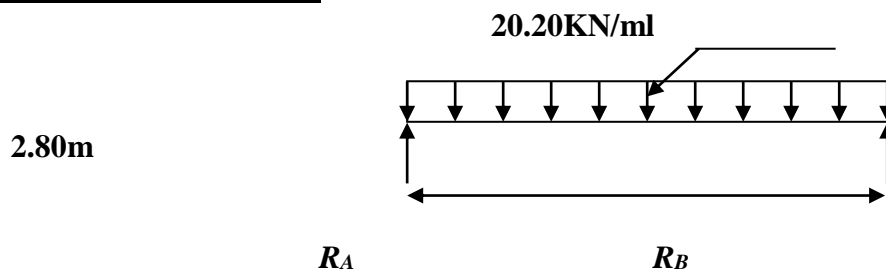


Figure III.13 : schéma statique de la poutre palière a l'ELS

Combinaison de charges :

L'ELS : $q_s = G + R_u \rightarrow q_s = (1,875 + 2,832) + 15,50 = 20,20kN/ml$ Les

réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_{ul} \cdot l}{2} = \frac{20,20 \cdot 2,8}{2} = 28,28 KN$$

Le moment isostatique :

$$M_{Ou} = M_u^{Max} = \frac{qul^2}{8} = \frac{20,20 \times 2,8^2}{8} = 19,79 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant:

$$T_s = T_s^{max} = \frac{qul}{2} = \frac{20,20 \times 2,8}{2} = 28,28 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3M_s^{max} = -0,3 \times 19,79 = -5,93 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_s^{max} = 0,85 \times 19,79 = 16,82 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

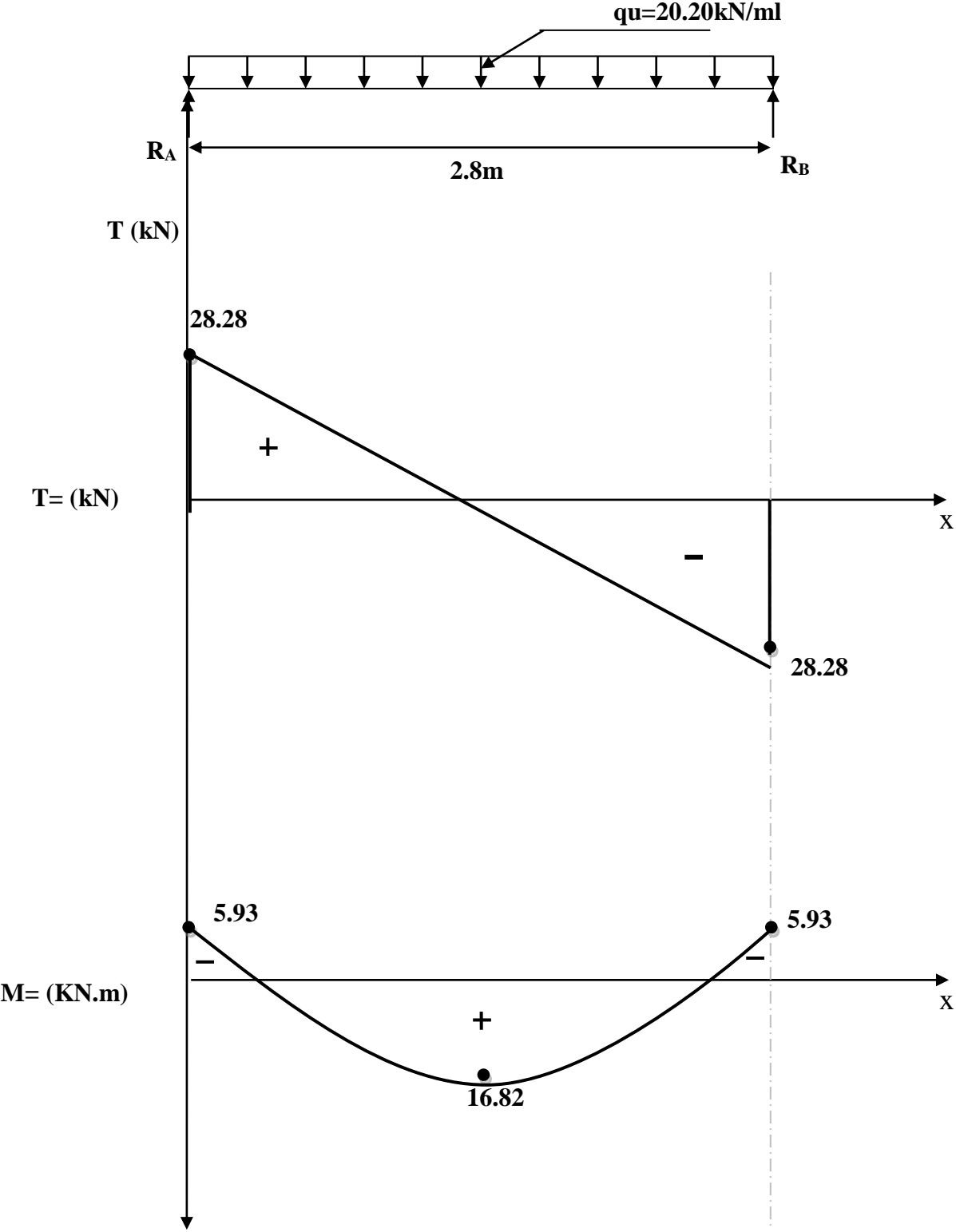


Figure III.14 : diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

III.3.6.Vérification à l'ELS :**1.Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

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

2.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 :

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

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

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

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

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

En travée :

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

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

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

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

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

3.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,82}{10 \times 19,79} = 0,084 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

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

III.4.Les planchers :**III.4.1.Introduction :**

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 T, 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) .

III.4.2.Ferraillage de la dalle de compression :

La table 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 :

- 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 :

1.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 $St = 20 \text{ cm}$.

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

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

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 (5x5x200x200)mm

III.4.3. 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 :

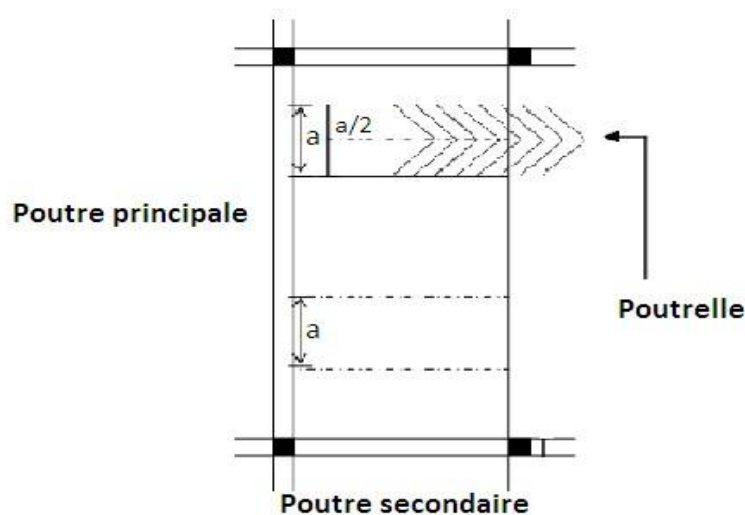
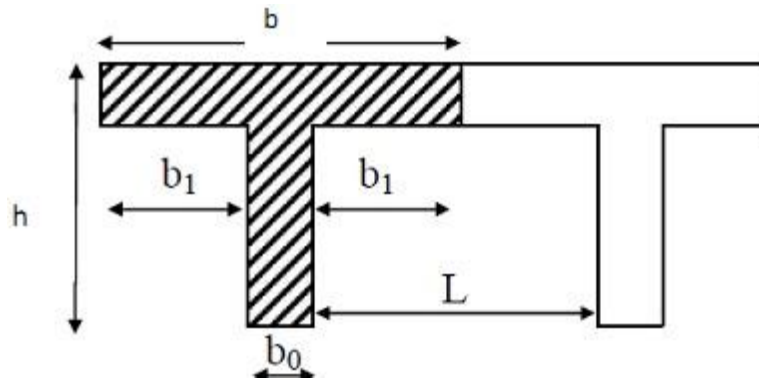


Figure III.15 : disposition des poutres

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.

1. 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)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures $b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 -$

$12) / 2 = 26,5$ cm

***Calcul des chargements :**

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

C-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

III.4.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q = 0,975 \leq m\{2G; 5KN\} = 6,64 \rightarrow$ 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 dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

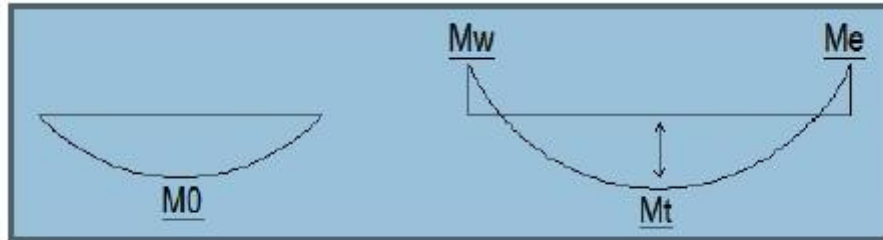
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \frac{3,2}{3,5} = 0,91 \quad \frac{3,5}{3,2} = 1,09 \quad \frac{3,2}{3,5} = 0,91 \quad \frac{3,5}{3,2} = 1,09 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable → 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 fixé 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 :

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

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

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

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rives.

a. Calcul du rapport α :

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

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

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

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

b. Calcul des moments fléchissant :**1. Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$$M_{01} = M_{03} = M_{05} = \frac{ql}{8} = \frac{7,89 \times 3,2}{8} = 10,09$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql}{8} = \frac{7,89 \times 3,5}{8} = 12,03$$

2. Calcul des moments sur les appuis:

$$M_A = M_F = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10,09 = 3,03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5(M_{02} = 0,5 \times 12,03 = 6,015 \text{ KN.m})$$

$$M_C = M_D = 0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 12,03 = 4,82 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments en travée:**Travée AB :**

;

$$\bullet \quad M_t \geq \{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_0 - \frac{3,03 + 6,015}{2} ;$$

$$M_t = 6,22 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,633}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 10,09 \text{ dans une travée de rive}$$

$$M_t = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,22 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tAB}=M_{tEF}=6,22 \text{ KN.m Travée}$$

BC :

$$\bullet M_t \geq \{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_o - \frac{6,015 + 4,82}{2}$$

$$M_t = 7,40 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,633}{2} M_o = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 12,03 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7,40 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tBC}=M_{tGH}=7,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t \geq \max\{1,05; (1 + 0,3 \times 0,22)\} M_o - \frac{4,82 + 4,82}{2}$$

$$M_t = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,533}{2} M_o = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} 10,09 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,93 \text{ KN.m}$$

c. 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 :

$$T_A = \frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-6,015) - (-3,03)}{3,2}$$

$$T_A = 8,59 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-6,015) - (-3,03)}{3,2}$$

$$T_B = -10,45 \text{ KN}$$

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

Travée BC :

$$T_B = \frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,82) - (-6,015)}{3,2}$$

$$T_B = 9,89 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,82) - (-6,016)}{3,2}$$

$$T_C = -9,15 \text{ KN}$$

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

Travée CD :

$$T_C = \frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = \frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,2}$$

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

$$T_D = -\frac{qul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} = -\frac{5,95 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,82) - (-4,82)}{3,20}$$

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

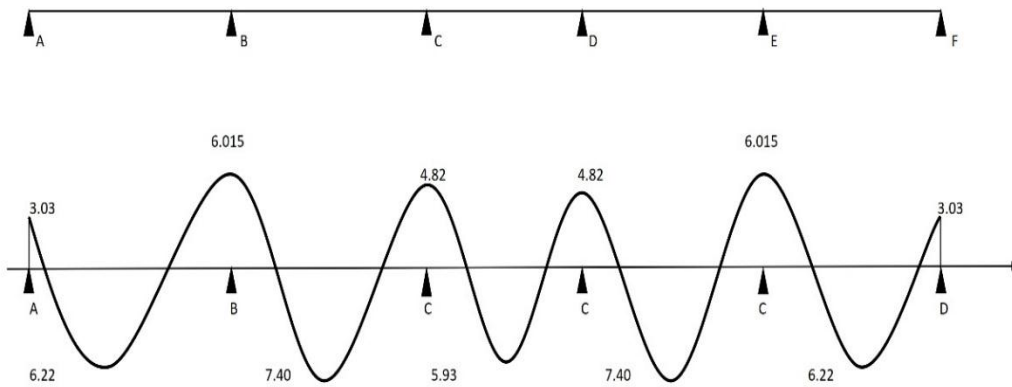


Figure II : Diagramme des moments fléchissant du plancher

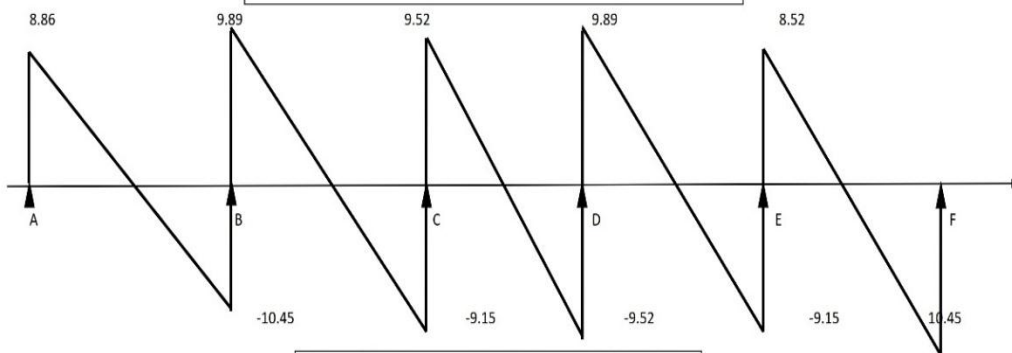
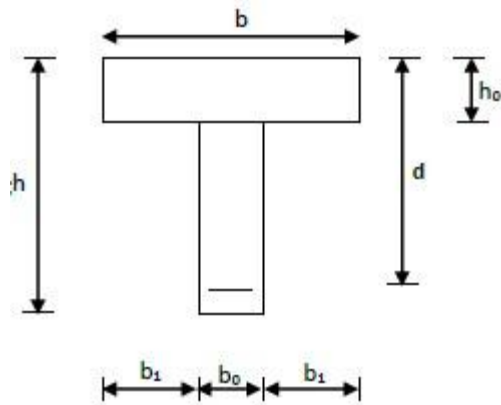


Figure III : Diagramme des efforts tranchant du plancher

d. Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum ,qui correspond à la plus grande travée $M_t^{max} = 7,40 \text{ KN.m}$; $M_a^{max} = 6,01 \text{ KN.m}$



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 inférieurs 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 :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{0}\right) = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{0}\right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 7,40 \text{ KN.m} < 59,07 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_u = 7,40 \text{ KN.m}$$

$$u_t = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,40 \times 10^3}{65 \times 14,2 \times 18^2}, u_t = 0,024 < u_{l=0;392}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

Les armatures nécessaires (traction):

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_t} = \frac{7,40 \times 10^3}{0,988 \times 348 \times 18} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$M_a = 6,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6,01 \times 10^3}{12 \times 14,2 \times 18^2} = 0,108 < \mu_{l=0;392}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,01 \times 10^3}{0,943 \times 348 \times 18} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

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 :

$A_t=2\text{HA}6=0,56\text{ cm}^2$ l'espacement des armatures transversales :

$s_t \leq m(0,9d; 40\text{cm})=16,2\text{ cm}$ on opte

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

III.4.5.Vérification à l'ELU :**1.Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min}=0,23.b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}=0,23 \times 12,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min}=0,26\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 2,35\text{cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 2,35\text{cm}^2 & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

2.Vérification de l'effort tranchant :

En travée :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2b \cdot 0,9d} = \frac{9,76(650-120)}{40 \cdot 2 \cdot 650 \cdot 162} = 0,61\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,61\text{ MPa} \leq \tau_u^- = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée Aux}$$

appuis :

$$\tau_u = \frac{2T_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 9,76 \times 10^3}{120 \cdot 162} \leq \frac{0,8 \cdot 25}{1,5}$$

$$\tau_u = 1,004\text{MPa} < 13,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. 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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{9,76 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,45 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

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

4. 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 :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \quad \text{avec : } u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 2 \cdot 3,14 \cdot 1,0 = 33,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,76 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 33,4} = 0,96 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,96 \text{ MPa} \leq \tau_{se}^- = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

5. Ancrage des barres : (BAEL91.Art. A-6-1-2)

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

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

Forfaitairement : $L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 35,27 \text{ cm} = 14,108 \text{ cm}$$

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

III.4.6. 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 :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_{sk}$$

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 $A_s = 3\phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0 d} = \frac{100.2,35}{12.18} = \frac{235}{216} = 1,0879$$

$$\beta_1 = 0,856 \quad \alpha_1 = 0,432$$

$$\frac{\alpha_1}{k=15(1-\alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,0507$$

la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{2,74 \cdot 10^6}{0,856 \cdot 180 \cdot 235} = 75,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 75,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0,0507 \times 75,67 = 3,83 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

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.

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.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{3,65}{10 \times 59,07} = 0,006 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

$$A_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,65 \cdot 10^3}{0,856 \cdot 18 \cdot 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,68}{18 \times 12} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

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 : $A_a = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$ -

Armatures transversales :

$A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier); $St = 15 \text{ cm}$

III.5. Les dalles pleines (loggia):

III.5.1. Introduction :

Les balcons de cet ouvrage, sont en dalle pleine et considérés comme des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive.

Les balcons sont soumis à une charge concentrée verticale (P), due au poids propre du garde-corps et une charge horizontale (F) due à la main courante engendrant un moment (M) au niveau de l'encastrement et aux charges et surcharges qui leurs reviennent.

→ Ces dimensions sont :

- Largeur = 3.25m
- Longueur = 1.30m
- Un garde de corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$, en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

→ On prend $e = 15 \text{ cm}$ (déterminée dans le chapitre II)

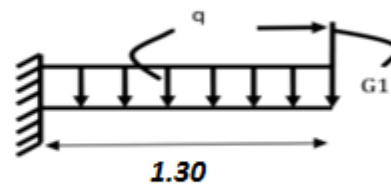
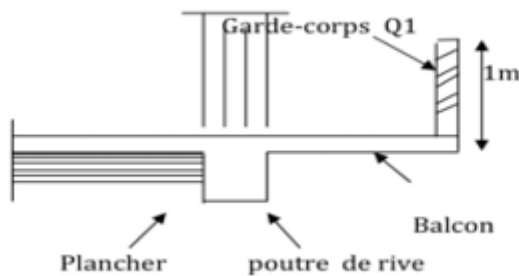


Figure III.18 : Coupe verticale d'un balcon Figure III.19 : Schéma statique du balcon

q : charge pondérée de la dalle.

$Q1$: charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

$G1$: poids propre du garde-corps.

III.5.2. Détermination des charges :

1. Charge permanentes :

La charge permanente des balcons en dalle pleine est calculée dans le chapitre II

$G_b = 5.35 \text{ KN/m}^2$.

2. Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Eléments	Charge permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN /m ²)
Brique (ep=0.1m)	9 x 0.1	0.9
Enduit de ciment (ep=2cm)	18 x 0.02 x 2	0.72
La charge totale G		1.62

Tableau III.9 : Charge permanentes des balcons.

3. surcharge d'exploitation :

Charge due à la main courante Q1 = 1KN/m²

Charge d'exploitation du balcon Q = 3,5 KN/m².

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$$G = 5.35 \text{ KN/ml.}$$

$$G1 = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

$$Q1 = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

III.5.3. Combinaison de charges :

A l'ELU :

- **Dalle:** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5.35) + (1,5 \times 3,5) = 12.472 \text{ KN/ml}$
- **Garde corps:** $q_{u1} = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$
- **Main courante :** $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :

- **Dalle:** $q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$
- **Garde corps:** $q_{s1} = G1 = 1.62 \text{ KN}$
- **Main courante :** $q_{s2} = Q1 = 1 \text{ KN/ml}$

III.5.4. Ferrailage du balcon :

1. calcul du moment sollicitant :

A l'ELU

$$\diamond \text{ Moment du a la charge } q_u : M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$$

❖ Moment dû au poids du garde-corps : $M_2 = q_{u1} \cdot l$.

❖ Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H$.

Le moment total est :

$$M_u = M_1 + M_2 + M_3$$

$$M_u = \frac{12.4725 \times (1.30)^2}{2} + 2.187 \times 1.30 + 1.5 \times 1 = 14.882 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 14.882 \text{ KN.m.}$$

A l'ELS

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.30)^2}{2} + 1.62 \times 1.30 + 1 \times 1 = 10.58 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.58 \text{ KN.m.}$$

2. Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Armature principale :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le calcul du ferrillage portera sur une bande de 1 m de largeur en flexion simple.

$$c = 2 \text{ cm}, d = h - c = 13 \text{ cm}$$

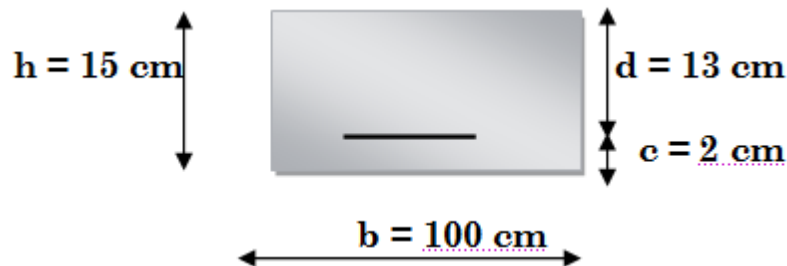


Figure III.20 : Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.882 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0,062 < \mu_l 0.392$$

Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{14.882 \times 10^6}{0,968 \times 130 \times 348} = 339.83 \text{ mm}^2 = 3.398 \text{ cm}^2$$

On adopte \longrightarrow 4HA12 = 4.52 cm² avec $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte \longrightarrow 4HA8 = 2.01 cm avec un espacement de 25cm.

III.5.5.Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 art 4.21) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times bd = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13$$

$$A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{st} = 4.52\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} < A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99 art. A.5.1.21)

$$T_u = qu \times l + qu1 = 12.4725 \times 1.3 + 2.189$$

$$T_u = 18.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{18.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.14 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement ; donc, il n'y a pas lieu de calculer les armatures transversales.

3. Vérification d'entraînement des barres : (BAEL 91 modifié 99 art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = 4 \times 1,2 \times 3,14 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.40 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,043 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. Ancrage des barres :(BAEL 91 modifié 99 art A.6.1.22)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 \times L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, nous prenons: } L_c = 20 \text{ cm}$$

5. Vérification de l'écartement des barres : (BAEL 91 modifié 99, art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures de répartition: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.6.Vérification à L'ELS :

- **Dalle:** $q_s = G + Q = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml}$

- **Garde corps:** $q_{s1} = G1 = 1,62 \text{ KN}$

- **Main courante :** $q_{s2} = Q1 = 1 \text{ KN/ml}$

$$M_s = 10,58 \text{ KN.m.}$$

1. Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91)**a. Contrainte dans l'acier**

Nous devons s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,3477 \rightarrow \beta = 0,9083 \rightarrow K_1 = 39,61$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10,58 \times 10^3}{0,9083 \times 13 \times 4,52} = 198,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198,23 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta ft 28})\right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 198.23 \text{ Mpa}$ (D'après le calcul précédent).

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{198.23}{39.61} = 5.183 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99) :

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > 0,0625 \rightarrow$ condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{9.50}{10 \times 9.5} = 0,1 \rightarrow$ condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ condition vérifiée

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

III.5.8. Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armature principales : 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement st = 25 cm.

Armature de répartition : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement st = 25 cm.

III.6. La dalle salle machine :

III.6.1 calcul de la dalle salle machine :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni d'un dispositif de sécurité.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Les caractéristiques de l'ascenseur:

Notre immeuble est constitué d'une cages d'ascenseurs, de vitesse d'entraînement $V=(1\text{m/s})$, la surface de la salle machine est de 2.941m^2 ($1.7\text{m}\times 1.73\text{m}$),

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

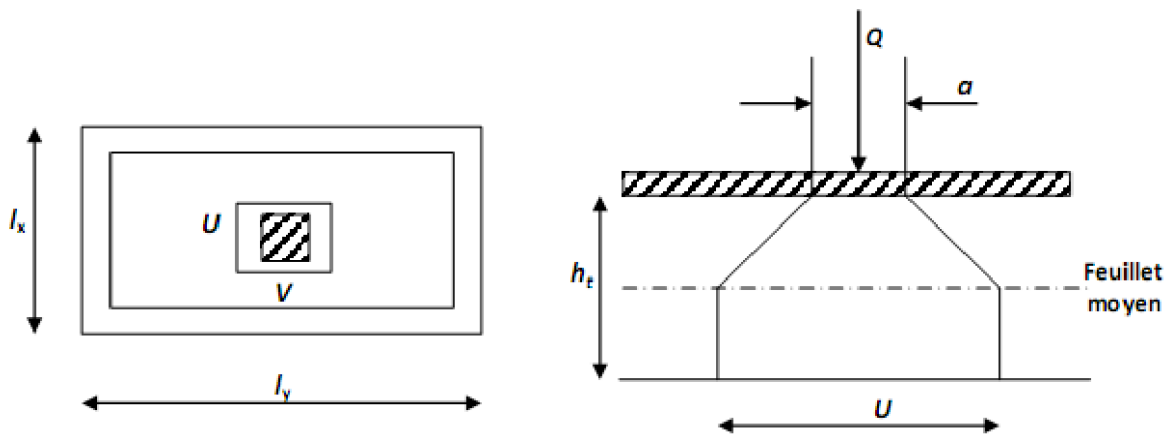


Figure III.21 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

1.Calcul de l'épaisseur la dalle :

a) Pré dimensionnement :

$$\begin{cases} l_x = 1.7 \text{ m} \\ l_y = 1.73 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = 2.941\text{m}^2.$$

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{173}{30} = 5.76\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : grande portée du panneau.

N.B : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

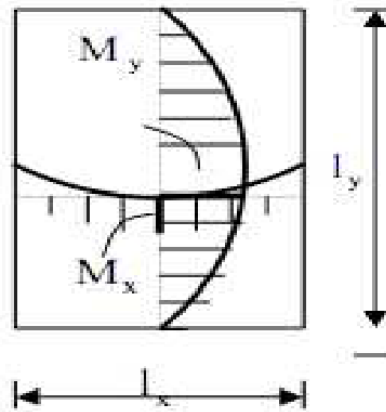


Figure III.22 : Répartition des moments.

2. Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{1.73} = 0,98.$$

$0.4 < \rho < 1.$ ———> La dalle travaille dans les deux sens.

❖ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$ ———> Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x$ ———> Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport coefficient ρ_x et du coefficient de poisson ν .

Avec :

q: charge uniformément répartie sur toute la dalle

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

• **Etats limites ultime : $\nu = 0$**

$$\rho_x = 98 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0385 : \\ \mu_y = 0.956 \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$q_u = 1.35 (3.75) + 1.5 (1) = 6.562 \text{ KN/ml.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ux1} = 0.0385 \times 6.562 \times (1.70)^2 = 0.73 \text{ KN.m.} \\ M_{uy1} = 0.956 \times 0.7 = 0.67 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

- **Etats limites de services : $\nu = 0.2$.**

$$\rho_x = 1 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{array} \right.$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sx1} = 0.0459 \times 4.75 \times (1.70)^2 = 0.63 \text{ KN.m.} \\ M_{sy1} = 0.63 \times 0.970 = 0.61 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

❖ **Moments dus à la charge localisée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = P (M_1 + \nu M_2). \\ M_y = P (\nu M_1 + M_2). \end{array} \right.$$

Avec :

M_1, M_2 sont des coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V coté de rectangles sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\xi e_0 + h_0. \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + h_0. \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi : \text{dépend de la nature de revêtement} \quad \xi = 1 \text{ pour un revêtement en béton.} \\ \xi = 0.75 \text{ pour un revêtement moins résistant} \\ \text{Dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton} \longrightarrow \xi = 1. \end{array} \right.$$

e_0 : étant l'épaisseur du revêtement $\rightarrow e_0 = 5 \text{ cm.}$

h_0 : Epaisseur de la dalle $\rightarrow H_0 = 15 \text{ cm.}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P .

➤ **Application numérique :**

$$U = 80 + 2.1.0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m.}$$

$$V = 80 + 2.1.0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m.}$$

➤ Evaluation des moments fléchissant M_x et M_y du au système le lavage :

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

Avec:

ν : coefficient de poison.

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

- $\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.70} = 0.6$

Après interpolation on trouve



$$\left[\begin{array}{l} M_1 = 0.078 \\ M_2 = 0.0742 \end{array} \right.$$

- $\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.73} = 0.6$

- $\rho = 0.98$

- **Etats limites ultime (ELU) : ($\nu = 0$)**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.078 = 9.447 \text{ KN.m.}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0742 = 9.0153 \text{ KN.m.}$$

- **Etats limites de services (ELS) : ($\nu = 0.2$)**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.078 + 0.2 \times 0.0742) = 8.356 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sy2} = P_s (\nu M_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.078 + 0.0742) = 8.082 \text{ KN.m.}$$

3. Superposition des moments: ²➤ **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.73 + 9.447 = 10.177 \text{ KN.m.}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.67 + 9.0153 = 9.685 \text{ KN.m.}$$

➤ **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.63 + 8.356 = 8.986 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.61 + 8.082 = 8.692 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

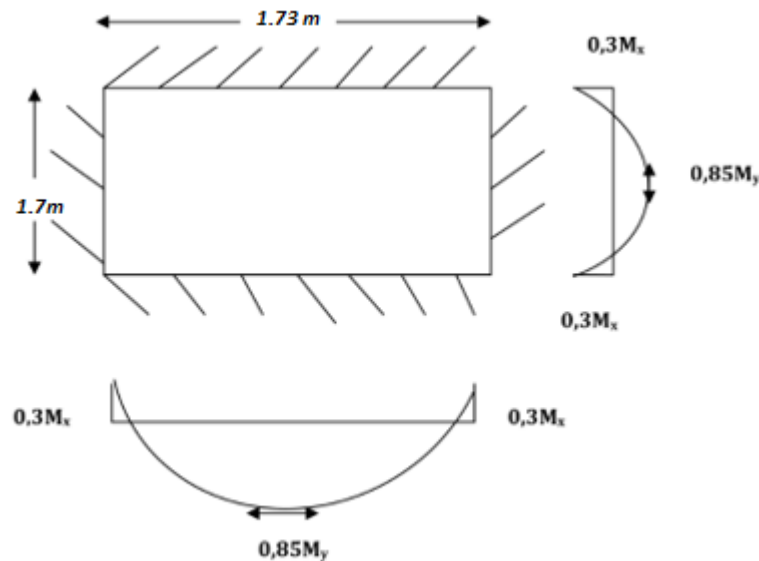


Figure III.23 : Distribution des moments sur le panneau.

4. Ferrailage de la dalle :➤ **Dans le sens X-X :** (suivant la petite portée)

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

- Aux appuis : $M_x^a = 0.3 \times 10.177 = 3.053 \text{ kN.m.}$
- En travée : $M_x^t = 0.85 \times 10.177 = 8.65 \text{ kN.m.}$

✓ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.053 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,013 < \mu_l = 0.392$$

→ Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935.$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{3.053 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

✓ En travée :

$$\rightarrow \mu_t = \frac{8.65 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

Section simplement armée.

$$\mu_t = 0.036 \rightarrow \beta = 0,982.$$

$$A_t = \frac{8.65 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

➤ Dans le sens Y-Y : (suivant la grande portée)

- Aux appuis : $M_y^a = 0.3 \times 9.685 = 2.905 \text{ kN.m.}$
- En travée : $M_y^t = 0.85 \times 9.685 = 8.232 \text{ kN.m.}$

✓ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.905 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_l = 0.392$$

→ Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{2.905 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte \longrightarrow 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

✓ En travée :

$$\mu_t = \frac{8.232 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

\longrightarrow Section simplement armée.

$$\mu_t = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983.$$

$$A_t = \frac{8.232 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte \longrightarrow 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

Conclusion :

Zones	Sens	M _U [KN.m]	μ	B	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	Ferraillage Choisis	S _t [cm]
Sur appuis	X-X	3.053	0.013	0.9935	0.68	3.14	4HA10	25
	Y-Y	2.905	0.012	0.994	0.65	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	8.650	0.036	0.982	1.95	3.14	4HA10	25
	Y-Y	8.232	0.034	0.983	1.85	3.14	4HA10	25

Tableau III.10 : Le ferrailage à l'ELU.

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées ; toutes les armatures de flexion située dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.5.2. Vérification :**1. Vérification à l'ELU :****a) Espacements des armatures : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée \longrightarrow min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire \longrightarrow min (3h, 33 cm).

Sens x-x :

Armatures: $St = 25 \text{ cm} \leq \min (30, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Sens y-y :

Armatures: $St = 25 \text{ cm} < \min (45, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, **donc :**

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

c) Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho_x)}{2}$$

$\omega_x = \frac{A_{\min}}{S}$: Pourcentage d'acier égale au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \text{ ‰} \Rightarrow \text{pour les ronds lisses.} \\ 0,8 \text{ ‰} \Rightarrow \text{pour HA FeE 400 ou treillis soudé dont le } \varnothing > 6 \text{ mm.} \\ 0,6 \text{ ‰} \Rightarrow \text{pour HA FeE 500 ou treillis soudé dont le } \varnothing \leq 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$\omega_x \geq 0,0008 \frac{(3 - 0,98)}{2} = 0,0008$$

$$A_{\min} = \omega_x \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t$$

En travée :

$$A_x = 3.14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{\min}$$

aux appuis :

$$A_x = 3.14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{\min}$$

 $A_{\min} < A_t$ Condition vérifiée.**d). Vérification de la Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57 \text{KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57 \text{KN}$$

$$\bullet \quad 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{MPa.}$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{MPa}$$

 $\tau_u = 0.296 \text{MPa} \leq 1.16 \text{MPa.} \longrightarrow$ Condition vérifiée.**Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec: Q_u : Charge de calcul à l'ELU. h : épaisseur totale de la dalle. U_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{m.}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{KN/ml.}$$

$$0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{KN.}$$

 $121.5 \text{KN} < 472.5 \text{KN} \longrightarrow$ Condition est vérifiée.

2. Vérifications à l'état limite de service :**Les moments :**

✓ Le sens x-x :

Aux appuis : $M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.986 = 2.695 \text{ KN.m}$ En travée : $M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.986 = 7.638 \text{ KN.m}$

✓ Le sens y-y :

Aux appuis : $M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.692 = 2.607 \text{ KN.m}$ En travée : $M_y^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.692 = 7.388 \text{ KN.m}$ **a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :*****Contrainte de compression dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

***Contrainte de compression dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa.}$$

On calcul : $\rho = \frac{100 \times A_s}{db_0}$ puis on déduit (k, β_1)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Sens	M_s [KN.m]	ρ_1	β_1	K	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	Observation
Aux appuis	X-X	2.695	0.242	0.9215	48.695	71.645	1.47	C V
	Y-Y	2.607	0.242	0.9215	48.695	69.306	1.42	C V
En travée	X-X	7.638	0.242	0.9215	48.69 5	203.053	4.16	C V
	Y-Y	7.388	0.242	0.9215	48.69 5	196.407	4.03	C V

Tableau III.11 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

σ_{bc} : contrainte dans le béton.

σ_{st} : contrainte dans l'acier.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \text{ et } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{170} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{170} = 0,088 \geq \frac{8,650}{20 \times 7,638} = 0,056 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{3,15}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (**La flèche est vérifiée**)

III.5.3.Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x**
 - . **En travée :** 4HA 10 /ml= 3.14 cm² (S_t= 25 cm).
 - . **Aux appuis :** 4HA 10/ml= 3.14 cm² (S_t= 25 cm).
- **Sens y-y**
 - . **En travée :** 4HA 10/ml = 3.14 cm² (S_t= 25 cm).
 - . **Aux appuis :** 4HA 10/ml = 3.14 cm² (S_t= 25 cm).

III.7.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).

III.7.1.Pré-dimensionnement de la poutre :

$$L_{\max}=350-25=325\text{cm}$$

La hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.6 \text{ cm} \leq h \leq 32.5\text{cm}$$

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

La largeur de la poutre est :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

On opte pour : **$b=25\text{cm}$**

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

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

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

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

Donc on adopte : **PC(25x30)cm²**

III.7.2. Détermination des charges :**1. 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 : $2,4 \times (3,06 - 0,25 / 2) = 7,04 \text{ KN/ml}$

Le poids propre du plancher : $5,06 \times 0,65 / 2 = 1,64 \text{ KN/ml}$

$$G_p = 10,55 \text{ KN/ml}$$

2. Surcharge d'exploitation :

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

3. Combinaison de charge :

A l'ELU :

- $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 10,55) + (1,5 \times 0,48) = 14,96 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS :

- $q_s = G + Q = 10,55 + 0,48 = 11,03 \text{ KN/ml}$.

III.7.3 Calcul à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

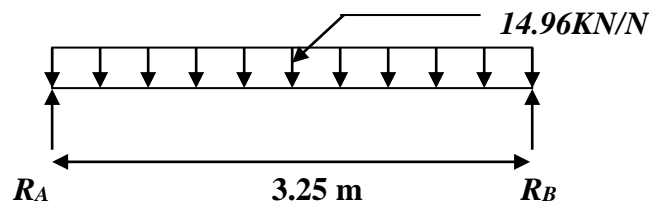


Figure III.24 : Schémas statique de la poutre palier à l'ELU.

1. Calcul des efforts internes :

• Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,96 \times 3,25}{2} = 24,31 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 24,318 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.96 \times 3.25}{2} = 24.31 \text{ kN.}$$

$$T_u^{\max} = 24.31 \text{ kN.}$$

$$T(x) = -14.96x + 24.31 \quad \text{Pour} \\ x = 3.25 \text{ m} \quad T(x) = -24.31 \text{ kN.}$$

$$x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(x) = 24.31 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14.96 \times (3.25^2)}{8} = 19.75 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 19.75 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0,3 M_u = -0,3 \times 19.75 = -5.925 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 19.75 = 16.79 \text{ kN.m}$$

2. Diagramme des efforts interne :

❖ sont sur le diagramme suivant

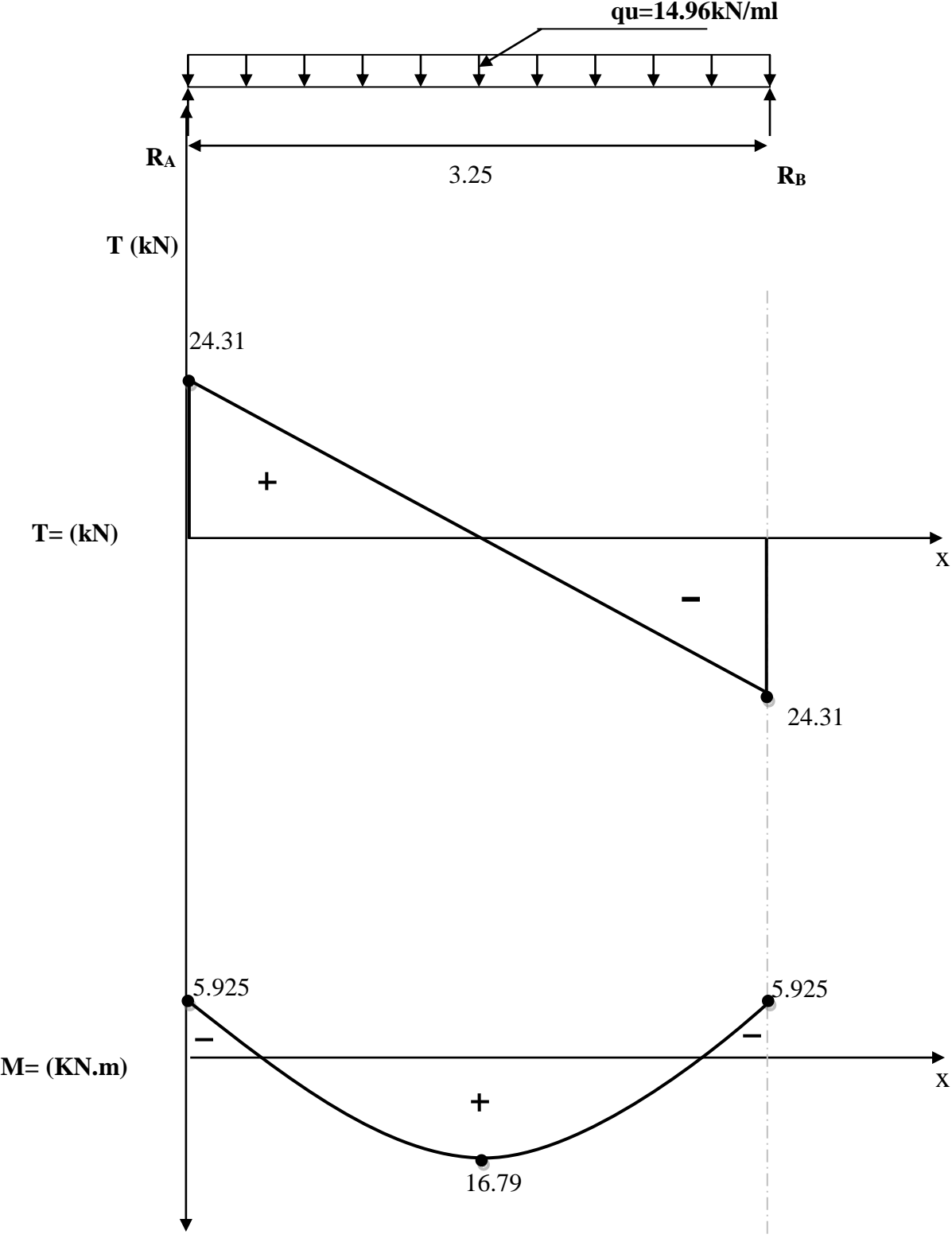


Figure III.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.7.4. Calcul des armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm, } b = 25 \text{ cm.} \\ d = 28 \text{ cm, } c = 2 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Aux appuis :²**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.925 \times 10^3}{25 \times (28^2) \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.020 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.925 \times 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.79 \times 10^3}{25 \times (28^2) \times 14,2} = 0,060 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.060 \longrightarrow \beta = 0.969.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.79 \times 10^3}{0,969 \times 28 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

III.7.5.Vérification à L'ELU:**1.Condition non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis**

$$A_{\min} < A_a \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$A_{\min} < A_t \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$= \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{24.31}{25 \times 28} = 0,035 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2.Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.31}{0,9 \times 280 \times 94.2} \times 10^3 = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7.6.Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 art A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 10; 2.5) = 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm²**.

b) Espacement max des armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(25.2 ; 40) = 25.2 \text{ cm}$$

Soit $\longrightarrow S_t = 30 \text{ cm}$.

c) Exigence du RPA pour les aciers transversaux (Art 7.5.2.2/RPA2003).

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 10\phi_a ; 30\right) = \min(7.5 ; 10 ; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

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

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

Selon le **RPA 99** la section d'armature transversale doit vérifier:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.6.1.22) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobiliser.

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}.$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835.$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}.$$

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1, 253) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$\ell_c = 0,4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}.$$

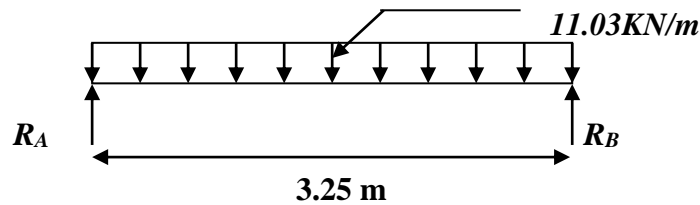
III.7.7. vérification à L'ELS :

Figure III.26 : Schémas statique de la poutre palier à l'ELU.

1. Calcul des efforts internes :

- Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,03 \times 3,25}{2} = 17,92 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 17,92 \text{ kN}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,03 \times 3,25}{2} = 17,92 \text{ kN.}$$

$$T_s = 17,72 \text{ kN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,03 \times (3,25^2)}{8} = 14,56 \text{ kN. m}$$

$$M_s = 14,56 \text{ kN. m.}$$

- En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_{SA} = -0,3 M_s = -0,3 \times 14,56 = -4,368 \text{ kN. m}$$

$$M_{St} = 0,85 M_s = 0,85 \times 14,56 = 12,376 \text{ kN. m}$$

2. Diagramme des efforts interne :

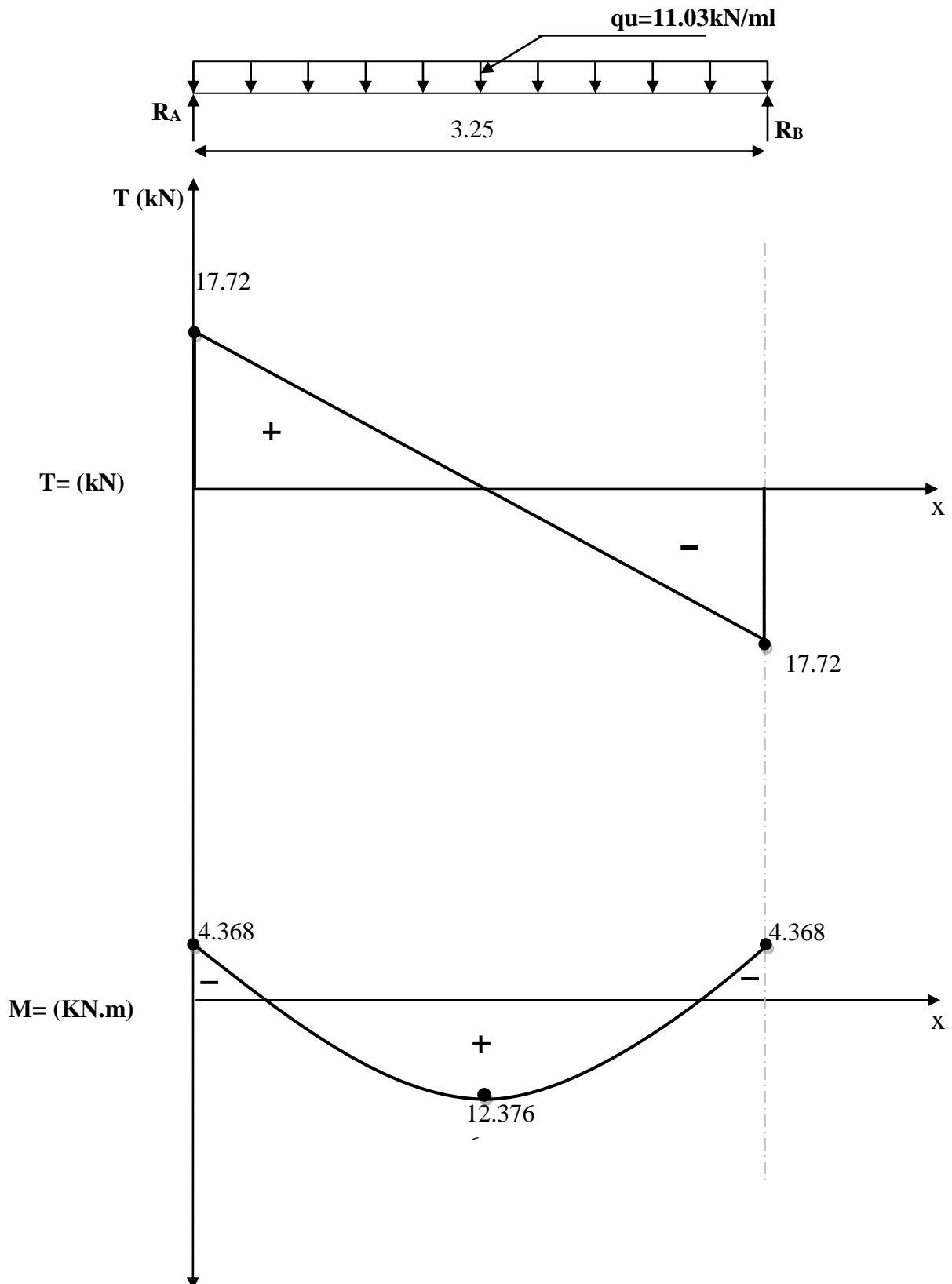


Figure III.27 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

3. Vérification des contraintes :**a) La contrainte dans l'Acier:**

Aucune vérification n'est nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

ùù

d) Etats limite de compression dans le béton (BAEL 91 modifié 99 Art. A 4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

- **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 2.35 \text{ cm}^2. \\ M_{st} = 12.376 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335.$$

$$\rho = 0.335. \longrightarrow \beta = 0.910 \text{ K} = 40.56.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{12.376 \times 10^6}{0.910 \times 280 \times 235} = 206.68 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{206.68}{40.56} = 5.095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 2.35 \text{ cm}^2. \\ M_{sa} = 4.368 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 28} = 0.084.$$

$$\rho = 0.084 \longrightarrow \beta = 0.951 \text{ K} = 87.0.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{4.368 \times 10^6}{0.951 \times 280 \times 235} = 69.80 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{69.80}{87.0} = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de la flèche :(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes

Sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=3.25 m)

Mt : moment max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=25 cm)

d : hauteur utile (d=28cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0,092 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{12.376}{10 \times 14.56} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{2.35}{25 \times 28} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

En travée : 3HA10

Aux appuis : 3HA10

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 : n

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 v9.7.0.

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 9.7.0. 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:

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).
- 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 :

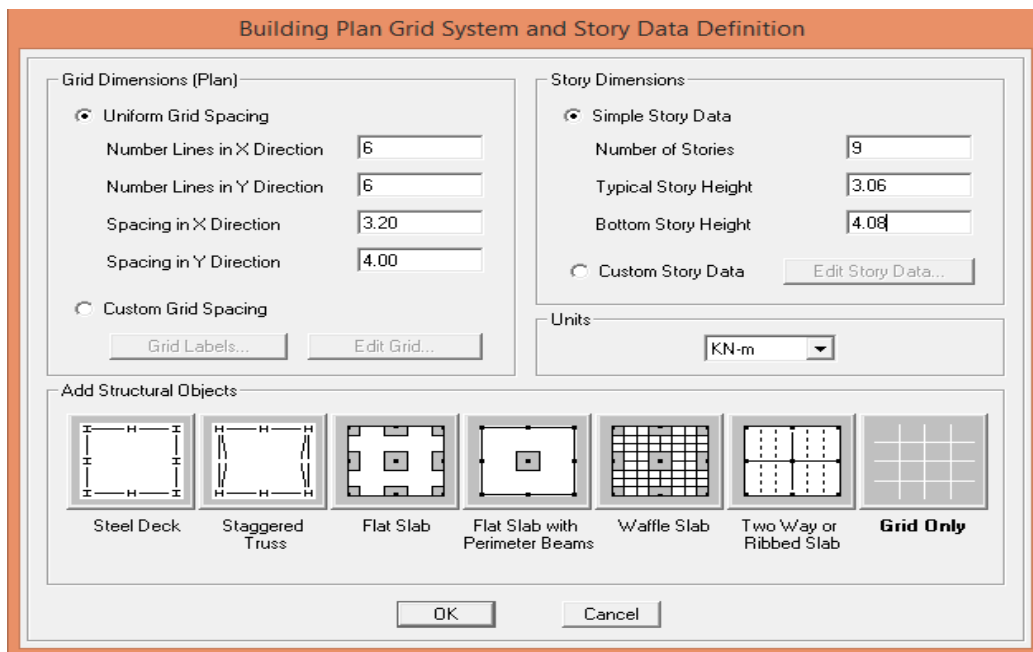
➤ file →new model→ → No custom grid spacing

cette étape permet d'introduire :

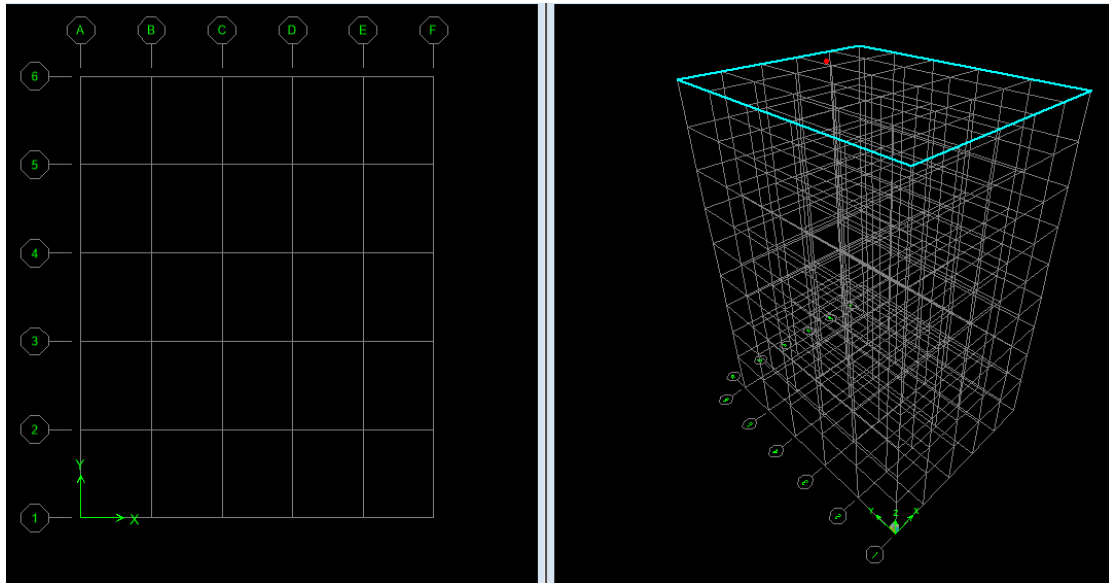
- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



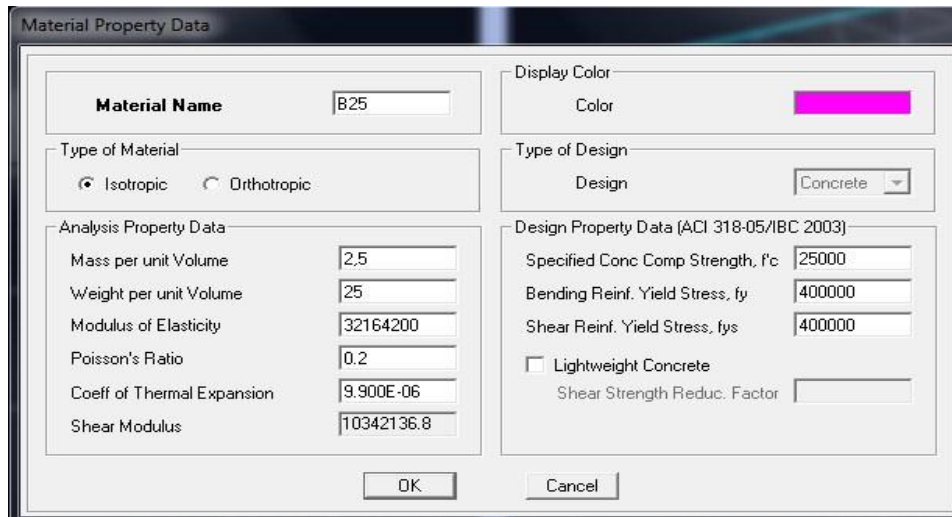
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



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

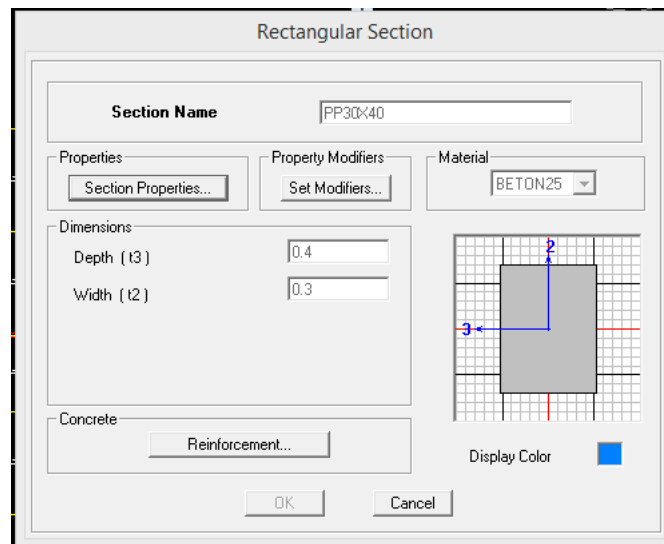


IV.5. Spécification des propriétés géométriques des éléments

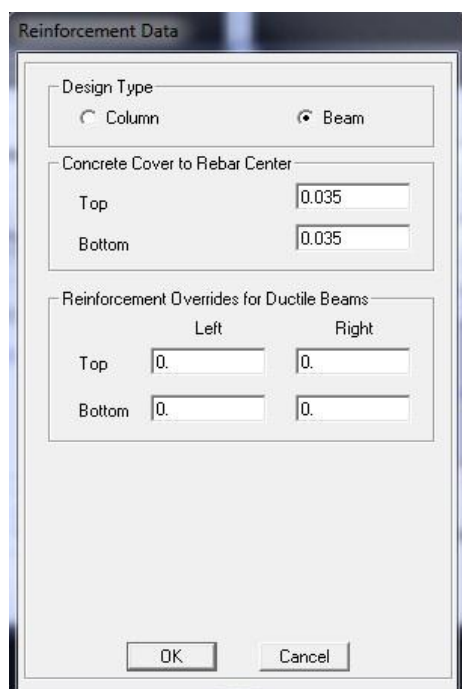
(Poteaux, poutres, voiles...) :

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 :

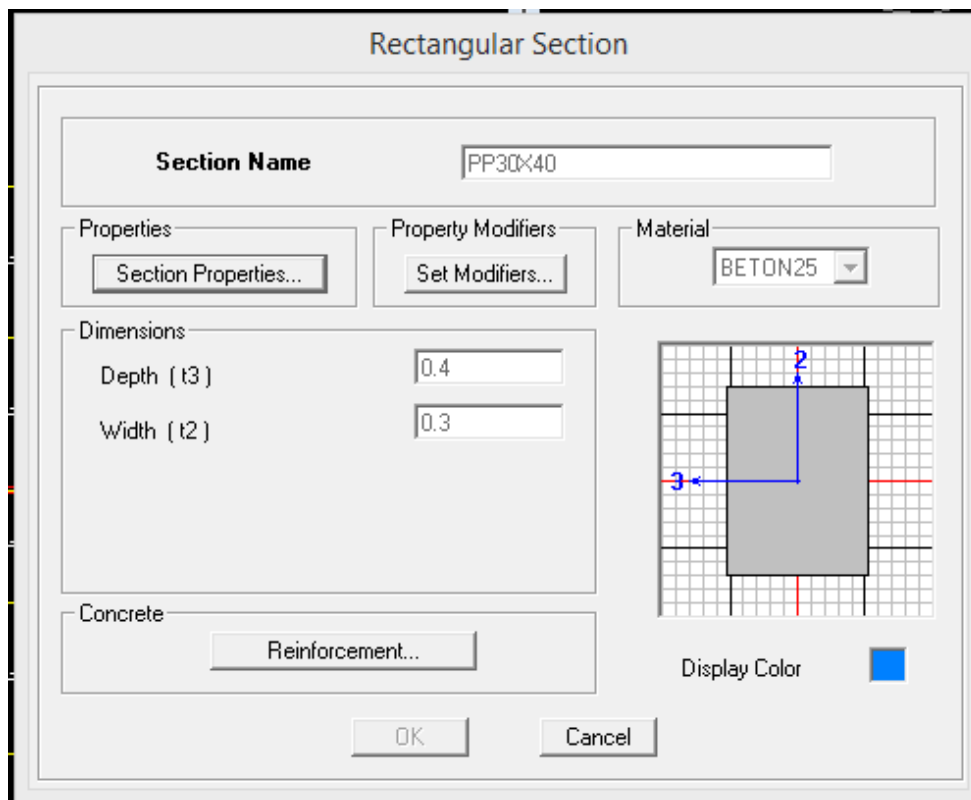
- Define → frame sections → Add rectangular



on clique sur reinforcement → on coche sur beam



On procède de la même manière pour les poutres secondaires, poutres de chaînage, en changeant la sections de ces dernières.

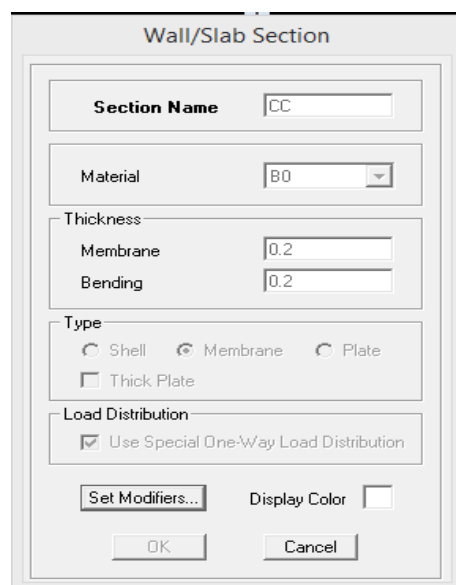


On procède de la même manière pour tous les poteaux de différentes section

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

corps creux :



Balcon (dalle pleine) :

The image shows a software dialog box titled "Wall/Slab Section" for configuring a balcony slab. The settings are as follows:

- Section Name:** BALCON
- Material:** B0
- Thickness:**
 - Membrane: 0.2
 - Bending: 0.2
- Type:** Membrane (selected), Shell, Plate, Thick Plate (unchecked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (checked)
- Display Color:** Yellow

Escalier (volée et palier) :

The image shows a software dialog box titled "Wall/Slab Section" for configuring a staircase. The settings are as follows:

- Section Name:** ESALIER
- Material:** B0
- Thickness:**
 - Membrane: 0.15
 - Bending: 0.15
- Type:** Membrane (selected), Shell, Plate, Thick Plate (unchecked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (unchecked)
- Display Color:** Magenta

IV.6. Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

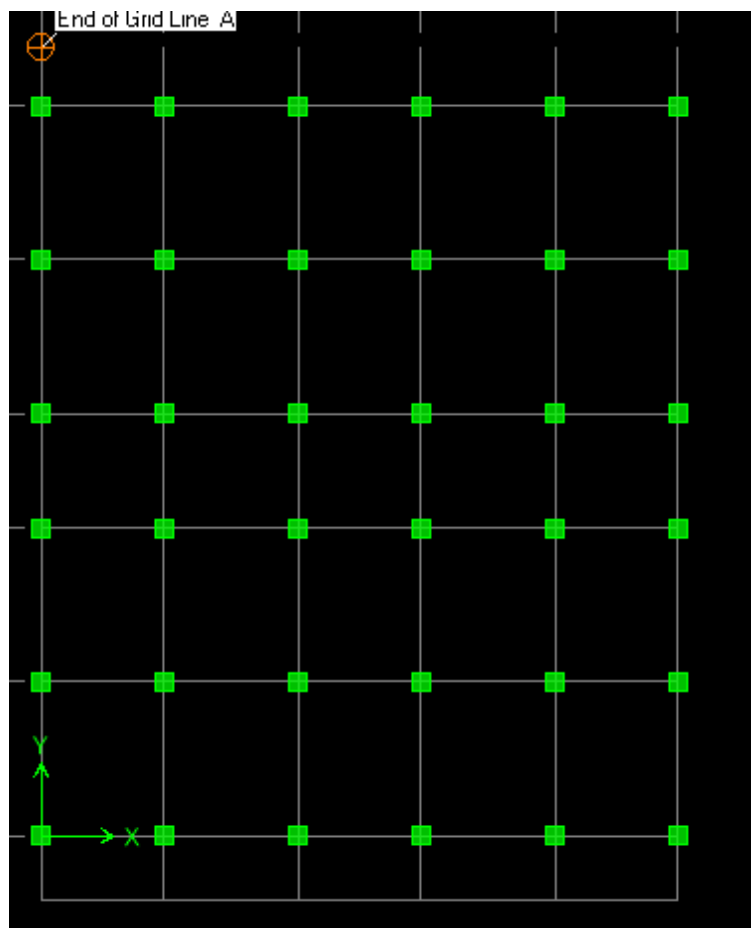
Les poteaux :

On clique sur :

- Draw → Draw lines objects → create columns in region or at clicks

Property	POT045X45
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

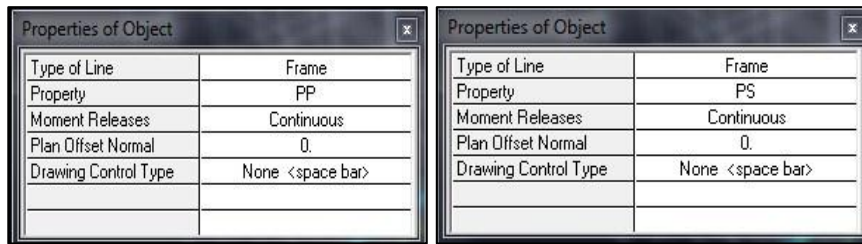
Pour obtenir les poteaux du RDC jusqu'au 4 eme étage en cliquant sur similar stories.



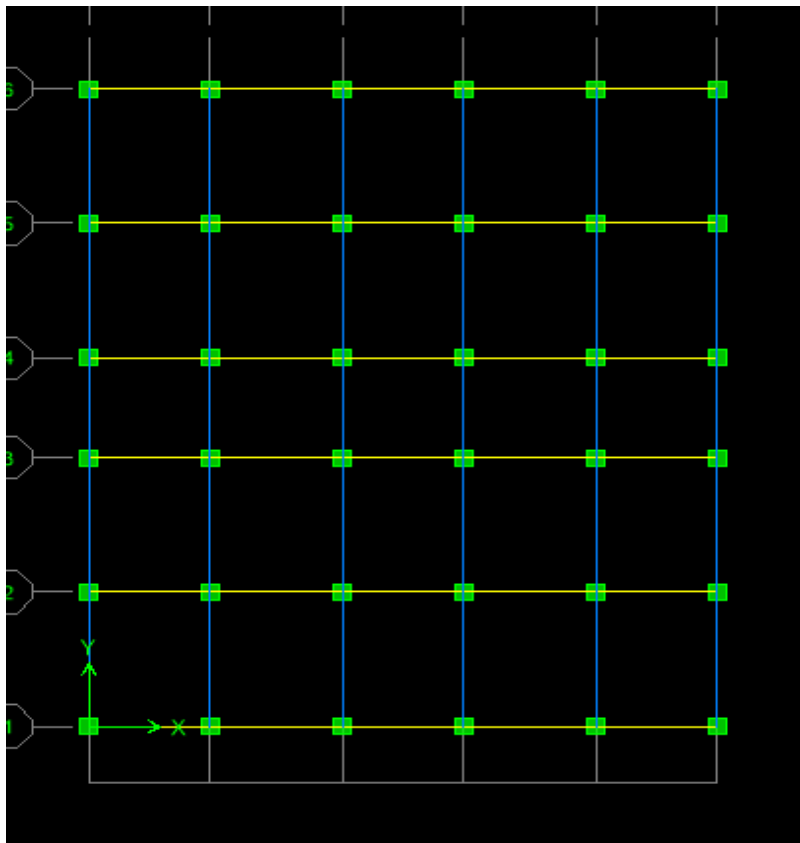
les poutres :

On clique sur :

- Draw → Draw lines objects → draw lines



Pour obtenir les poutres principales et secondaires



Les escaliers :

En plan :

On clique sur :

- Draw → Draw Area objects → Draw area

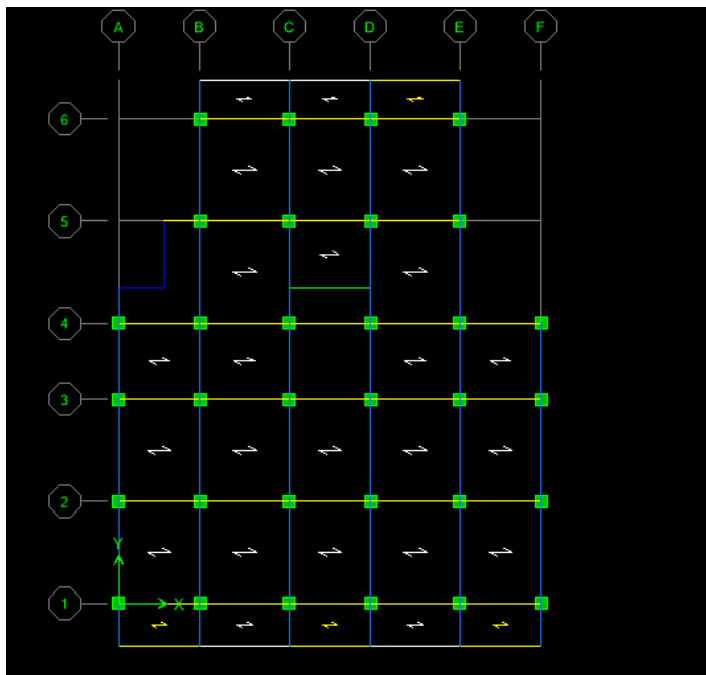
Cette étape pour dessiner la vole

- Draw → Draw Area objects → Draw rectangular areas

Cette étape pour dessiner le palier

Les balcons :

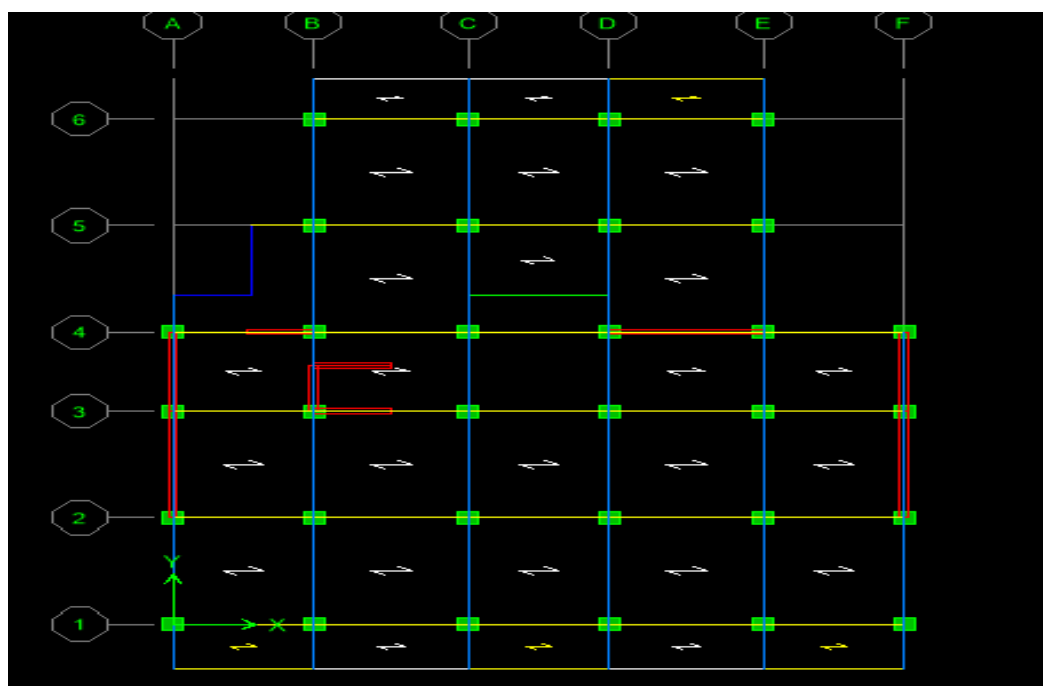
On doit créer des lignes secondaires dans les deux sens selon les largeurs des balcons.



Les voiles :

On clique sur:

- Draw → Draw area objects → Draw walls



IV.7. Définition des charges statiques G et Q :

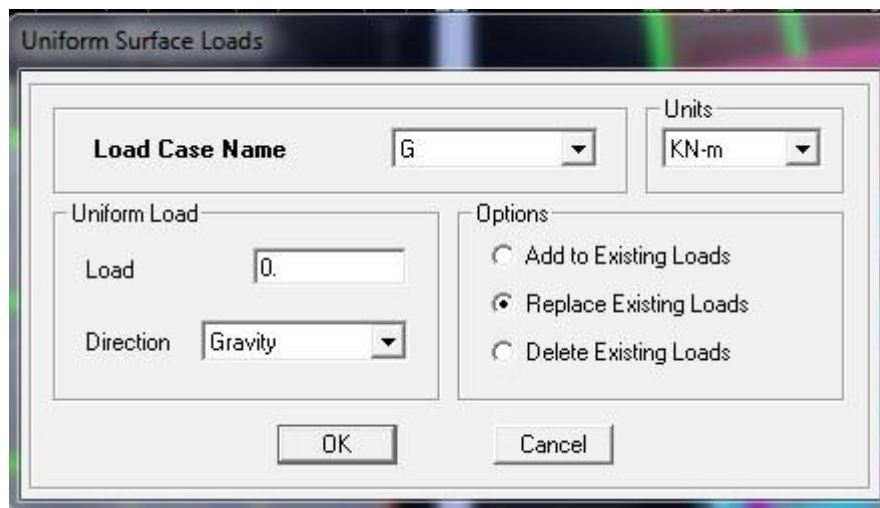
Après avoir modélisé tous les éléments de la structure, on procède au chargement de ces derniers.

Les éléments à charger sont :

élément	G (KN/m)	Q(KN/m)
Plancher en corps creux	5,06	1,5
Loggia en DP	5.35	2,5
Balcon en corps creux	5.35	3,5
Plancher terrasse	5.68	1
volée	9.58	2,5
palier	6.24	2,5

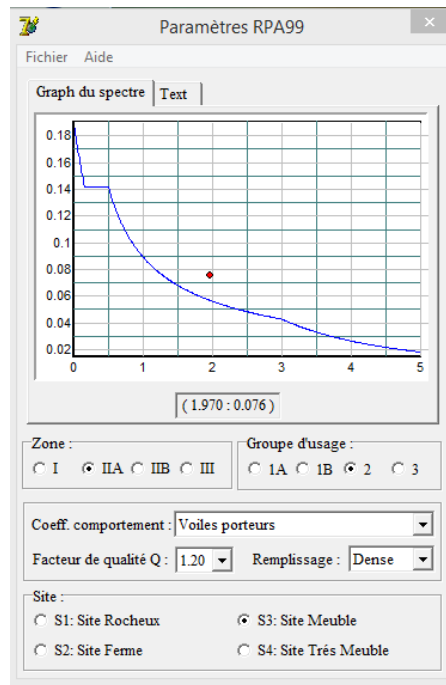
Pour charger ces éléments , on clique sur :

- 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.

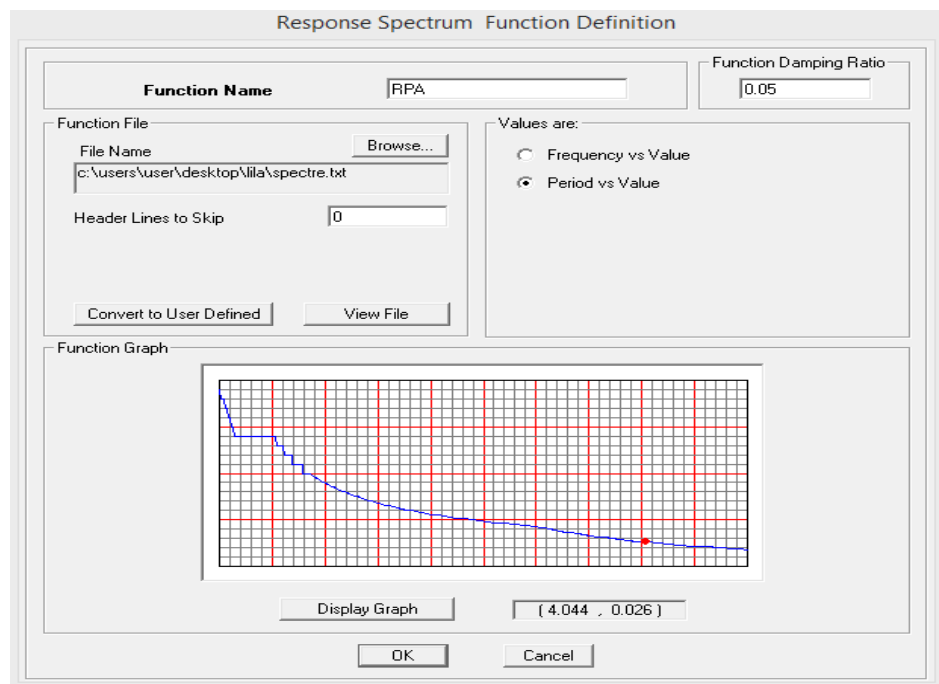


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur :

- TEXT → ENREGISTRER .

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

- Define →response spectrum functions →function spectre from file.



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

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	RPA	9.81
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

IV.10. Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

Le poids :

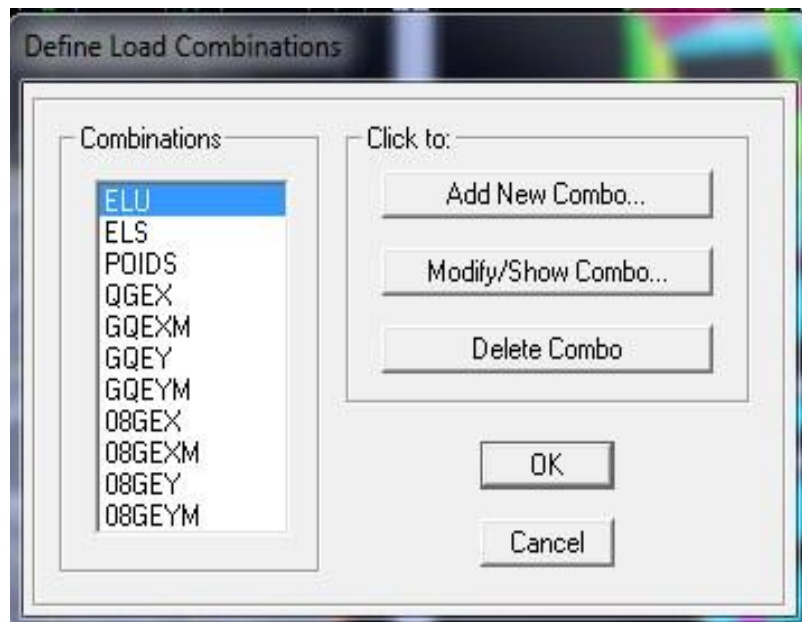
- $G+0,2Q$

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



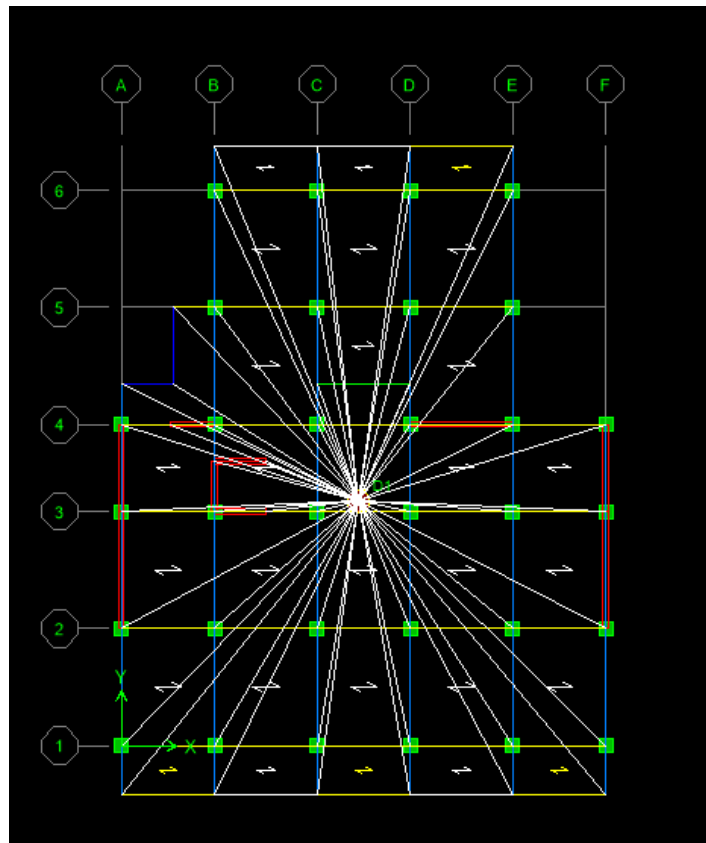
Puis on va encastrer la structure à la base après avoir régler la fenêtre sur ONE STORY afin que l'encastrement soit uniquement sur la base de l'édifice, on clique sur:

- 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).



Lancement de calcul :

- Analyze → check model → Run Analysis

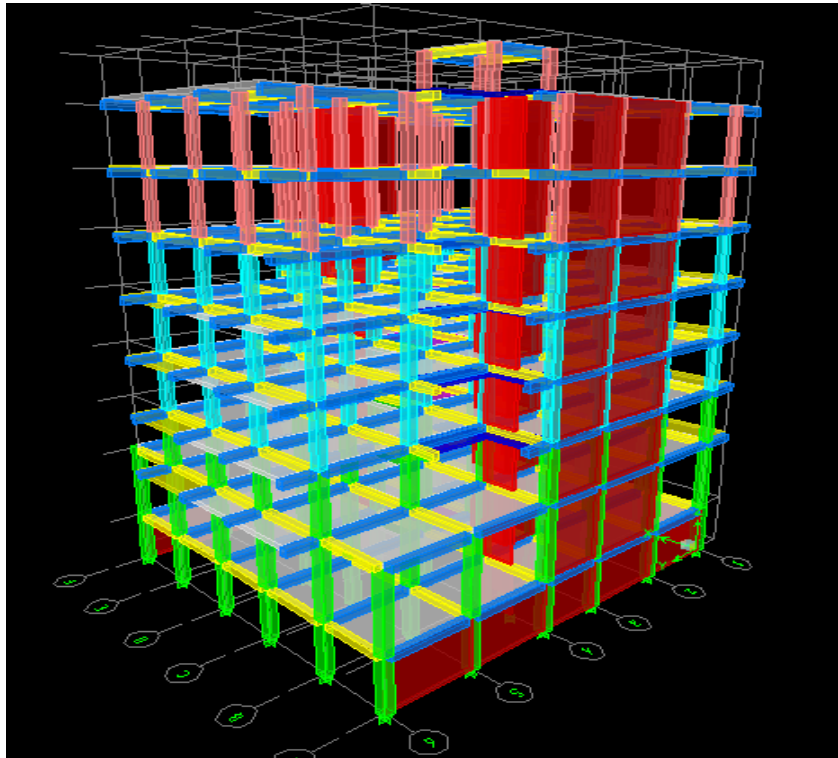


Figure IV.1 : vue en 3D de la structure

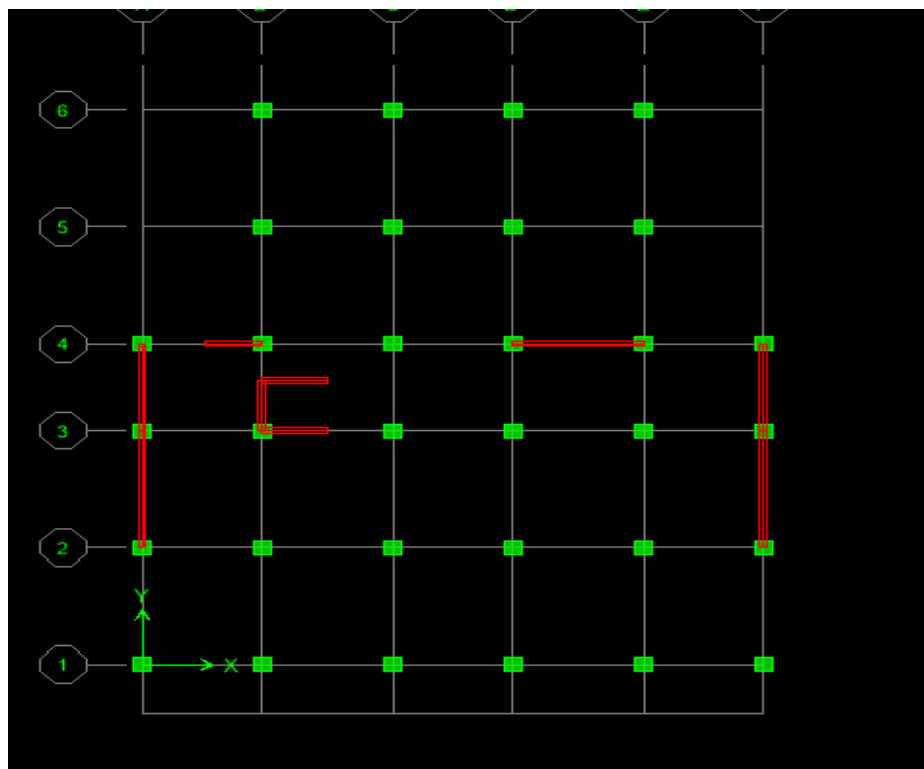


Figure IV.3 : disposition des voiles en 2D

IV.1. Vérifications RPA

IV.1.1. Vérifications des résultats du logiciel selon le RPA(2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

1.Justification du système de contre contreventement

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

- **Sous charges horizontales suivant X**

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile
	F ₂ (KN)	F ₂ (KN)	F ₂
Base	2086.05	2093.41	99.64%

Tableau IV.1: Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.

➤ **Sous charges horizontales suivant Y**

Niveau	(%) Voile	Portique	(%) Voile
	F ₂	F ₂ (KN)	F ₂
Base	2527.40	2520.21	100%

Tableau IV.2: Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques➤ **Sous charges verticales**

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃
Base	30954.64	30954.64	43.70%

Tableau IV.3 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Avec : F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (structure à voiles porteurs)**.

Pourcentage de masse participante : (Art 4.3.4/RPA2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à 90% au moins de la masse totale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.692346	69.2677	0.0011	0.0000	69.2677	0.0011	0.0000	0.001
2	0.391095	0.0030	63.4853	0.0000	69.2708	63.4864	0.0000	94.940
3	0.361273	0.4620	1.4680	0.0000	69.7328	64.9544	0.0000	2.210
4	0.174883	13.7423	0.0005	0.0000	83.4751	64.9549	0.0000	0.000
5	0.084758	0.0000	18.5591	0.0000	83.4752	83.5140	0.0000	2.230
6	0.080443	1.3724	0.0193	0.0000	84.8475	83.5333	0.0000	0.000
7	0.075563	3.8846	0.0038	0.0000	88.7321	83.5371	0.0000	0.000
8	0.046872	1.1139	0.0029	0.0000	89.8460	83.5399	0.0000	0.000
9	0.044699	0.0005	0.7282	0.0000	89.8465	84.2682	0.0000	0.067
10	0.041342	1.6659	0.0023	0.0000	91.5123	84.2704	0.0000	0.000
11	0.038891	0.0126	0.4654	0.0000	91.5250	84.7359	0.0000	0.031
12	0.037127	0.0000	3.9970	0.0000	91.5250	88.7328	0.0000	0.252
13	0.035501	0.0367	0.5548	0.0000	91.5616	89.2876	0.0000	0.031
14	0.029212	1.7989	0.0004	0.0000	93.3605	89.2880	0.0000	0.000
15	0.023990	0.6007	1.3195	0.0000	93.9613	90.6075	0.0000	0.043
16	0.023674	1.4361	0.8812	0.0000	95.3973	91.4886	0.0000	0.025
17	0.022114	0.6826	0.0503	0.0000	96.0799	91.5389	0.0000	0.001
18	0.021453	2.5528	0.0045	0.0000	98.6475	91.5424	0.0000	0.000

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 15ème mode.

Estimation de la période fondamentale : (Art 4.2.4/RPA2003)

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient C_T

$$T_{emp} = 0.05 \times 27,59^{3/4} = 0,601s \Rightarrow T_{emp} = \mathbf{0.601s}$$

$$T_{RPA\ 2} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots \text{Art 4.2.4 RPA 99 version 2003}$$

$$T_{RPA\ 2x} = 0.09 \times 27.59 / \sqrt{17.00} = 0.602s$$

$$T_{RPA\ 2y} = 0.09 \times 27.59 / \sqrt{19.90} = 0.570 s$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{log} < T_{RPA}$

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = \min (T_{RPA1}, T_{RPA\ 2}) :$$

$$T_{XX} = 0.602 s \longrightarrow 1.30 \times T = 1.30 \times 0.602 = 0.783 s$$

$$T_{yy} = 0.570 s \longrightarrow 1.30 \times T = 1.30 \times 0.570 = 0.741s$$

La période calculée par ETABS $T_{dynamique}$:

$$T_{dy} = 0.692s$$

$T_{dy} \leq 1.3T_{emp} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7/RPA2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

• **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

• **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA (art4.2.7)** est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $E_{x_{accid}} = 5\%L_X$

$$\left. \begin{aligned} E_{x_{accid}} &= 5\%L_X \\ E_{y_{accid}} &= 5\%L_Y \end{aligned} \right\}$$

L : plus grande dimension de la structure au niveau considéré.

Avec : $\left\{ \begin{aligned} E_{x_{accid}} &= 0.05 \times 17 = 0.85 \Rightarrow \mathbf{E_{x_{accid}} = 0.85} \\ E_{y_{accid}} &= 0.05 \times 19.90 = 0.995 \Rightarrow \mathbf{E_{y_{accid}} = 0.995} \end{aligned} \right.$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	EXX	EYY
STORY9	4.95	9.5	5.114	9.47	-0.164	0.03
STORY8	8.154	8.349	7.826	9.812	0.328	-1.463
STORY7	8.166	8.388	7.844	9.823	0.322	-1.435
STORY6	8.155	8.373	7.873	9.826	0.282	-1.453
STORY5	8.142	8.357	7.912	9.777	0.23	-1.42
STORY4	8.142	8.357	7.957	9.658	0.185	-1.301
STORY3	8.145	8.36	8.011	9.36	0.134	-1
STORY2	8.235	9.064	8.069	8.505	0.166	0.559
STORY1	8.101	9.274	8.484	3.149	-0.383	6.125

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :(Art 4.3.6/RPA version2003)

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit : $V_{MMS} = V_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t$

(Art 4.2.3/RPA version2003)

$$\left\{ \begin{aligned} -V_{X_{MMS}} &= V_{X_{DYN}} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t \\ -V_{Y_{MMS}} &= V_{Y_{DYN}} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t \end{aligned} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure

- Calcul du coefficient d'accélération de zone A

ZONE				
Groupe	Ia	Iia	IIIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.6: Coefficient d'accélération de zone "A".

A = 0.20 (zone **IIa** et groupe d'usage **1B**).

- Calcul du facteur d'amplification dynamique **D** : (Art 4.2.3/RPA version2003)

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0,550s \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.716s \Rightarrow T = 0.716s \\ T_{Log} = 0.692s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

TableauIV.7: Périodes caractéristiques

T₂ = 0.40

η : facteur de correction d' amortissement, donné par la relation suivante.

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

Avec : ξ = 7% ⇒ η = 0.88

Nous avons T₂ < T = 0.67s < 3s donc **D = 2.5 x η (T₂/T)^{2/3} ⇒ D = 1.55**

Calcul du poids total de la structure :

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : **W_T = 40909.94 KN**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D		R	Q	W _T
		Dx	Dy			
Valeurs	0.15	1.52	1.9	3.5	1.20	27668.55

TableauIV.8: Tableau récapitulatif des différents paramètres.

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.20}{3.5} \times 27668.55 = 2162.89 \text{ KN}$$

V_{MSE} = 2162.89 KN **0.8 V_{MSE} = 1730.31KN**

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20}{3.5} \times 27668.55 = 2703.61 \text{ KN}$$

V_{MSE} = 2703.61 KN **0.8 V_{MSE} = 2703.61KN**

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :

Display ⇒ **Show tables** ⇒ **building Output** ⇒ **Story Shears** ⇒ **Select Cases/combo**s ⇒ **Ex** et **Ey**.

	V_{DYN}	V_{MSE}	0.8 V_{MSE}	V_{DYN} ≥ 0.8 V_{MSE}
Sens x-x	2093.40	2162.89	1730.31	Cv
Sens y-y	2520.27	2520.27	2162.89	Cv

TableauIV.9: vérification de l’effort tranchant à la base

Vérification de l’effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l’effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Zone	Section	N (KN)	V	Observation
Pot entre sol/1	45x45	1356.43	0.26	< 0.3 cv
Pot 2/4	40x40	882.26	0.20	< 0.3 cv
Pot 4/8	35x35	374.16	0.12	< 0.3 cv

TableauIV.10: vérification de l’effort normal

Remarque :

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié en n'a augmenté les sections des poteaux

Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

(Art 5.10 RPA/Version 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**).

Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel **ETABS**.

Story	UX	UY	R	δ_{XX}	δ_{YY}	Δ_{XX}	Δ_{YY}	1%H
STORY8	0.018	0.0074	3.5	0.063	0.0259	0.0077	0.00385	0.0306
STORY7	0.0158	0.0063	3.5	0.0553	0.02205	0.0084	0.0042	0.0306
STORY6	0.0134	0.0051	3.5	0.0469	0.01785	0.0091	0.00455	0.0306
STORY5	0.0108	0.0038	3.5	0.0378	0.0133	0.01015	0.00385	0.0306
STORY4	0.0079	0.0027	3.5	0.02765	0.00945	0.0098	0.00385	0.0306
STORY3	0.0051	0.0016	3.5	0.01785	0.0056	0.00875	0.0028	0.0306
STORY2	0.0026	0.0008	3.5	0.0091	0.0028	0.00805	0.00245	0.0408
STORY1	0.0003	0.0001	3.5	0.00105	0.00035	0.00105	0.00035	0.028

TableauIV.11: vérification des déplacements inter étages.

Vérification de l'effet P-Δ

D'après le RPA l'effet **P-Δ** peut être négligé, si à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$ Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i z$

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

H_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet $P-\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

DXX	DYY	1%H	WT	QI	PI	VX	VY	$\emptyset\pi\Delta_{xx}$	$\emptyset\pi\Delta_{yy}$	Story
0.0077	0.00385	0.0306	27668.55	326.85	27668.55	555	701.48	0.1254477	0.04962613	STORY8
0.0084	0.0042	0.0306	27668.55	875.18	27995.4	1014.75	1283.78	0.07573306	0.02993119	STORY7
0.0091	0.00455	0.0306	27668.55	1423.52	28870.58	1353.38	1681.11	0.06343891	0.02553579	STORY6
0.01015	0.00385	0.0306	27668.55	1971.86	30294.1	1606.44	1967.24	0.06255156	0.01937492	STORY5
0.0098	0.00385	0.0306	27668.55	2520.19	32265.96	1806.64	2193.46	0.05719758	0.01850777	STORY4
0.00875	0.0028	0.0306	27668.55	3068.53	34786.15	1957	2366.87	0.0508279	0.01344834	STORY3
0.00805	0.00245	0.0408	27668.55	3639.64	37854.68	2072.93	2501.47	0.03603053	0.0090872	STORY2
0.00105	0.00035	0.028	27668.55	4107.62	41494.32	2093.4	2520.27	0.00743306	0.00205803	STORY1

TableauIV.12: Vérification de l'effet $P\Delta$

constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0,1 ».

Donc : l'effet P -Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

VI-1: Ferrailage des poteaux :**VI-1-1-Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composée.

VI-1-2-Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% bh$)		
Résultats			
Section	$0,8\% bh$ (cm²)	$4\% bh$ (cm²)	$6\% bh$ (cm²)
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux 35*35	9,8	49	73,5

Tableau VI.1 : les recommandations du RPA.

VI-1-3-Hypothese de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- | | |
|--|---|
| $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU. | $G+Q \rightarrow$ à l'ELS |
| $G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003. | $0,8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003. |

VI-1-4 Calcul de ferrailage (flexion composée) :

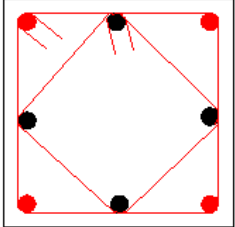
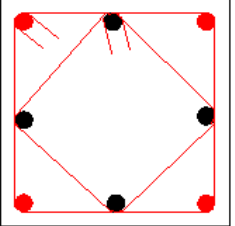
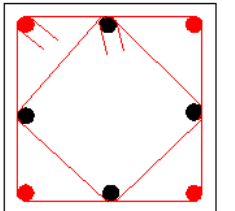
Section	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferrailage
45*45	GQEX	1683.47	-3.694	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	4HA20 +4HA16	20,59cm²	16,2	
	0.8GEX	-901.58	17.83	0,02	0,43	SET	6.48	7.54				
	GQEX	-105,174	881.36	0,02	0,43	SET	0.81	2.22				
40*40	ELU	882.26	-0.496	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA14	14,19cm²	12,8	
	0,8Gex	-345.85	4.731	0,02	0,38	SET	4.97	4.98				
	GQEx	-93.80	538.64	0,02	0,38	SET	0.86	1.83				
35*35	GQEX	719.32	-6.395	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00	4HA14 +4HA12	10,68cm²	9,8	
	0.8GEX	-351.87	6.327	0,02	0,33	SET	3.85	2.35				
	GQEX	272.65	-137.56	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				

Tableau VI-2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :

➤ **Les armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \qquad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

2) **Espacement des armatures transversales :**

<u>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</u>
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{15 * 1, 2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$
<u>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</u>
<p>En zone courante (pour zone IIa) :</p> $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1, 2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$
<p>En zone nodal (pour zone IIa) :</p> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1, 2\} = \min\{15 ; 12\} = 12\text{cm}$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

3) **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

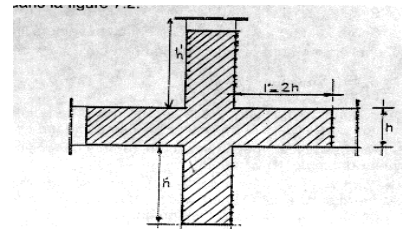
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

poteau u	hauteur r	L_f	λ_g	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$	A_{adopte}	Observation
45*45	4,08	2,8845 6	6,4	2,005	2,01	condition vérifiée
40*40	3,06	2,1634 2	5,4085 5	1,8	2,01	condition vérifiée
35*35	3,06	2,1634 2	6,1812	1,575	2,01	condition vérifiée

Tableau VI-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	h	h'
Poteau (45*45)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodal.

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$

poteau	h _e	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	T _u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*45	4,08	0,45	6,41013333	0,425	67.72	0.354	1,875
40*40	3,06	0,4	5,40855	0,375	62.01	0,413	1,875
35*35	3,06	0,35	6,1812	0,325	82.50	0,725	1,875

Tableau V-5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI-6 -Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*45	N _{min} =987.90	M _{cor} =-0.044	4.34	65.1	4.35	65.20	CV
	N _{max} = 22.38	M _{cor} = 1.001	0.15	2.16	0.05	0.8	CV
	N _{cor} = 556.14	M _{max} = -17.99	1.53	24.5	3.36	48.9	CV
40*40	N _{min} = 641.32	M _{cor} = -0.439	3.06	3.60	3.66	54	CV
	N _{max} = 55,64	M _{cor} = -2.077	0.16	2.66	0.47	6.79	CV
	N _{cor} = 371,15	M _{max} =-21.276	0.49	10.40	3.71	52.60	CV
35*35	N _{min} =273.09	M _{cor} =-0.909	1.92	29	2.12	31.6	CV
	N _{max} = 14.98	M _{cor} =9.366	1.76	19.90	0	-58.50	CV
	N _{cor} =215.24	M _{max} =-42.034	0	-127.2	8.11	102.50	CV

Tableau V-6 : Vérification des contraintes a ELS.

VI-2: Ferraillage des poutres :

VI-2-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extrait à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

VI-2-2-Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a. ➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. ➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*35	5,25	42	

Tableau VI-7 : Les recommandations du RPA.

VI-2-3-Hypothese de calcul :

Le ferraillage des poutres ce fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E →RPA99 révisée 2003

VI-2-4 -Calcul de ferraillage :

a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

Les résultats de ferraillage à ELU se résument dans le tableau suivant

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 30*40	En travée	93,492	0,38	0,133	SSA	0,929	7,63	5,25	3HA14 +3HA12	8,01
	À l'appui	109,677	0,38	0,103	SSA	0,946	7,62	6	3HA14 +3HA12	8,01
Poutre secondaire 30*35	En travée	74,124	0,33	0,105	SSA	0,944	5,59	5,25	6HA12	6.78
	À l'appui	93,182	0,33	0,132	SSA	0,929	7,60	5,56	3HA14 +3HA12	8,01

Tableau VI-8: Résultats de ferraillage des poutres à ELU.

b. Calcul des armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1, 2\right) = (1,14 ; 3 ; 1,2) = 1,14\text{cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

2) La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

3) Espacement des armatures transversales :

<i>Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$</i>	
$S_t < \min(0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29,7 ; 40\text{cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
<i>D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)</i>	
<u>Zone nodal :</u>	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_l\right)$
$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4\right) = (10 ; 16,8) = 10 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<u>Zone courante :</u>	$S_t \leq \frac{h}{2}$
$S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$

Conclusion : $S_t=8\text{cm}$ à la zone nodale.

$S_t=15\text{cm}$ à la zone courante.

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- Poutre principale: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

5) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI- 2-4- Vérifications à L'ELU :

➤ Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$A \text{ adopté} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{\min}	Observation
<u>Poutres principales</u>	$\frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
<u>Poutres secondaire</u>		
<u>Poutre palier</u>		

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$		=3,33MPa
	T_{\max}	τ_u	Observation
<u>Poutre principales</u>	164,63KN	0,14MPa	Condition vérifiée
<u>Poutre secondaire</u>	82,17KN	0,08MPa	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$ avec : $a=0,9 \cdot d$

	T_{max}	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	observation
<u>Poutre principales</u>	164,63KN	799KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre secondaire</u>	82,17KN	699KN	Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$A_s > (T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
<i>principale</i>	164,63KN	109,699KN.m	-3,90	Condition vérifiée
<i>secondaire</i>	82,17KN	33,996KN.m	-5,78	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/BAEL99) :

		Ferrailage	$\sum U_i$	V_u^{max}	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA14 +3HA12	244,92	164,63KN	1,96	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 +3HA12	244,92		1,96		
P-S	En travée	6HA12	226,08	82,17KN	1,22	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 +2HA12	244,92		1,13		

➤ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 . f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{cm}$ soit : $L_s = 50 \text{cm}$.

- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36 \text{cm}$ soit : $L_s = 45 \text{cm}$.

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$

Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{cm}$.

Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{cm}$.

VI-2-5- Vérifications à L'ELS :➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre	M _s max	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}	obs
principale	38,65	6,78	0,595	0,885605	28,47632	178,804	6,279	15	vérifiée
	60,17	8,01	0,527	0,891252	30,96097	234,123	7,562	15	vérifiée
secondaire	54,76	6,78	0,685	0,87896	25,17222	278,726	11,073	15	vérifiée
	56,48	8,01	0,809	0,867742	20,61666	246,239	11,944	15	vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification des contraintes à ELS.

VI-3-1- Introduction :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

Combinaison d'action :

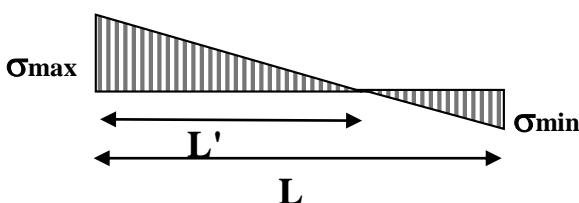
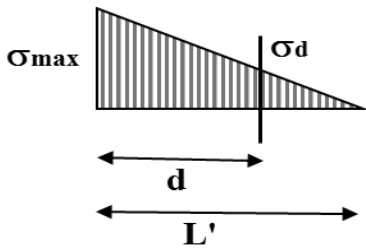
<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

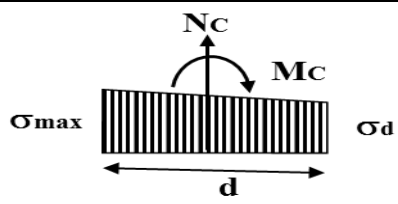
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC.
- ✓ **Zone II :** 1^{ER}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone III :** 5^{eme} au 9^{eme} étage.

VI-3-2- Exposé de la méthode de calcul:

❖ Armature verticale:

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC.</i> 
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$ 

Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
Calcul du ferrailage	$\gamma_s = 1$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ <p> γ_s : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle) σ_s : Contrainte de calcul des acier A_s : Section des armatures </p>
Armatures minimales	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales	
<u>BEAL 91</u> : $A_h = \frac{A_v}{4}$	<u>RPA 2003</u> : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : V=1,4

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Disposition constructives :**

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

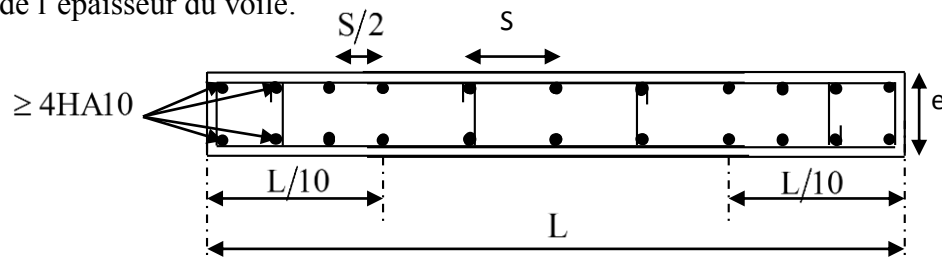
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.



❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V= 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

VI-3-3-Calcul de ferrailage :

VL1= VL1' (cage d'ascenseur)

VL1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.77	1.75	1.80
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.354	0.35	0.36
	h	3.73	2.71	2.71
	T(kN)	329.100	239.310	148.700
	N _{ser} (kN)	648.20	453.94	144.70
	V _u (kN)	460.740	335.034	208.180
	σ _{max} (kN/m ²)	6713.330	2534.270	1647.570
	σ _{min} (kN/m ²)	3765.840	744.570	871.760
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
armatures verticales	L _t	1.13	1.35	1.18
	L _c	0.64	0.40	0.62
	d	0.76	0.90	0.78
	σ ₁	2237.777	844.757	549.190
	N ₁	676.66	304.70	172.39
	A _{v1} /bande (cm ²)	16.92	7.62	4.31
	A _{vj} (cm ²)	12.67	9.21	5.72
	A'v1/bande/nappe	20.08	9.92	5.74
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.14	3.02	3.61
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	24.12	18.46	13.56
	Choix de A (cm ²)	2*(6HA16)	2*(6HA14)	2*(6HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	1.446	0.921	0.509
	τ _u = 3,26 MPA	1.033	0.658	0.364
	σ _{bc} = 15MPa	1.678	1.054	0.303

VL2	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage	4.08	3.06	3.06
	L (m)	3.50	3.55	3.60
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.7	0.71	0.72
	h	3.73	2.71	2.71
	T(kN)	881.610	752.800	496.740
	N _{ser} (kN)	1615.09	1106.48	225.17
	V _u (kN)	1234.254	1053.920	695.436
	σ _{max} (kN/m ²)	6123.550	3336.290	1086.600
	σ _{min} (kN/m ²)	4531.250	1412.010	611.150
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
armatures verticales	L _t	2.01	2.49	2.30
	L _c	1.49	1.06	1.30
	d	1.34	1.36	1.36
	σ _l	2041.183	1523.911	447.586
	N _l	1094.91	658.56	207.88
	A _{v1} /bande (cm ²)	27.37	16.46	5.20
	A _{vj} (cm ²)	33.94	28.98	19.12
	A'v1/bande/nappe	35.86	23.71	9.98
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1,90	5.36	5.42
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	36.17	27.69	20.35
	Choix de A (cm ²)	2*(9HA16)	2*(9HA14)	2*(9HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
<i>Armatures transversales</i>		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1.959	1.649	1.073
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	1.399	1.178	0.767
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	2.141	1.472	0.300

VL3	Zone	I	II	III
Sollcitation de calcul	H poutre(m)	4.08	3.06	3.06
	hauteur d'étage	1.50	1.75	2.00
	L (m)	0.20	0.20	0.20
	e (m)	0.3	0.35	0.4
	B (m ²)	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71
	T(kN)	229.530	202.790	143.860
	N _{ser} (kN)	563.40	384.96	99.34
	V _u (kN)	321.342	283.906	201.404
	σ_{\max} (kN/m ²)	6084.920	3229.100	1394.140
	σ_{\min} (kN/m ²)	3037.400	1734.900	1020.930
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
Armatures verticales	Lt	1.00	1.14	1.15
	Lc	0.50	0.61	0.85
	d	0.67	0.76	0.77
	σ_1	2028.307	1076.367	464.713
	N ₁	541.18	326.75	143.07
	A _{v1} /bande (cm ²)	13.53	8.17	3.58
	A _{vj} (cm ²)	8.84	7.81	5.54
	A'v1/bande/nappe	15.74	10.12	4.96
Armatures minimales		2,61	2.67	3.04
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm ²)	2*(6HA14)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1.190	1.018	0.699
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	0.850	0.727	0.500
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1.719	1.165	0.292

VT1= VT4

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	4.00	4.05	4.10
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.8	0.81	0.82
	h	3.68	2.66	2.66
	T(kN)	548.890	414.350	205.390
	N _{ser} (kN)	663.92	501.28	124.77
	Vu (kN)	768.446	580.090	287.546
	σ_{\max} (kN/m ²)	5177.470	3906.110	1303.370
	σ_{\min} (kN/m ²)	3451.230	2328.960	1098.090
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
armatures verticales	Lt	2.40	2.54	2.23
	Lc	1.60	1.51	1.87
	d	1.60	1.33	1.33
	σ_1	1725.823	1858.544	524.360
	N ₁	1104.58	766.70	243.09
	A _{v1} /bande (cm ²)	27.61	19.17	6.08
	A _{vj} (cm ²)	21.13	15.95	7.91
	A'v1/bande/nappe	32.90	23.16	8.05
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.74	6.40	5.32
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	40.192	30.77	22.61
	Choix de A (cm ²)	2*(10HA16)	2*(10HA14)	2*(10HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1.067	0.796	0.390
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	0.762	0.568	0.278
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	0.772	0.586	0.146

VT2 =VT5

VT2	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	3.00	3.05	3.10
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.6	0.61	0.62
	h	3.68	2.66	2.66
	T(kN)	745.100	590.780	257.400
	N _{ser} (kN)	1056.50	820.78	193.13
	Vu (kN)	1043.140	827.092	360.360
	σ_{\max} (kN/m ²)	5663.450	3371.440	882.830
	σ_{\min} (kN/m ²)	3224.710	1913.170	583.360
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
armatures verticales	Lt	1.91	1.95	1.87
	Lc	1.09	1.10	1.23
	d	1.27	1.30	1.24
	σ_1	1887.817	1123.813	294.277
	N ₁	962.32	583.13	146.48
	A _{v1} /bande (cm ²)	24.06	14.58	3.66
	A _{vj} (cm ²)	28.69	22.75	9.91
	A'v1/bande/nappe	31.23	20.26	6.14
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		31.23	5.10	5.19
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	36.17	27.69	20.35
	Choix de A (cm ²)	2*(8HA16)	2*(8HA14)	2*(8HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1.932	1.507	0.646
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	1.380	1.076	0.461
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1.615	1.260	0.297

VT3	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.75	1.80	1.85
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.35	0.36	0.37
	h	3.68	2.66	2.66
	T(kN)	151.380	144.630	141.170
	N _{ser} (kN)	454.44	247.68	132.21
	V _u (kN)	211.932	202.482	197.638
	σ_{\max} (kN/m ²)	4021.070	1797.850	1032.990
	σ_{\min} (kN/m ²)	1281.580	313.210	377.520
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
armatures verticales	L _t	1.33	1.53	1.35
	L _c	0.42	0.27	0.50
	d	0.88	1.02	0.90
	σ_1	1340.357	599.283	344.330
	N ₁	474.32	244.98	124.40
	A _{v1} /bande (cm ²)	11.86	6.12	3.11
	A _{vj} (cm ²)	5.83	5.57	5.44
	A'v1/bande/nappe	13.32	7.52	4.47
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.83	3.54	4.09
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm ²)	2*(6HA14)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.39	6.06	6.81
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	0.673	0.625	0.594
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	0.481	0.446	0.424
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1.203	0.651	0.339

VII-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VII-2- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.20 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation :

VII.3-1-Dimensionnement :

a) **Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):**

Combinaison de calcul	G+Q±E, 0,8G±E (RPA 2003, Art10.1.4.1)
Méthode de calcul	$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$, $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
N_{max}	N _{max} = 987,90KN
σ_{sol}	σ _{sol} = 0,120Mpa
Les dimensions adoptées	$B \geq \sqrt{\frac{987,90}{120}} = 2,86 \text{ MPa}$ $\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles isolées.

b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

➤ Sous voiles :

Sens longitudinal :

Voile		N(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VL1		648,20	1,77	3,05	3,50	2	7,00
VL2		1615,09	3,50	3,84	4,20	1	4,20
VL3		563,40	1,50	3,13	3,50	1	3,50
VL périph	VI1	2879,21	3,50	6,85	7,20	2	14,40
	VI2	2879,21	3,20	7,49	7,60	2	15,20
Σ=							44,30

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).Sens transversal :

Voile		N _s (KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée} m	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VT1		663,92	4	1,38	1,50	2	3,00
VT2		1056,50	3	2,93	3,20	2	18,72
VT3		454,44	1,75	4,51	5,00	1	16,5
VL Périph	VT1	2976,14	4	6,20	6,50	2	13,00
	VT2	2995,14	3	8,31	8,60	2	17,20
Σ=							68,42

Tableau VII-3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 44,30 + 68,42 = 112,72 \text{ m}^2$$

➤ Sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C13	238,32	-7,061	-9,50	-2264,04
C14	970,41	-0,445	-6,50	-6307,67
C15	777,79	2,601	-1,50	-1166,85

C16	902,90	-2,984	1.50	1354,35
C17	987,90	-0,118	6.50	6421,35
C18	866,47	8,152	9.50	8231,47
Σ	4743,79	0,145	/	6268,61

Tableau VII-4 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{6268,61 + (0,145)}{4743,79} = 1.32m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = 0,13m < \frac{L}{6} = \frac{19}{6} = 3,16 m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4743,79}{19} x \left(1 - \frac{6x(1.32)}{19} \right) = 145,598KN/ml$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4743,79}{19} x \left(1 + \frac{6x(1.32)}{19} \right) = 353,75 KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4743,79}{19} x \left(1 + \frac{3x(1.32)}{19} \right) = 301,71 KN/ml$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{301,71}{120} = 2.51 m$$

Donc on opte pour **B = 2,60 m.**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **Sp = S x n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 19x 2.60 = 49,40m^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 112,79 + 49,40 = 162,19 m^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 254,60m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{162,19}{254,60} \times 100 = 63, \%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{bat}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-4- Pré dimensionnement du radier :

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : $K= 40$ MPa pour un sol moyen. $L_{max}=4,00$m. $E=10818.865$ MPa</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,00\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,78m$	h=100cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \qquad \frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$ $37,50 \leq h \leq 80 \text{ cm}$	
Dalle	La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec un minimum de 25cm. $\longrightarrow h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$		h_d = 30
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \qquad \text{Soit } h_n = 100 \text{ cm}$ $\text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$ $0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm.}$		h_n = 100 b_n = 60

Tableau VII-5 : Dimensionnement de radier général.

VII-5-Calcul de la surface nécessaire au radier :

Chargement	Charge permanente de la structure	G = 22947,03 KN.
	Charge d'exploitation de la structure	Q = 3835,62 KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 22947,03 + 1,5 \times 3835,62 = 33584,57 \text{ KN}$
	ELS	$N_S = G + Q = 26847,03 + 4107,62 = 26782,65 \text{ KN}$
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{33584,57}{1,33 \times 120} = 210,43 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{26782,65}{120} = 223,19 \text{ m}^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 223,19 \text{ m}^2$	
la surface du bâtiment	$S_{bat} = 321,10 \text{ m}^2$	
Conclusion	<p style="text-align: center;">$S_{bat} = 321,10 \text{ m}^2 > S_{rad} = 223,19 \text{ m}^2$</p> <p style="text-align: center;">On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL</p>	
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">L_{deb} = 50 cm</p>	
Surface de débord	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 73,20 \times 0,5 = 36,60 \text{ m}^2$	
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 321,10 + 36,60 = 357,70 \text{ m}^2$	

Tableau VII-6 : surface du radier général

VII-6-Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 229747,03KN.		
	Poids de radier	Poids de la dalle :	$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$ $P_{dalle} = 357,70 \times 0,30 \times 25$		2682,75 KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,60 \times (1 - 0,30) \times 25 \times (16,90 \times 6 + 19 \times 6)$		2242,80 KN
		Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,60 \times 213,60 = 128,16 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (357,70 - 128,16) \times 0,7 \times 17$		2731,53 KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{dalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 357,70 \times 0,15 \times 25$ $e_{dalle \text{ flottante}} = 15 \text{ cm.}$		1341,38 KN
Poids de radier : Σ				8998,46 KN	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q			3835,62 KN	
	Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 357,70$			1251,95 KN	
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 22947,03 + 8998,46$			31945,49 KN	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 3835,62 + 1251,95$			5087,57 KN	
Combinaisons	A PELU : $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 31945,49 + 1,5 \times 5087,57$			50757,76 KN	
	A PELS : $N_S = G + Q = 31945,49 + 5087,57$			37033,06 KN	

Tableau VII-7: Sollicitations à la base du radier.

VII-7- Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{50757,76 \times 1}{357,70} \times \frac{4,00}{2}$ $= 283,80 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{283,80 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,051 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 1,051 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	<u>Calcul du centre de gravité du radier</u>	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	5,69m
	Moment d'inertie	$I_{yy} =$	7242,64 m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 38601,445 + 2108,20 \times 1 = 40709,65 \text{ KN.m}$	
	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50757,76}{357,70} + \frac{40709,65}{7242,64} \times 5,69$ $= 173,79 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50757,76}{357,70} - \frac{40709,65}{7242,64} \times 5,69$ $= 110,01 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 173,79 + 110,01}{4} = 157,84 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 157,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 159,60 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	<u>P'ELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{37033,06}{357,70} + \frac{40709,65}{7242,64} \times 5,69$ $= 135,42 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{37033,06}{357,70} - \frac{40709,65}{7242,64} \times 5,69$ $= 71,64 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 135,42 + 71,64}{4} = 119,15 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 119,47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 120 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>		

Tableau VII-8 : Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Sens transversal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	4,62m
	Moment d'inertie	I_{xx}	9488,28 m⁴.
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 47045,27 + 2546,27 \times 1 = \mathbf{49591,54 \text{ KN.m}}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50757,76}{357,70} + \frac{49591,54}{9488,28} \times 4,62$ $= \mathbf{166,04 \text{ KN/m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50757,76}{357,70} - \frac{49591,54}{9488,28} \times 4,62$ $= \mathbf{117,75 \text{ KN/m}^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 166,04 + 117,75}{4} = \mathbf{153,96 \text{ KN/m}^2}$	
	Observation	$\sigma_m = 153,96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 159,60 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée	
	PELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{37033,06}{357,70} + \frac{49591,54}{9488,28} \times 4,62$ $= \mathbf{127,67 \text{ KN/m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{37033,06}{357,70} - \frac{49591,54}{9488,28} \times 4,62$ $= \mathbf{79,38 \text{ KN/m}^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 127,67 + 79,38}{4} = \mathbf{115,59 \text{ KN/m}^2}$	
Observation	$\sigma_m = 115,59 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée.		

Tableau VII-9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

VII-8- Ferrailage du radier :**VII-8-1- Ferrailage des panneaux :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

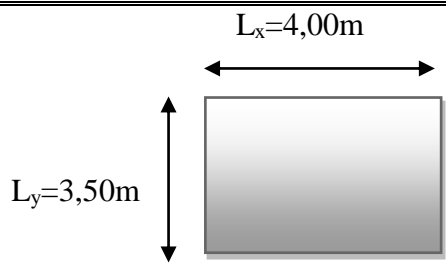
Dimension : Panneau le plus sollicité		
Domaine de portance	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1,14 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(157,84; 153,96)$ $= 157,84 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(119,15; 115,59)$ $= 119,15 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(157,84 - \frac{8998,46}{357,70}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 132,68 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(119,15 - \frac{8998,46}{357,70}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 93,99 \text{ KN/ml}$

Tableau VII-10: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

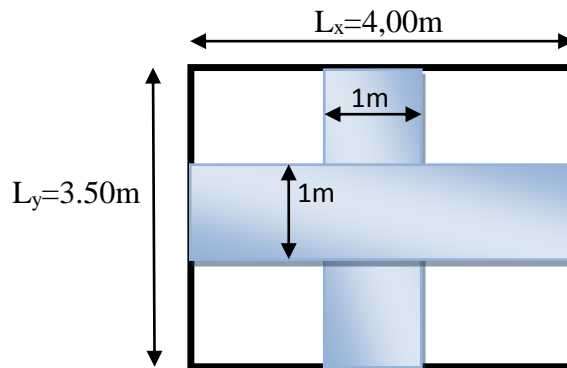
❖ Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0.87	0.87
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0489	0,0559
μ_y	0.721	0.804
M_{x1}	$0,0489 \times 132,68 \times 4,00^2$ = 103,80 KN.m	$0,0559 \times 93,99 \times 4,00^2 =$ 84,06 KN.m.
M_{y1}	$0,721 \times 103,80$ = 74,83 KN.m	$0.804 \times 84,06$ = 67,59 KN.m

Tableau VII-11: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

❖ Correction des moments : $M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,25 M_x$.

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

ELU :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 103,80 = 77,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 74,83 = 56,12 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.75 M_{0x} = -0.5 \times 103,80 = -51,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.75 M_{0y} = -0,5 \times 74,83 = -37,41 \text{ KN.m}$$

ELS :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0,75 \times 84,06 = 63,05 \text{ KN.m}$$

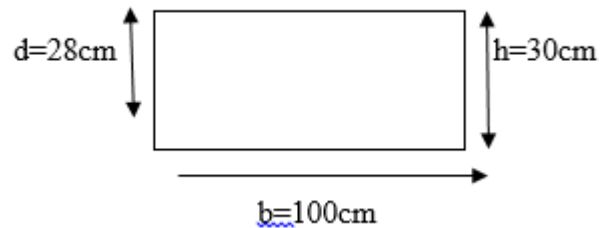
$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0,75 \times 67,59 = 50,69 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.75 M_{0x} = -0.5 \times 84,06 = -42,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.75 M_{0y} = -0,5 \times 67,59 = -33,80 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple.



Sens x-x	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 77,85 \text{ KN.m}$	$M_a = 51,90 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,070 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,050 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,964$	$\beta = 0,970$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 7,51 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 4,97 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 \cdot b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	8HA12=9,04 cm ²	8HA12=9,04 cm ²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VII-12 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU.

Sens y-y	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 56,12 \text{ KN.m}$	$M_a = 51,90 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,050 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,046 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,974$	$\beta = 0,976$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 5,91 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 5,46 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	8HA12=9,04 cm ²	8HA12=9,04 cm ²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VII-13 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU.

❖ Vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	En travée : $S_t = 12,5 \text{ cm}$ En appuis : $S_t = 12,5 \text{ cm}$
	Sens L_y :	En travée : $S_t = 12,5 \text{ cm}$ En appuis : $S_t = 12,5 \text{ cm}$

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	p	$p = q_{um} l_x l_y = 132,68 \times 4,00 \times 4,00 = 2122,88 \text{ KN}$
	V_u	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2122,88}{3 \times 4,00} = 176,91$
	$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d}$	$= \frac{176,91 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,632 \text{ MPa}$
	$\bar{\tau}$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 0,632 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

❖ Vérification a ELS :

❖ Sens x-x

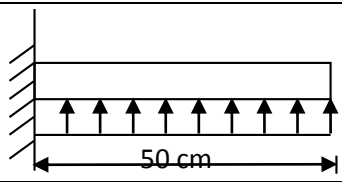
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	9,05	63,05	0,238	0,922	49,10	198,4	348	4,04	15	Cv
appuis	9,05	42,03	0,238	0,922	49,10	132,3	348	2,69	15	Cv

❖ Sens y-y

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	9,05	50,69	0,323	0,911	41,18	219,6	348	5,33	15	Cv
appuis	9,05	42,03	0,323	0,911	41,18	182,1	348	4,42	15	Cv

VII-8-2-Ferraillage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L=0,50 m.
	ELU : $P_u = q_u$	132,68 KN/ml
	ELS : $P_s = q_s$	93,99 KN/ml
sollicitation	$M_z = q_u \cdot x^2 / 2$	$M_z = -16,58 \text{ KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	$M_z = -11,75 \text{ KN.m (ELS)}$

❖ Calcul des armatures : b = 1 m; d = 28 cm

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,014 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta=0,993$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 1,55 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=3,38 \text{ cm}^2$
$A_p=3,38 \text{ cm}^2$ soit $4\text{HA}12=4,52 \text{ cm}^2$		
Avec un espacement : $S=25 \text{ cm} < S_{\max}=\min(2h, 25 \text{ cm})=25 \text{ cm}$.		
Les armatures de répartition	A/4	$1,13 \text{ cm}^2$
$4\text{HA}10=3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S=25 \text{ cm} < S_{\max}=\min(3h, 33 \text{ cm})=33 \text{ cm}$.		

Tableau VII-14: Ferrailage du débord à ELU.

❖ Vérification à l'ELS :

b) Vérification des contraintes dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b=0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{99,40}{60,76}$	$\sigma_b = 1,49 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b=0,6f_{c28}$	$1,49 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée
a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculée $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 28} = 0,16$ $\beta = 0,934$ et $k=60,76$	$\sigma_s = 99,40 \text{ MPA}$

VII-8-3-Ferraillage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$
<p>Cas de chargement triangulaire :</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333x l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25x l_x$

Tableau VII-15: répartitions simplifiées des chargements.

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(157,84 - \frac{8998,46}{357,70} - \frac{2242,80}{128,16} \right) \times 1 \text{ ml} = 115,18 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(119,15 - \frac{8998,46}{357,70} - \frac{2242,80}{128,16} \right) \times 1 \text{ ml} = 76,49 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

	travée	L	Panneaux	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut
FILS (4)	5A-5B	3.2	SUP	0,80	triangulaire	0.96	0.8	115.18	76,49	110.57	734.30	221.14	146.86	92.14	184.28
			INF	0,80	triangulaire	0.96	0.8	115.18	76.49	110.57	734.30			92.14	
	5B-5C	3.5	SUP	0,87	triangulaire	1.05	0.87	115.18	76,49	120.93	803.14	241.87	160.62	100.78	201.56
			INF	0,87	triangulaire	1.05	0.87	115.18	76.49	120.93	803.14			100.78	
	5C-5D	3.2	SUP	0,80	triangulaire	0.96	0.8	115.18	76,49	110.57	734.30	221.14	146.86	92.14	184.28
			INF	0,80	triangulaire	0.96	0.8	115.18	76.49	110.57	734.30			92.14	
	5D-5E	3.5	SUP	0,87	triangulaire	1.05	0.87	115.18	76,49	120.93	803.14	241.87	160.62	100.78	201.56
			INF	0,87	triangulaire	1.05	0.87	115.18	76.49	120.93	803.14			100.78	
5E-5F	3.2	SUP	0,80	triangulaire	0.96	0.8	115.18	76,49	110.57	734.30	221.72	147.24	92.14	184.28	
		INF	0,80	triangulaire	0.965	0.8	115.18	76.49	111.14	738.12			92.14		
FILS (B)	01	4	gauche	0.8	trapézoïdal	1.57	1.36	115.18	76,49	181.21	1203.44	353.45	234.72	156.64	299.82
			droit	0.87	trapézoïdal	1.49	1.24	115.18	76,49	172.24	1143.83			143.18	
	02	4	gauche	0.8	trapézoïdal	1.57	1.36	115.18	76,49	181.21	1203.44	353.45	234.72	156.64	299.82
			droit	0.87	trapézoïdal	1.49	1.24	115.18	76,49	172.24	1143.83			143.18	
	03	3	gauche	0.93	triangulaire	0.9	0.75	115.18	76,49	103.66	688.41	207.32	137.682	86.38	172.77
			droit	0.85	triangulaire	0.9	0.75	115.18	76,49	103.66	688.41			86.38	
	04	4	gauche	0.8	trapézoïdal	1.57	1.16	115.18	76,49	181.21	1203.44	353.45	234.72	133.60	266.06
			droit	0.87	trapézoïdal	1.49	1.15	115.18	76,49	172.24	1143.83			132.45	
05	4	gauche	0.8	trapézoïdal	1.57	1.36	115.18	76,49	181.21	1203.44	353.45	234.72	156.64	299.82	
		droit	0.87	trapézoïdal	1.49	1.24	115.18	76,49	172.24	1143.83			143.18		

❖ DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNE :
Sens longitudinal : fils 5 :

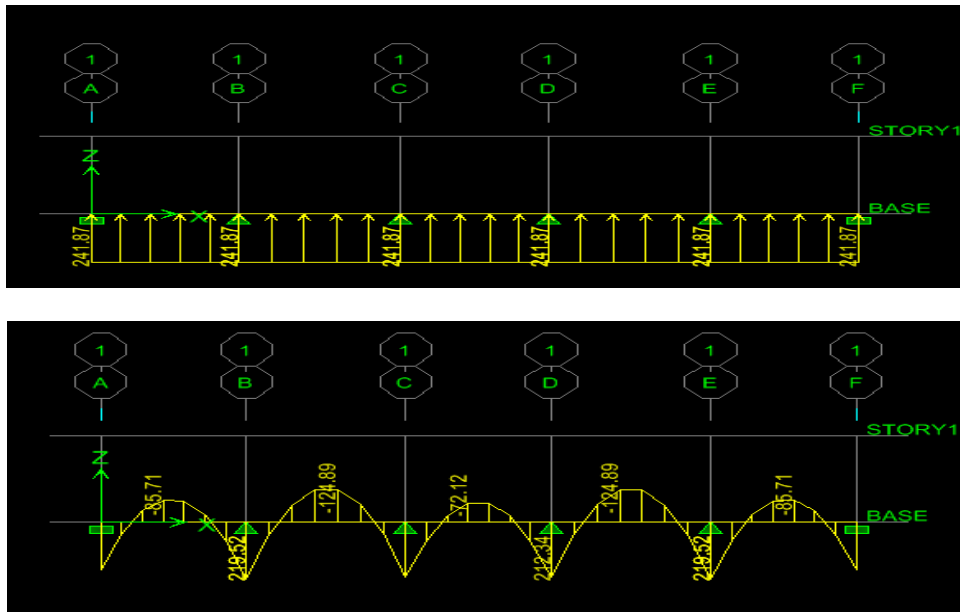


Figure VII-1: Diagramme des moments fléchissant à ELU respectivement.

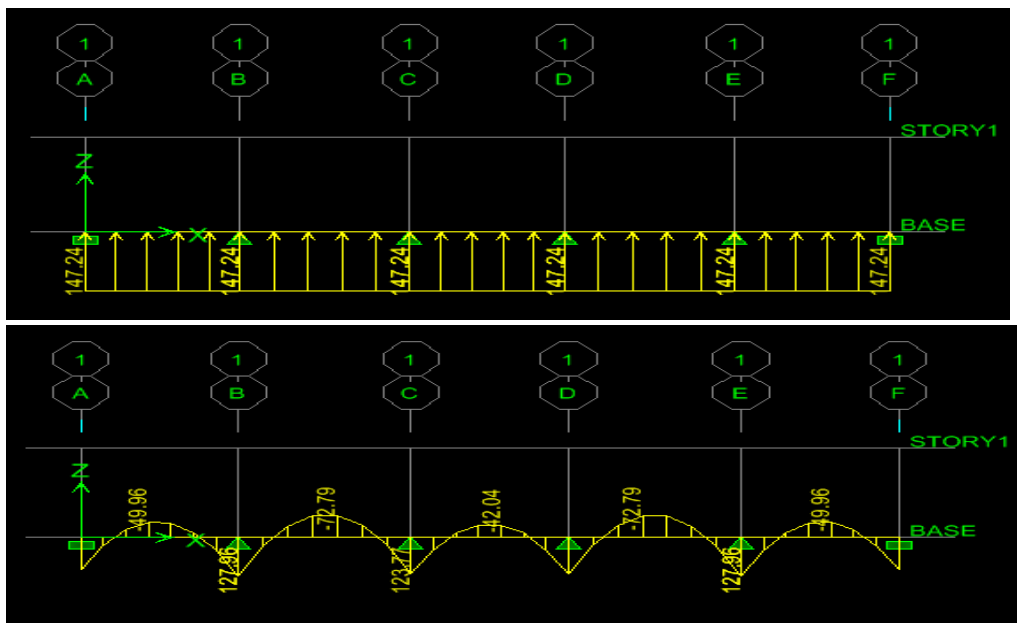


Figure VII-2: Diagramme des moments fléchissant à ELS respectivement.

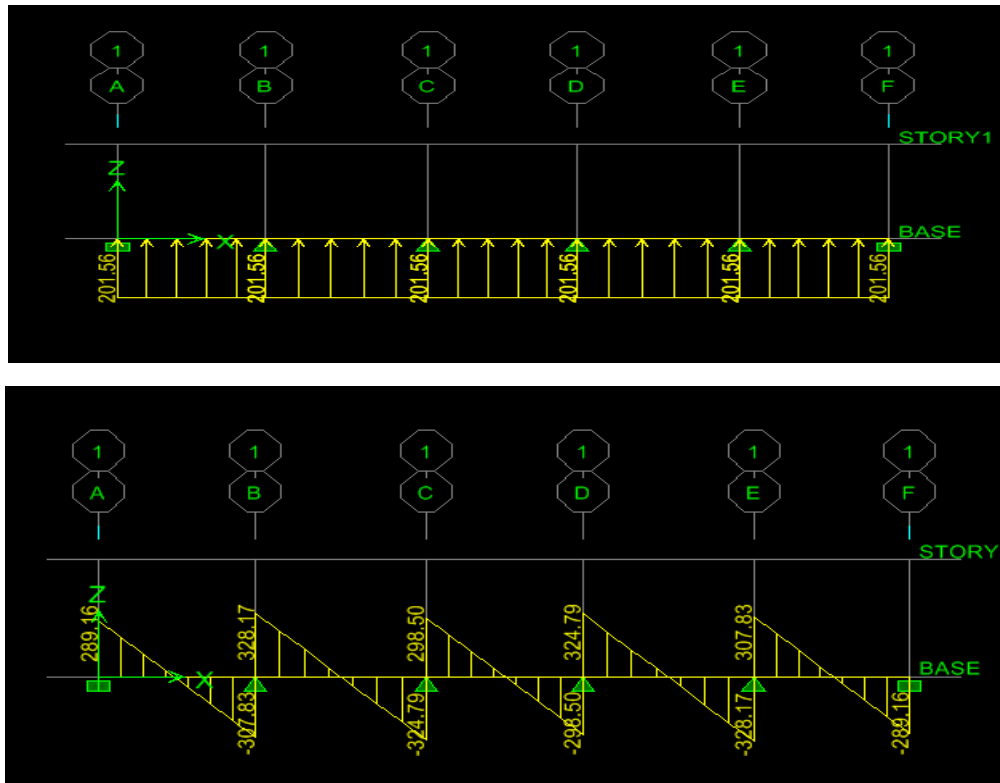


Figure VII-3 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

Conclusion :

Les efforts max sens x-x	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
Moment fléchissant	$M_{max} = 124,89 \text{ KN.m}$ en travée	$M_{max} = 72,79 \text{ KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 219,52 \text{ KN.m}$ au appui	$M_{max} = 127,96 \text{ KN.m}$ au appui
L'effort tranchant	$T_{max} = 328,17 \text{ KN}$	/

Sens transversal : fils D :

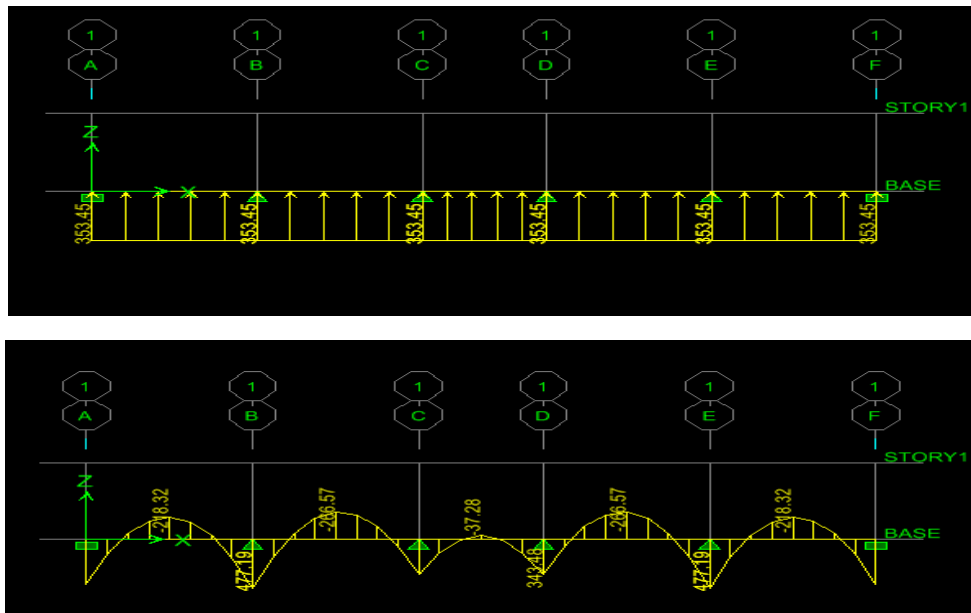


Figure VII-4: Diagramme des moments fléchissant à ELU respectivement.

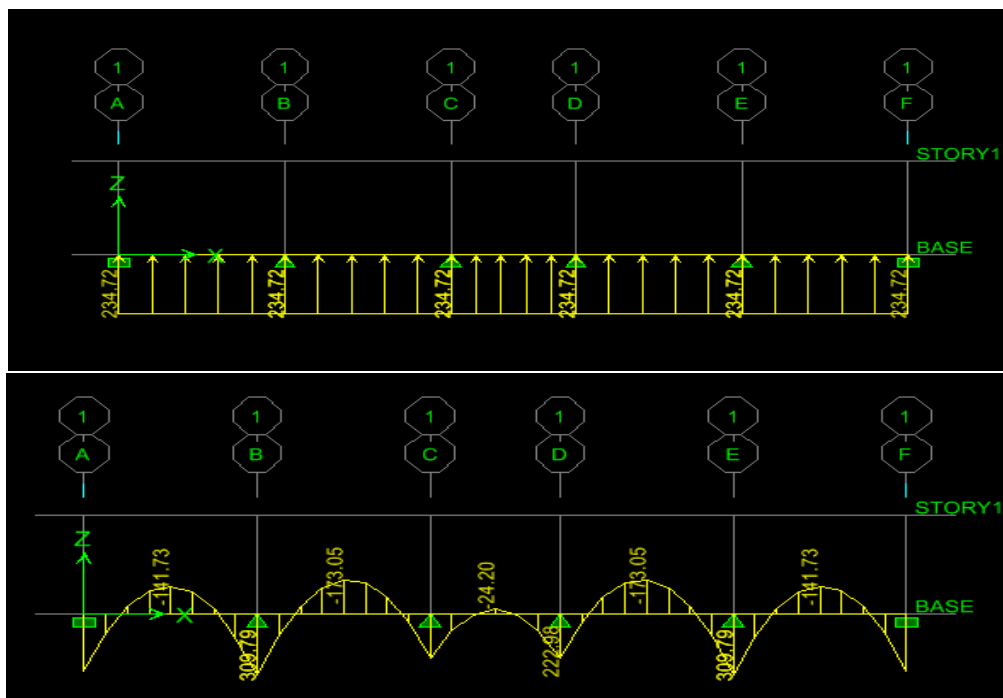


Figure VII-5: Diagramme des moments fléchissant à ELS respectivement.

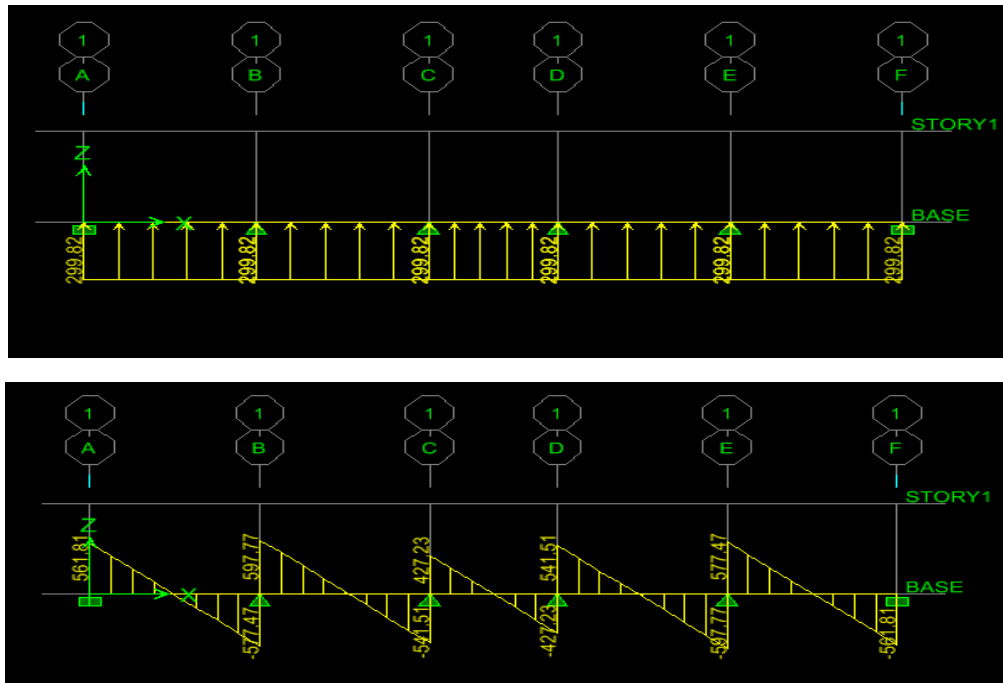


Figure VII-6 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

Conclusion :

Les efforts max sens y-y	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
Moment fléchissant	$M_{max} = 266,57 \text{KN.m}$ en travée	$M_{max} = 173,05 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 477,19 \text{KN.m}$ au appui	$M_{max} = 309,79 \text{KN.m}$ au appui
L'effort tranchant	$T_{max} = 597,77 \text{KN}$	/

Ferraillage de la nervure :

a) **Armatures longitudinales :** $b=60 \text{ cm}$ $d= 98\text{cm}$.

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	μ	Obs	B	A	choix d'armature
Fils 5	travée	12489	0,016	SSA	0,992	6,02	8HA14
	appuis	21952	0,028	SSA	0,986	10,59	8HA14
Fils B	travée	26657	0,032	SSA	0,984	12,86	8HA16
	appuis	47719	0,058	SSA	0,970	23,03	8HA20

Tableau VII-16: Le ferraillage adopté pour la nervure.

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

<u>Diamètre</u>	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
<u>Espacement</u>	zone nodale	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\}$ $= \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>	$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60$ $= 1,8 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)	

c) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU :a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 98 \times \frac{2.1}{400} = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} \geq A_{min} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2,5 Mpa$	
Sens longitudinale : $T_u^{max} = 201,56KN$	$\tau_u = \frac{201,56 \times 1000}{600 \times 980} = 0,35 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{max} = 299,82KN$	$\tau_u = \frac{299,82 \times 1000}{600 \times 980} = 0,51 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	12,30	72,79	0,218	0,915	51,67	60,67	348	1,17	15	CV
	Appuis	12,30	127,96	0,218	0,915	51,67	106,65	348	2,06	15	CV
yy	Travée	16,07	173,05	0,245	0,921	48,29	144,23	348	2,79	15	CV
	Appuis	25,12	309,79	0,506	0,893	31,73	258,20	348	4,99	15	CV

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 est de radier 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.

Bibliographie

Documents :

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
«Document technique réglementaire DTR B C2-48»
- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations CGS, Alger 1989.
- Cours et travaux dirigées du cursus universitaire (Mouloud Mammeri).
- Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.

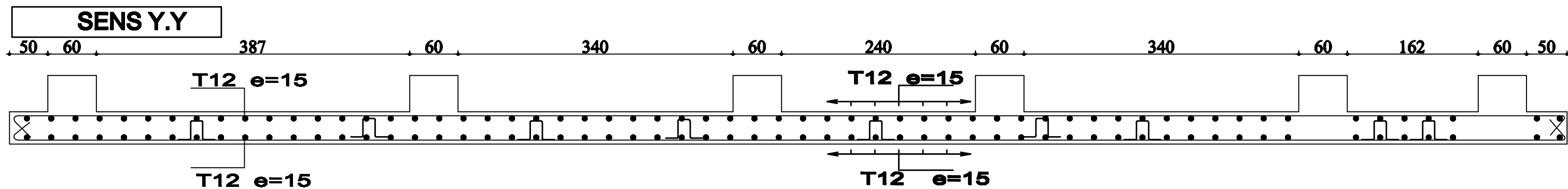
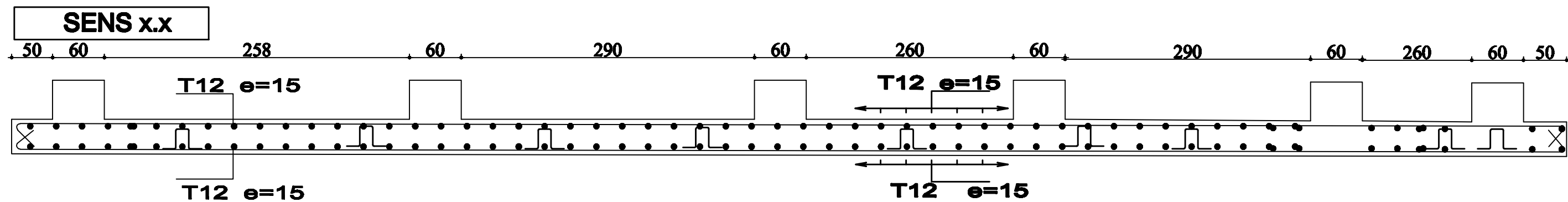
Ouvrages :

- M. BELLAZOUGUI
«Calcul des ouvrages en béton armé »
- JEAN PIERRE MOUGIN
« Cours de béton armé 'BAEL 91 et DTU associé' »
- PIERRE CHARON
« Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles associés »
- M^t. HENRY THONIER
« Conception et calcul des structures de bâtiment »

Site internet :

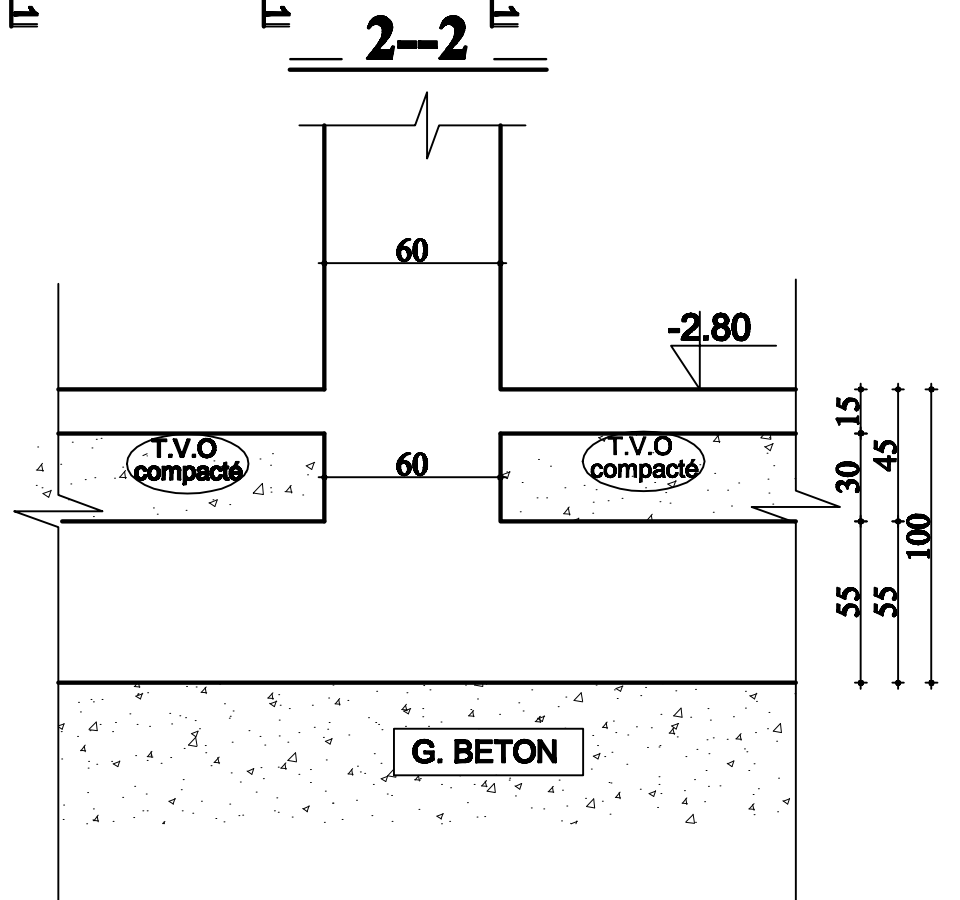
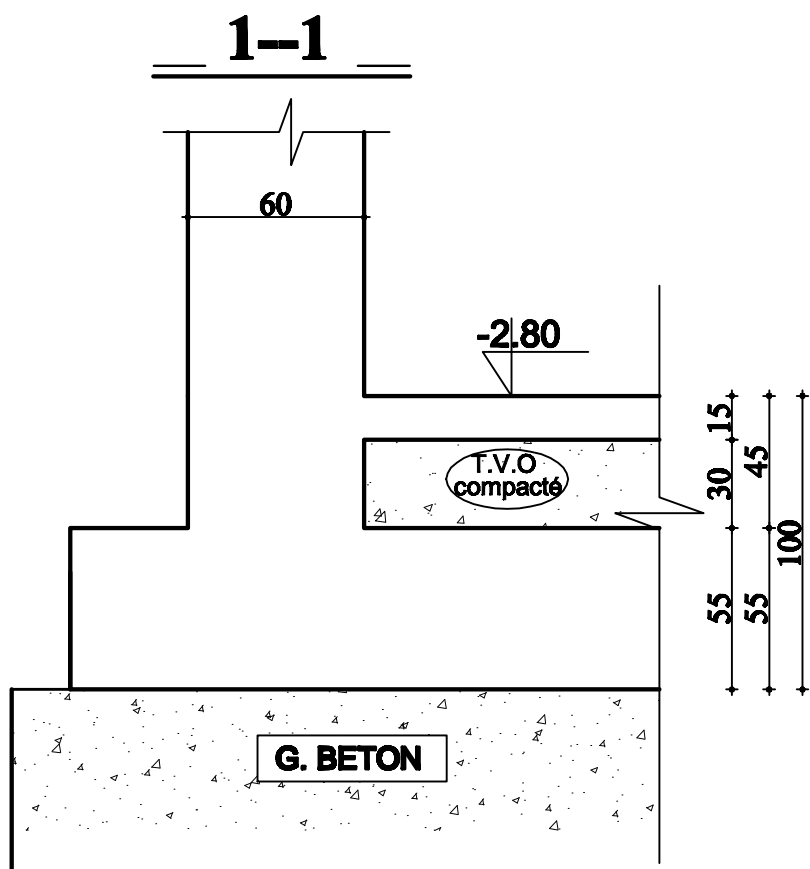
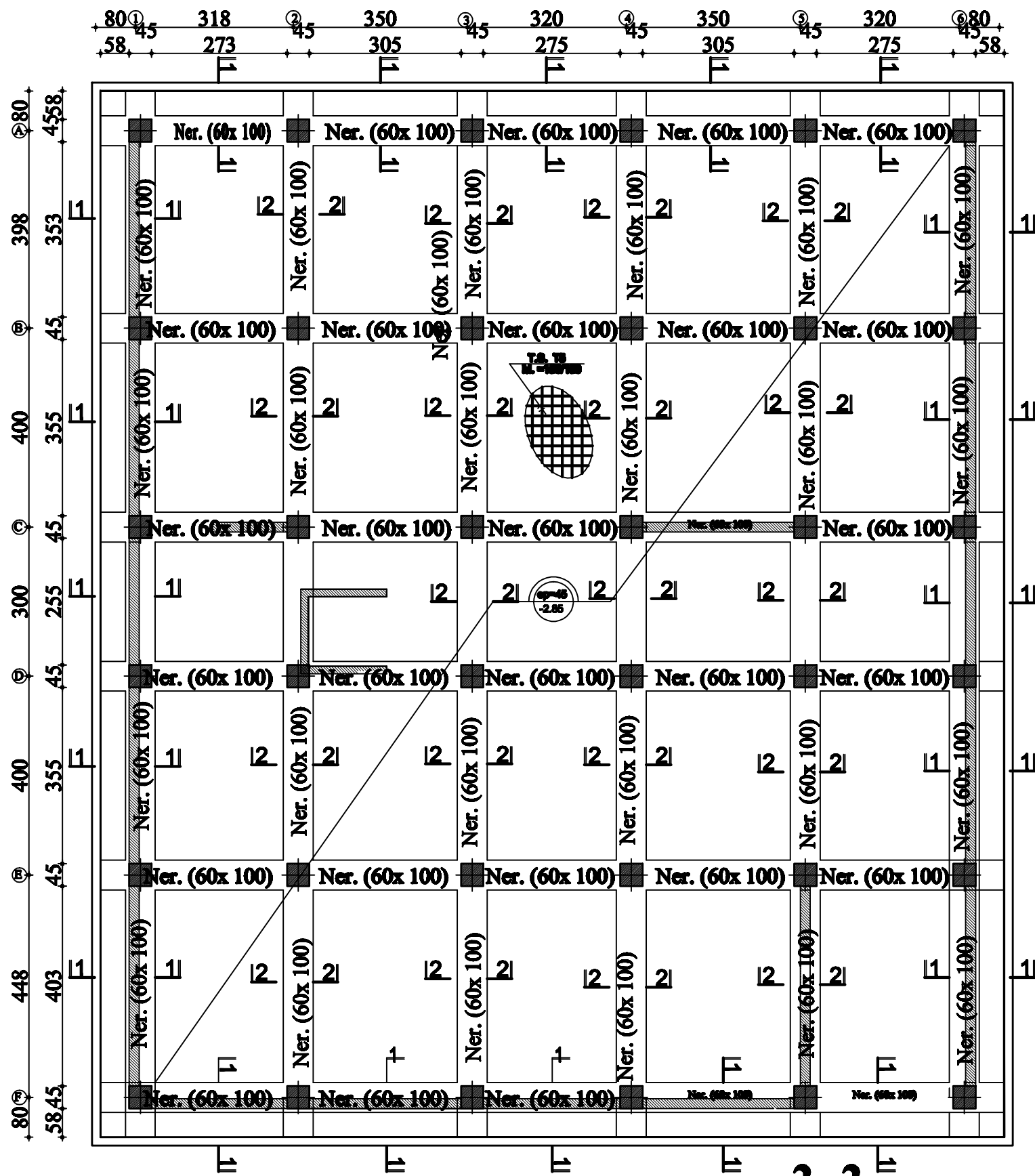
- UMMTO.DZ «espace mémoires de master »

FERR. de RADIER

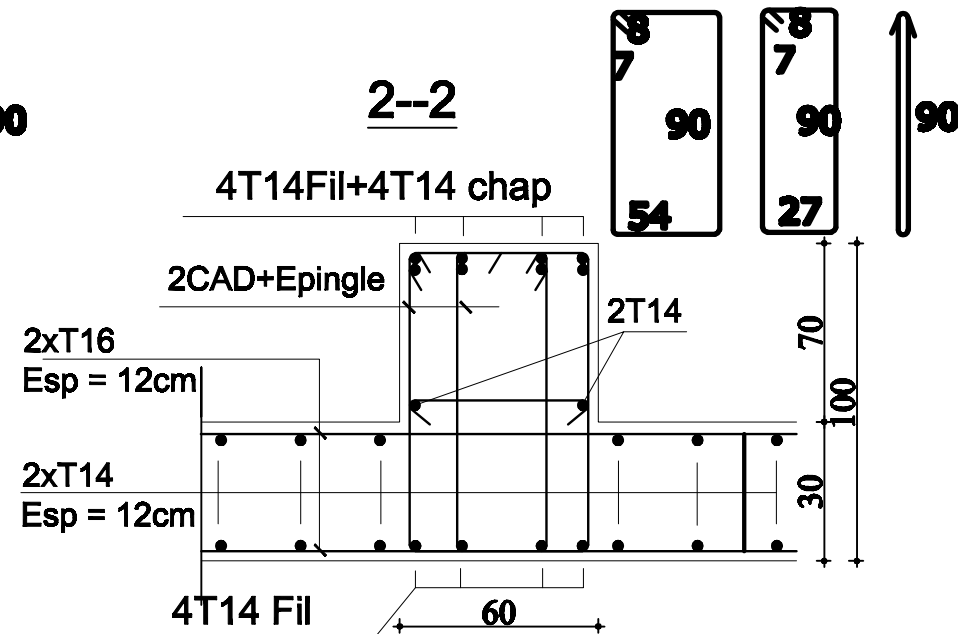
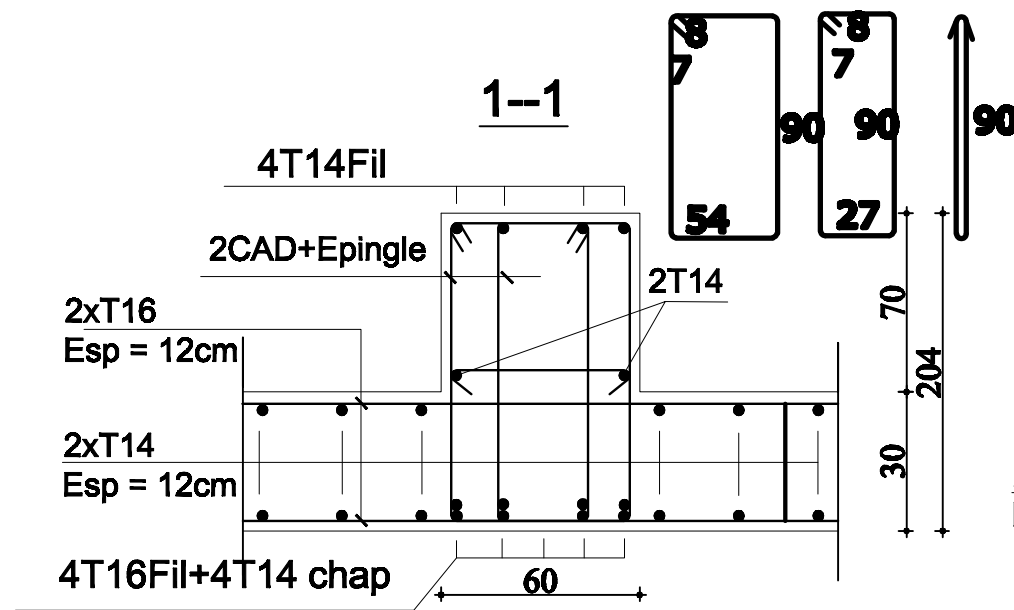
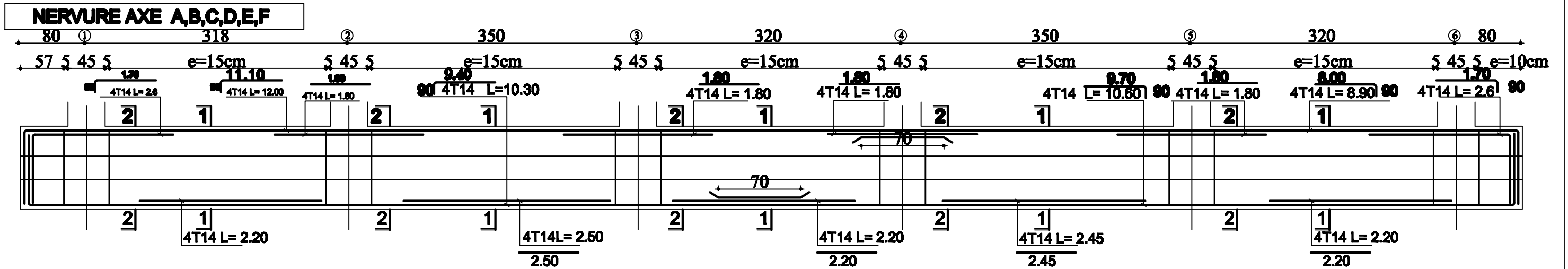


M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

COFFRAGE RADIER Niv: -2.85



sens X-X FERR. de NERVURE

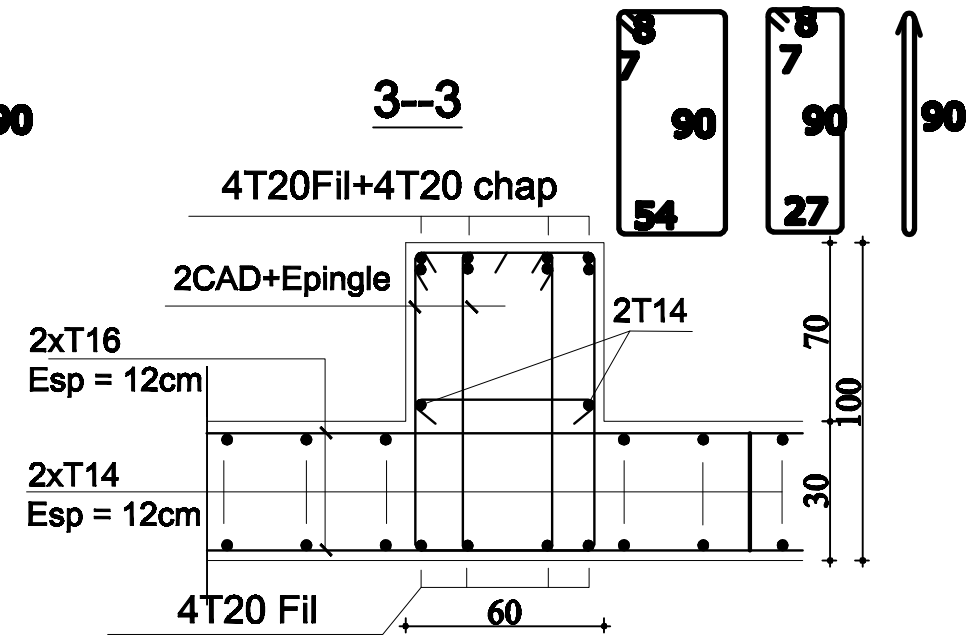
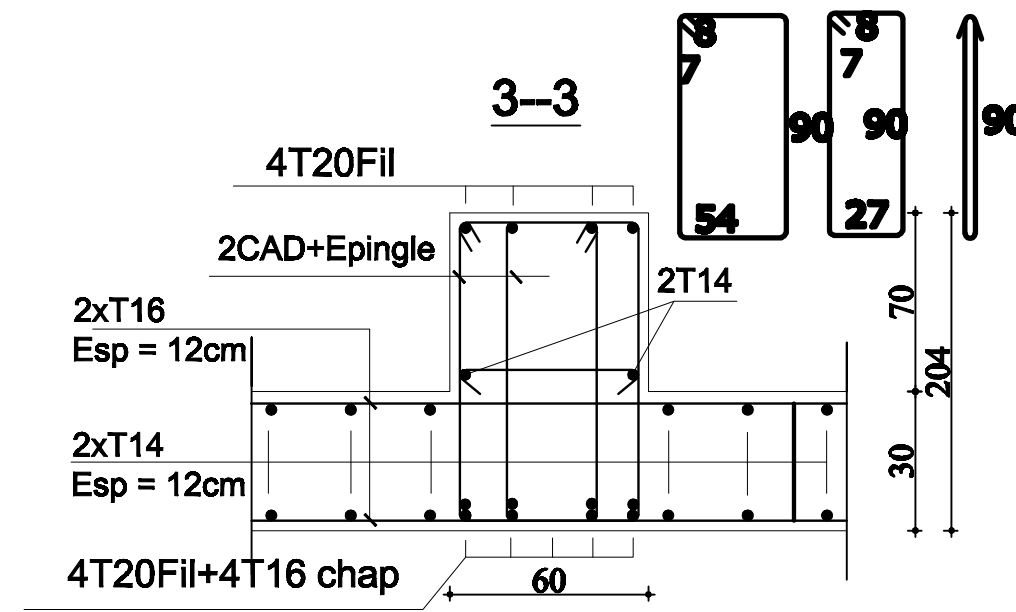
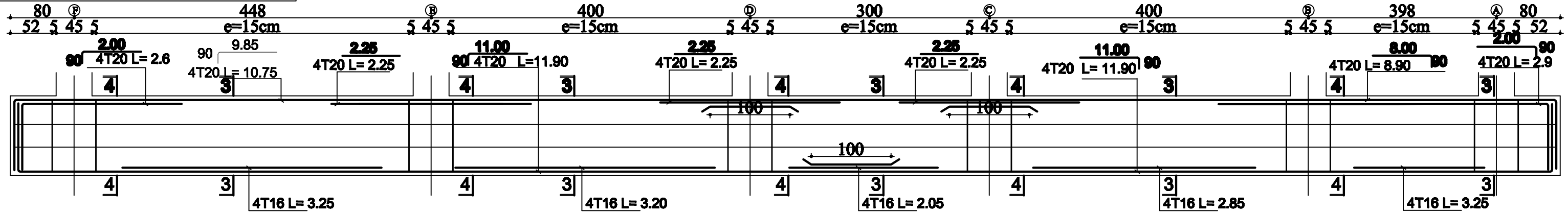


M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

sens y-y

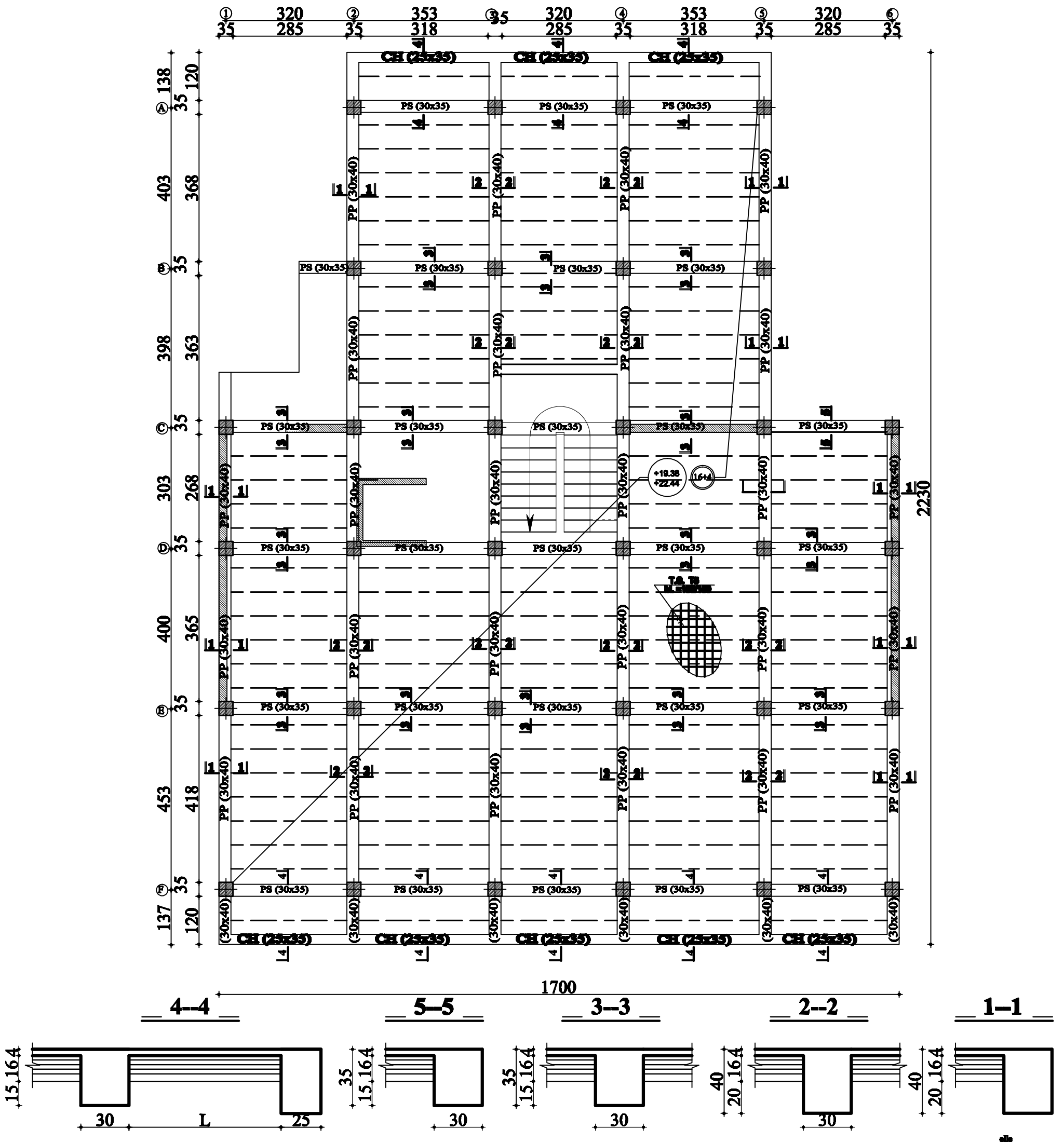
FERR. de NERVURE

NERVURE AXE 1,2,3,4,5,6



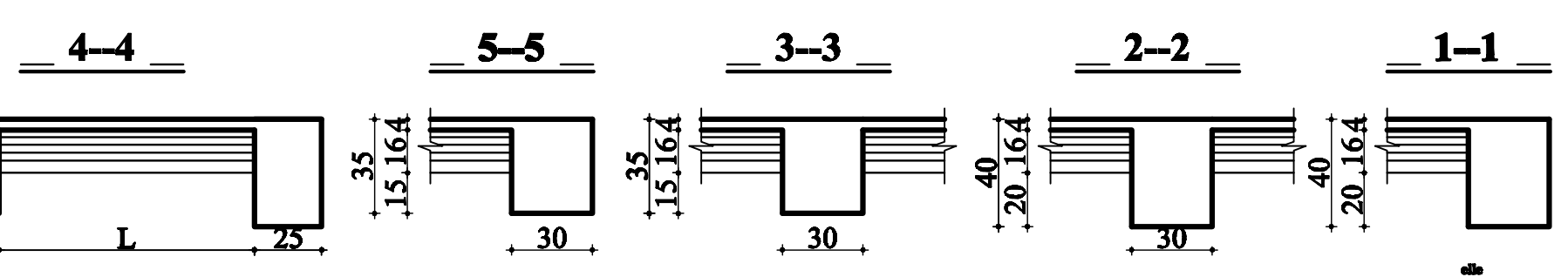
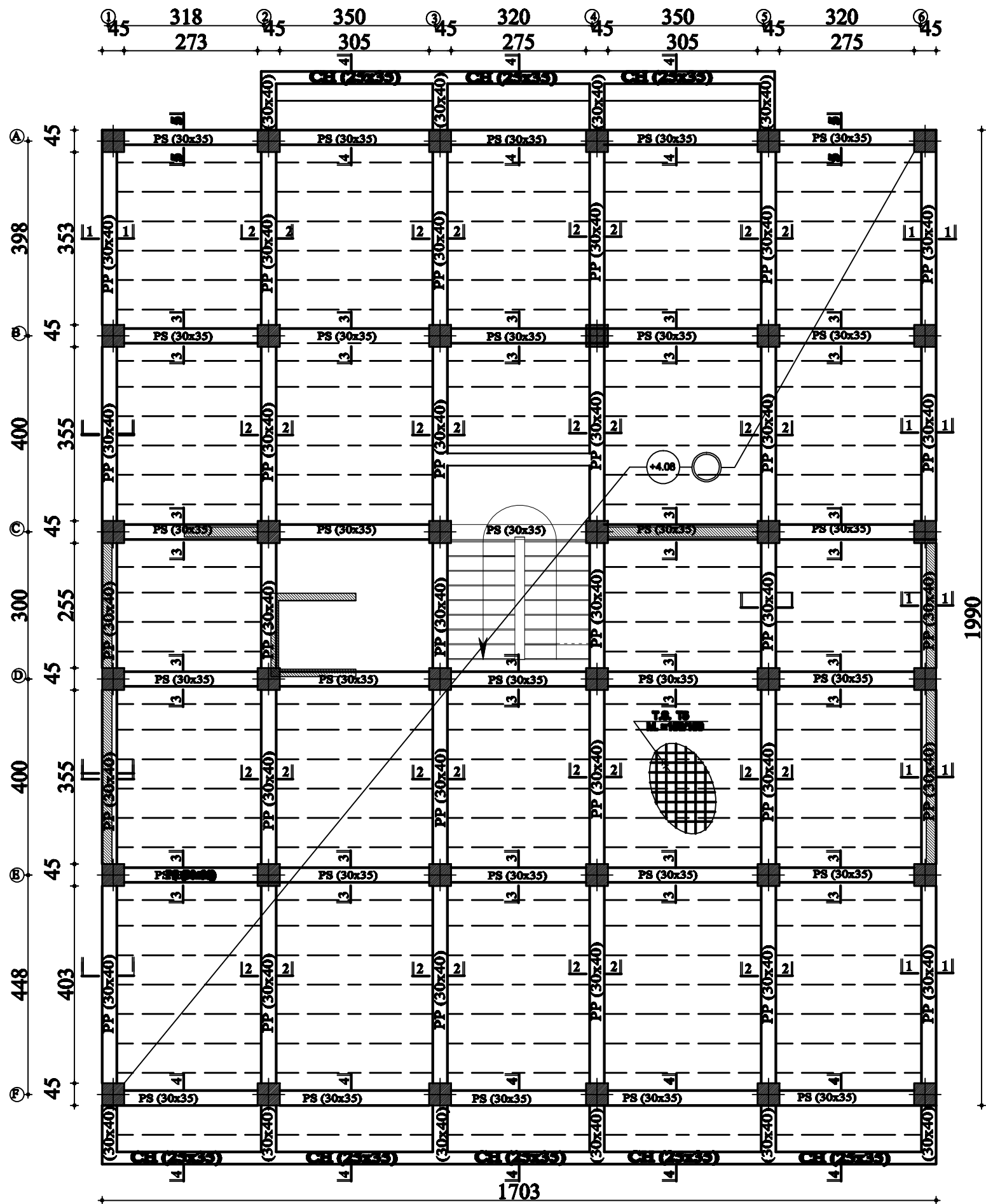
M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +19.38,+22.44



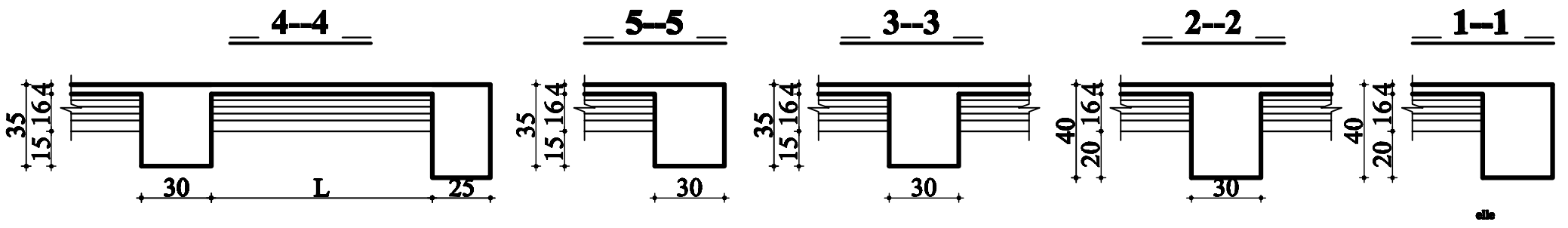
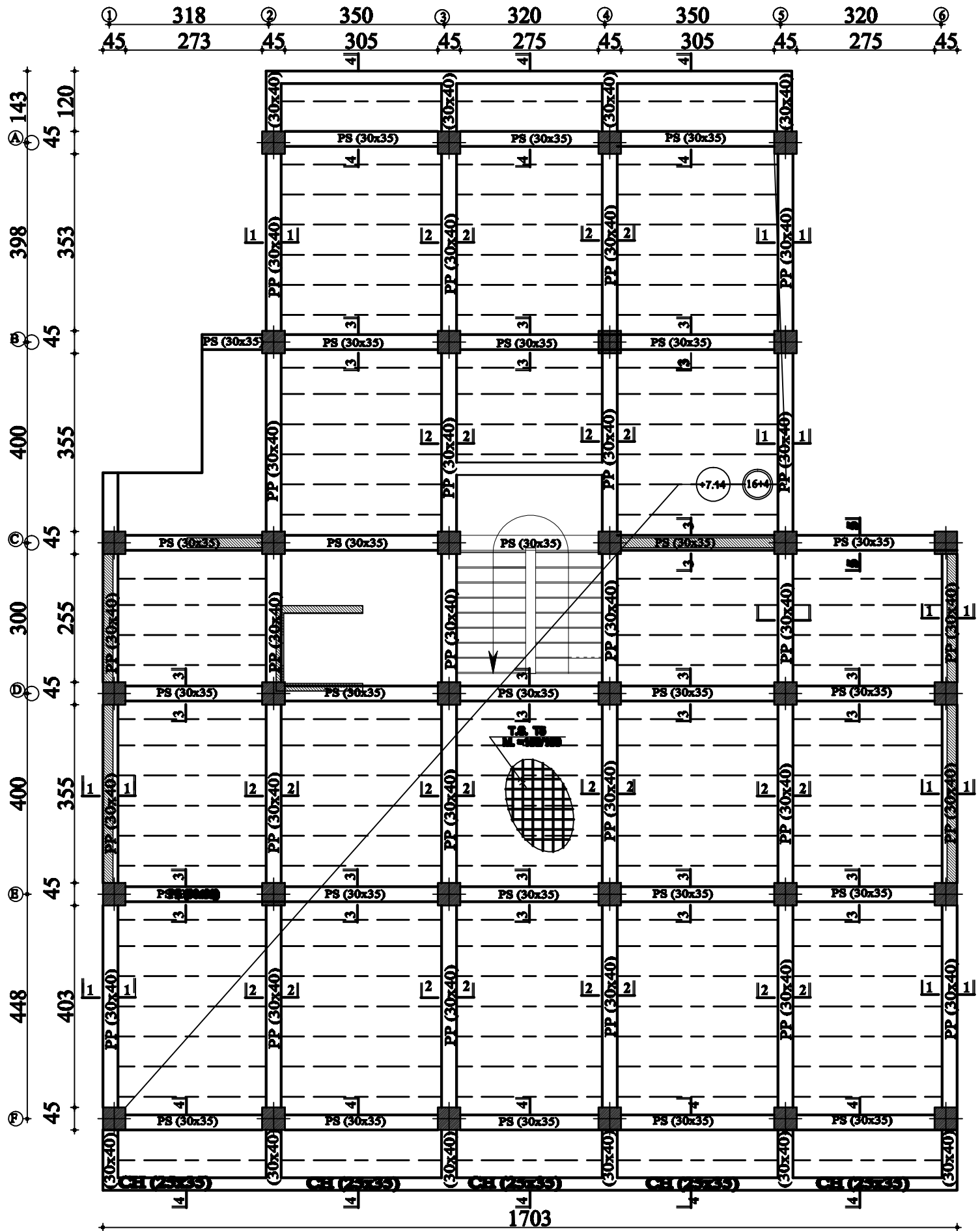
M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +4.08



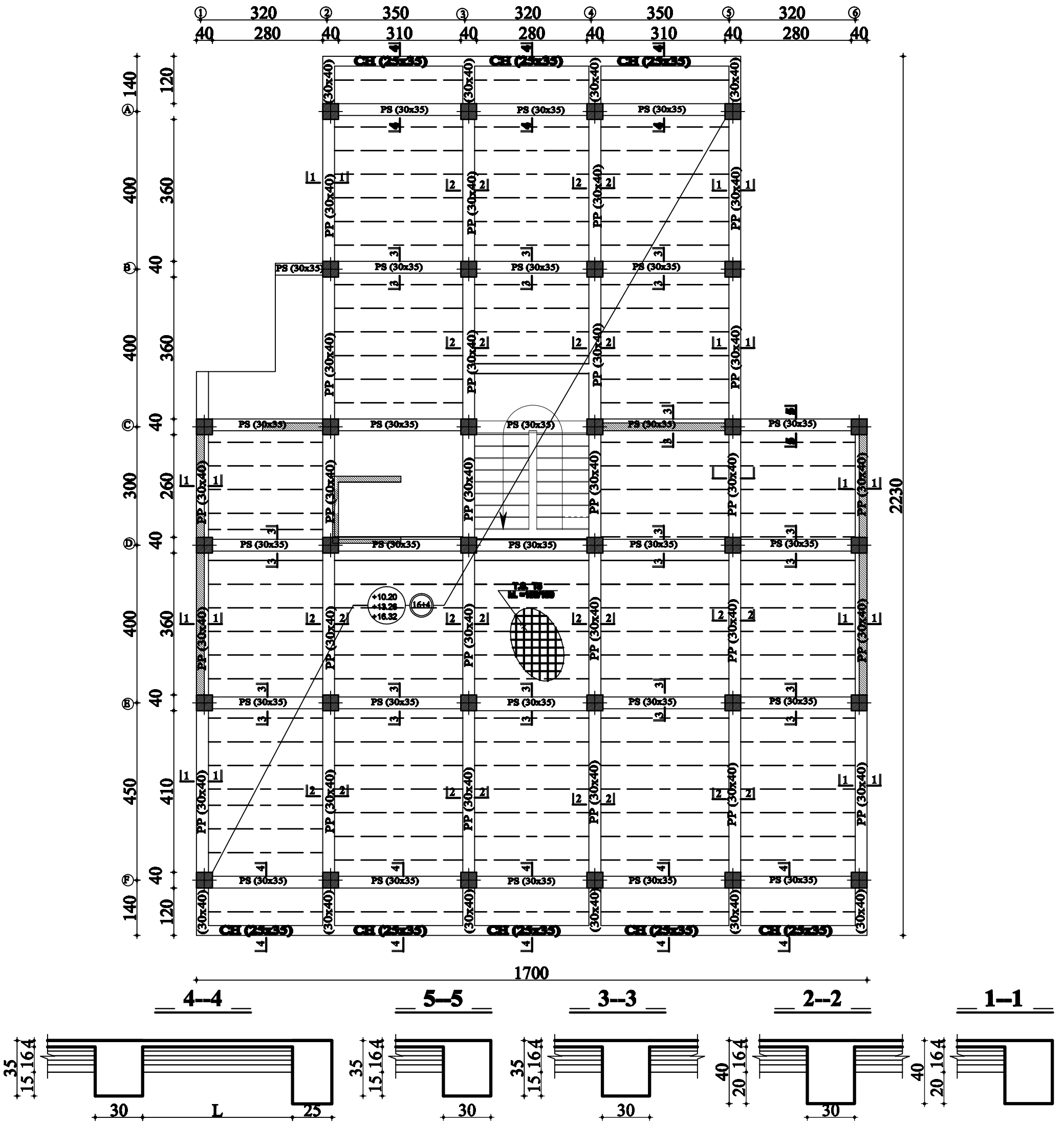
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude		promo
		2021 / 2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +7.14



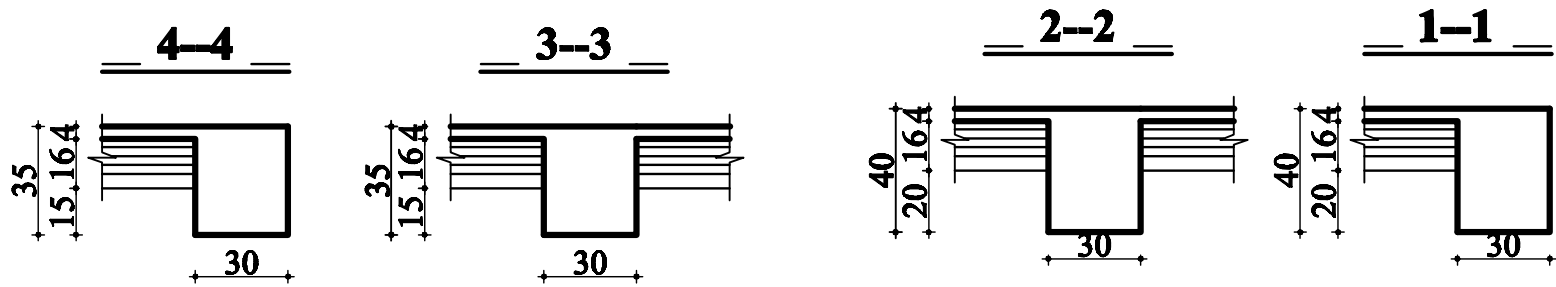
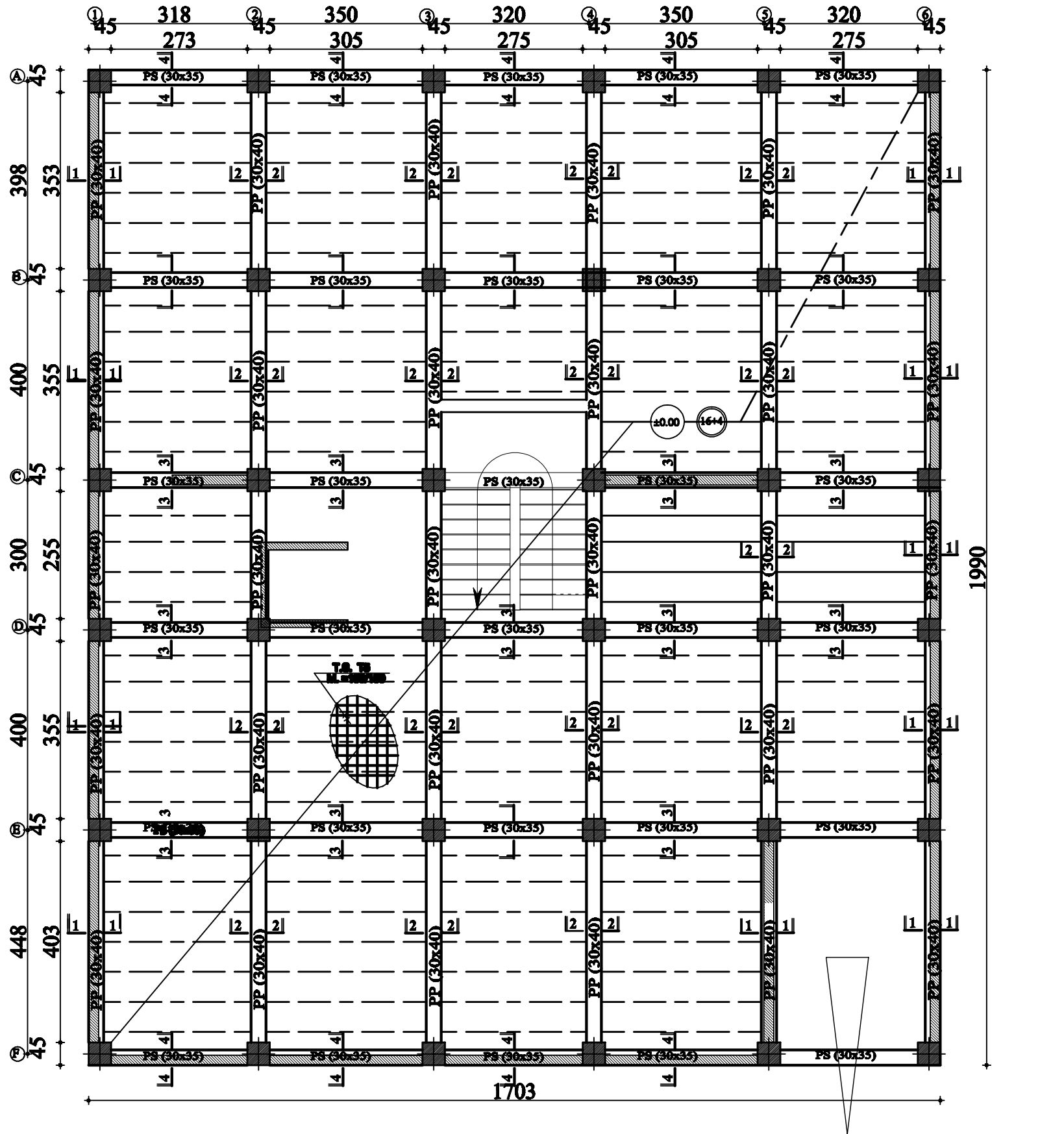
M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : +10.20,+13.26,+16.32



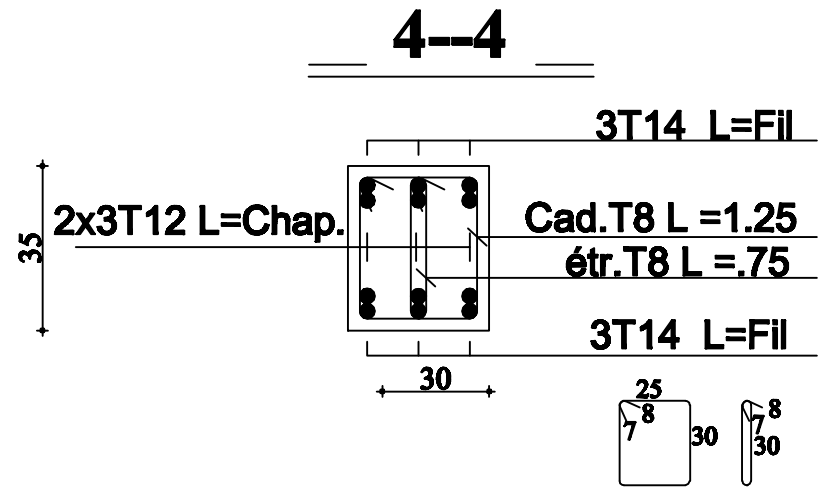
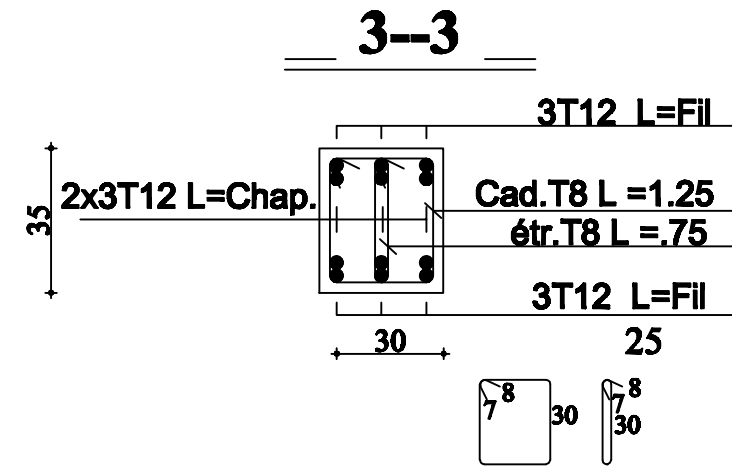
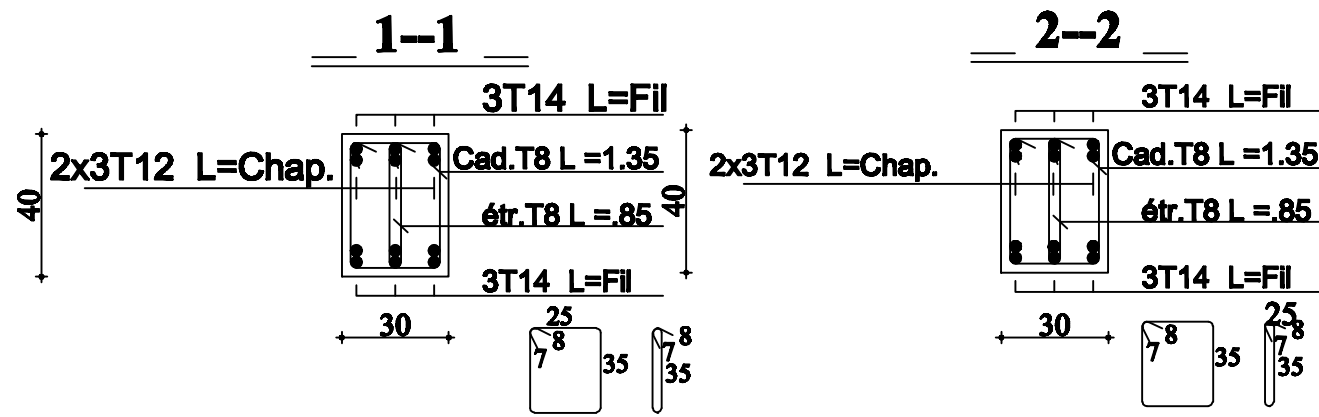
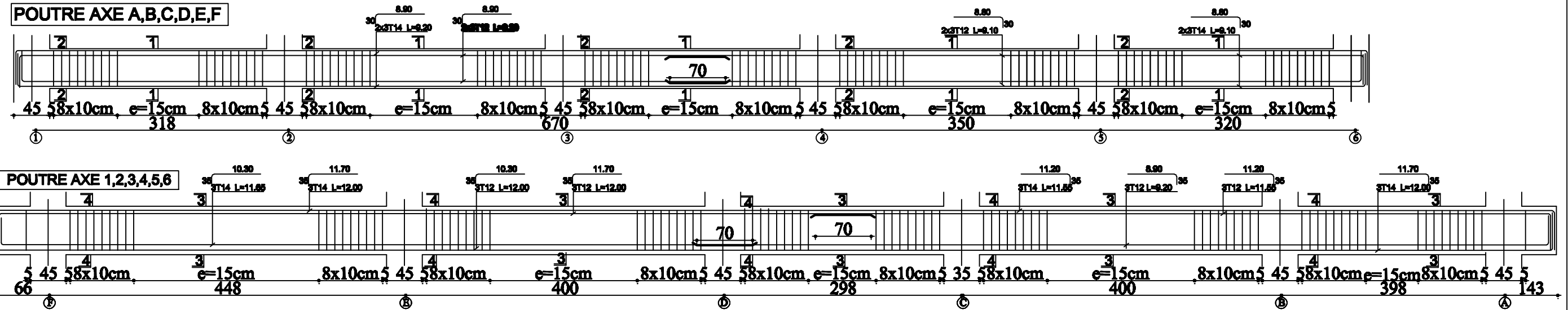
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

COFFRAGE PLANCHER Niv : ±0.00



M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022	

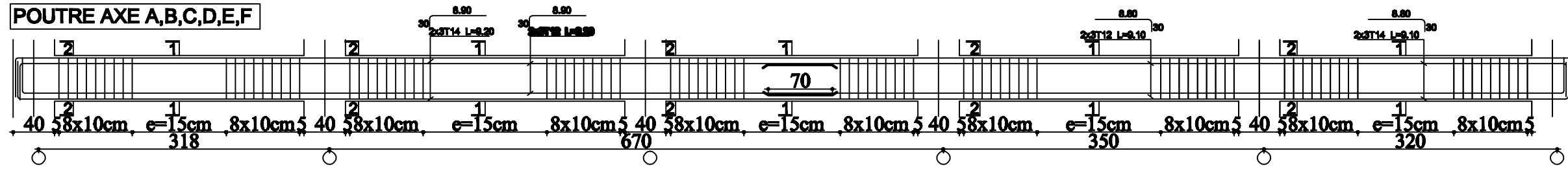
FERRAILLAGE DES POUTRES NIV: +4.50



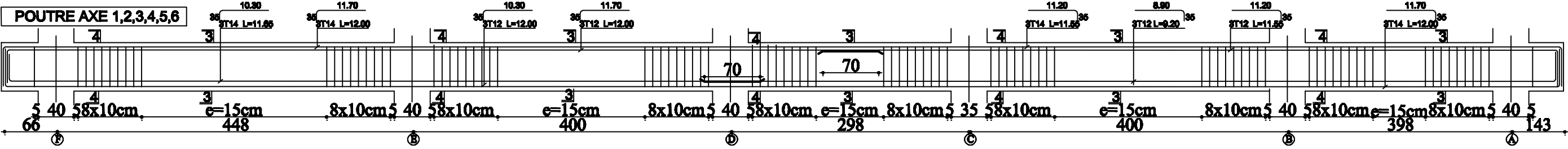
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude		promo 2021 / 2022

FERRAILLAGE POUTRE NIV: +10.20,+13.26,+16.32

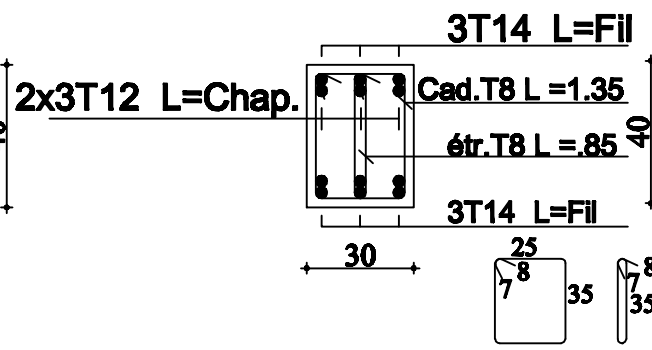
POUTRE AXE A,B,C,D,E,F



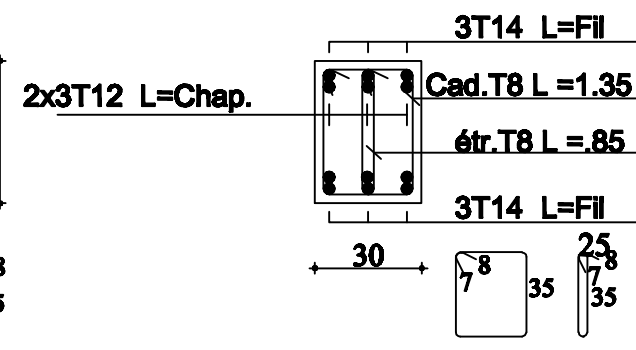
POUTRE AXE 1,2,3,4,5,6



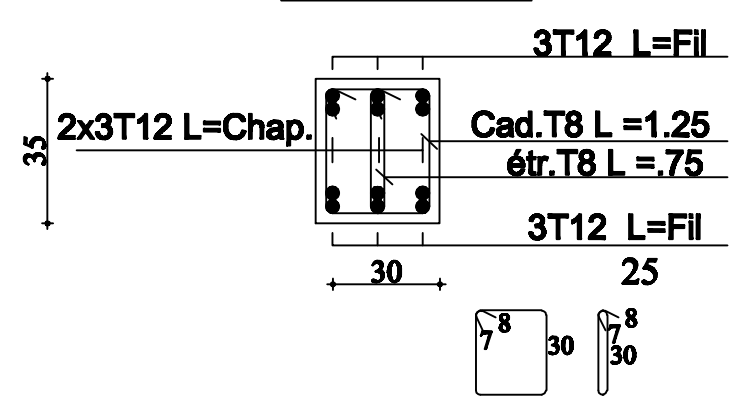
1-1



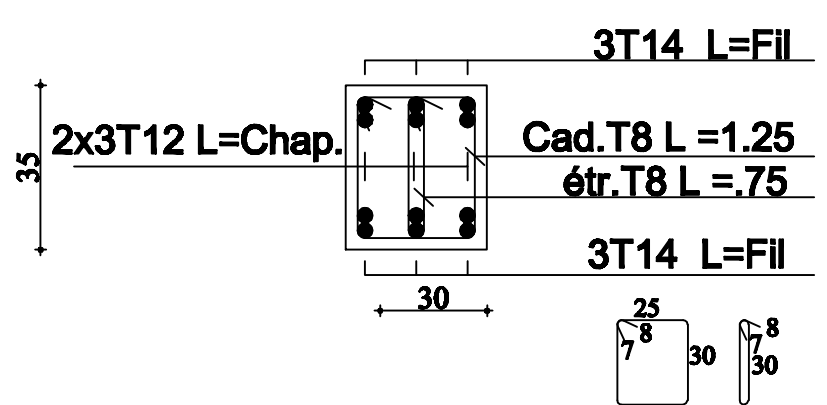
2-2



3-3



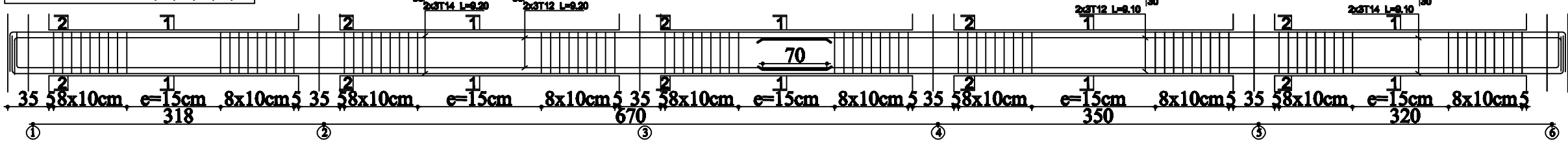
4-4



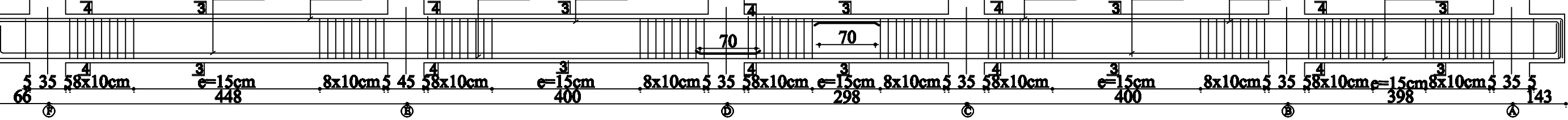
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude		promo	2021 / 2022

FERRAILLAGE POUTRE NIV: +19.38,+22.44

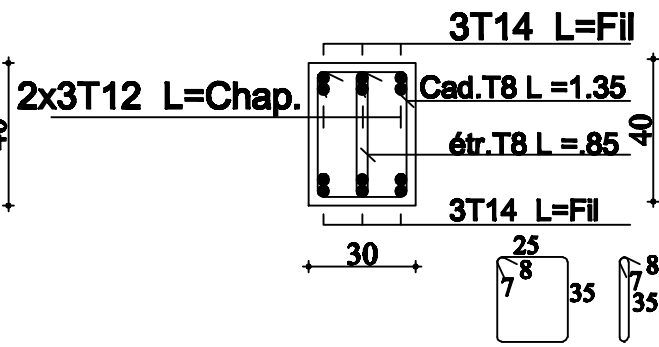
POUTRE AXE A,B,C,D,E,F



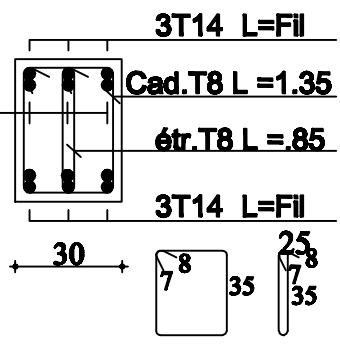
POUTRE AXE 1,2,3,4,5,6



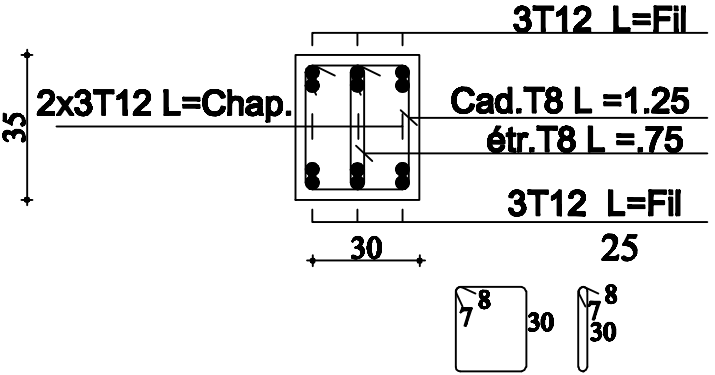
1-1



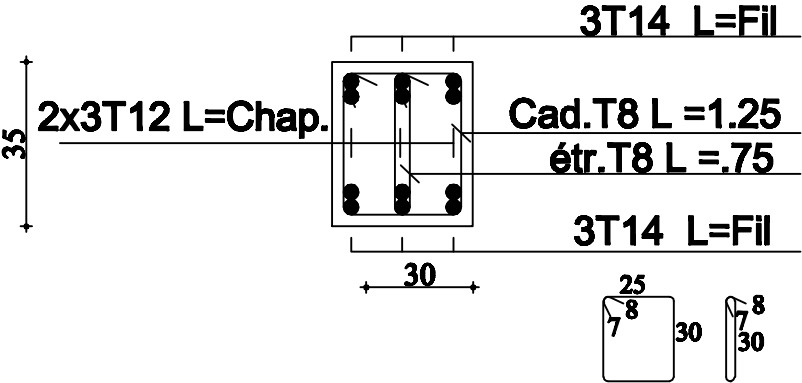
2-2



3-3



4-4

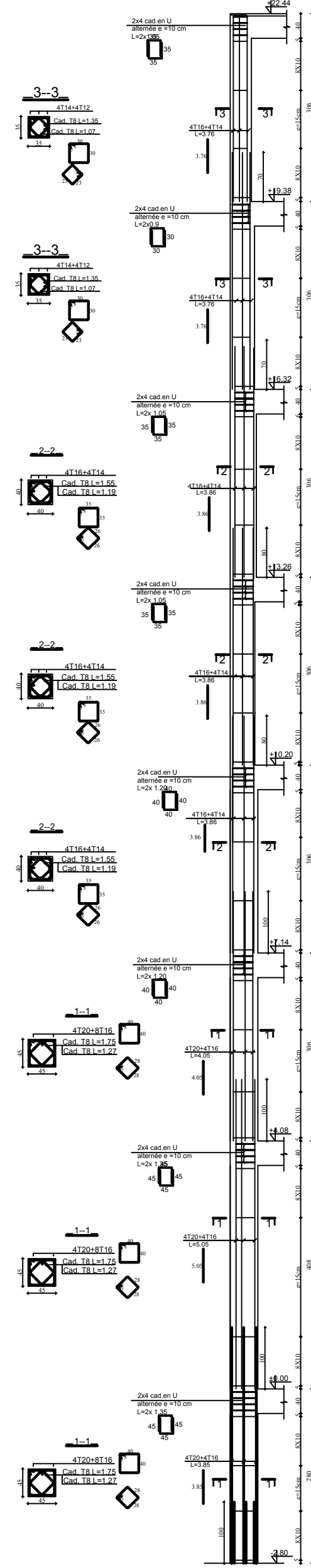
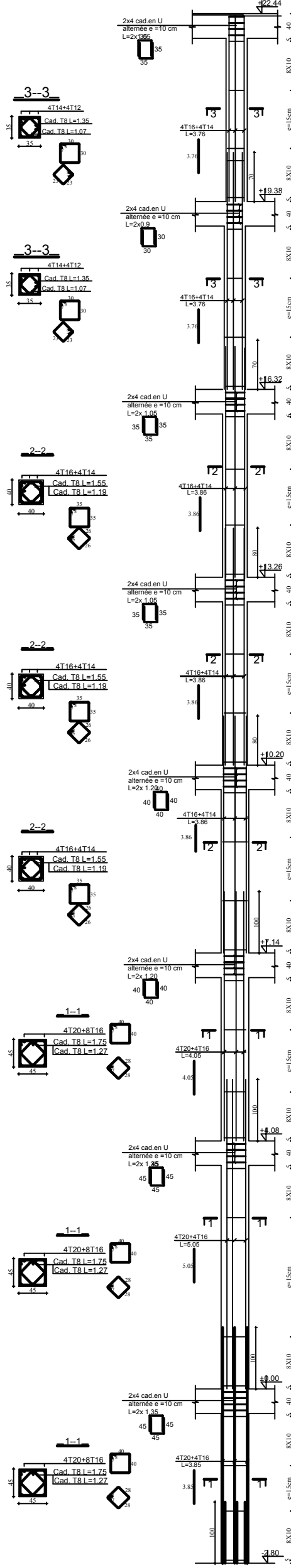
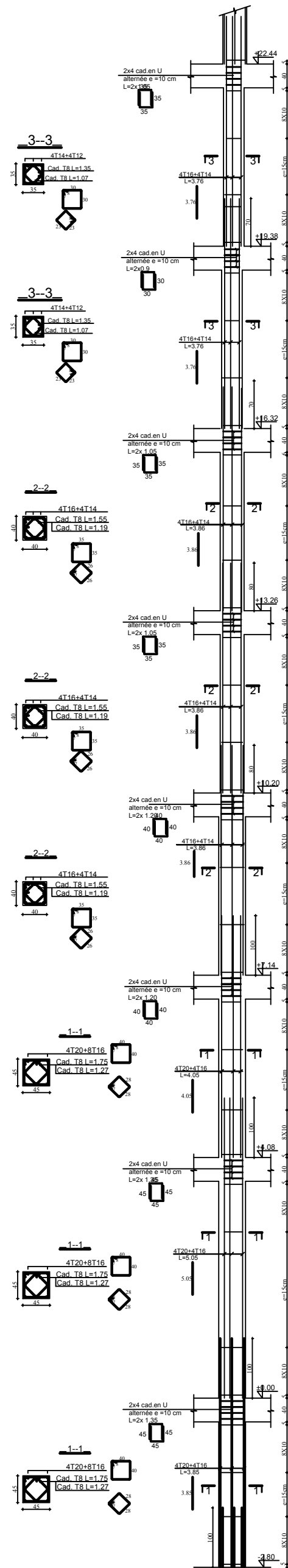


M ^{nie} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{nie} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude		promo 2021 / 2022

POT.CAGE D'ASS

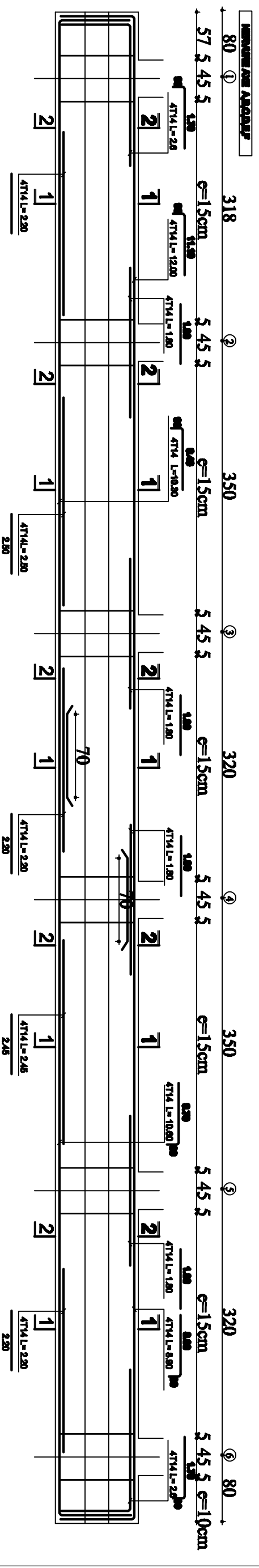
POT.INTERMED

POT.DE RIVE

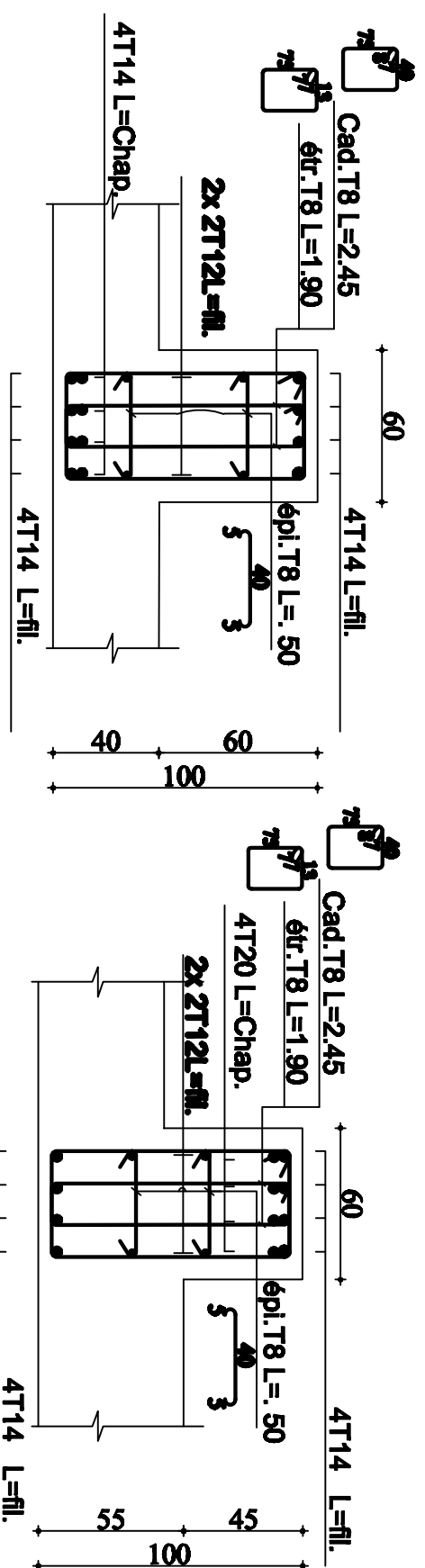


M ² :	Echelle	1/50	1/25
M ³ :	UMMTO	2022	
Dossier: BETON	mémoire	promo	2021 / 2022

sens X-X **FERRE. de NERVURE**



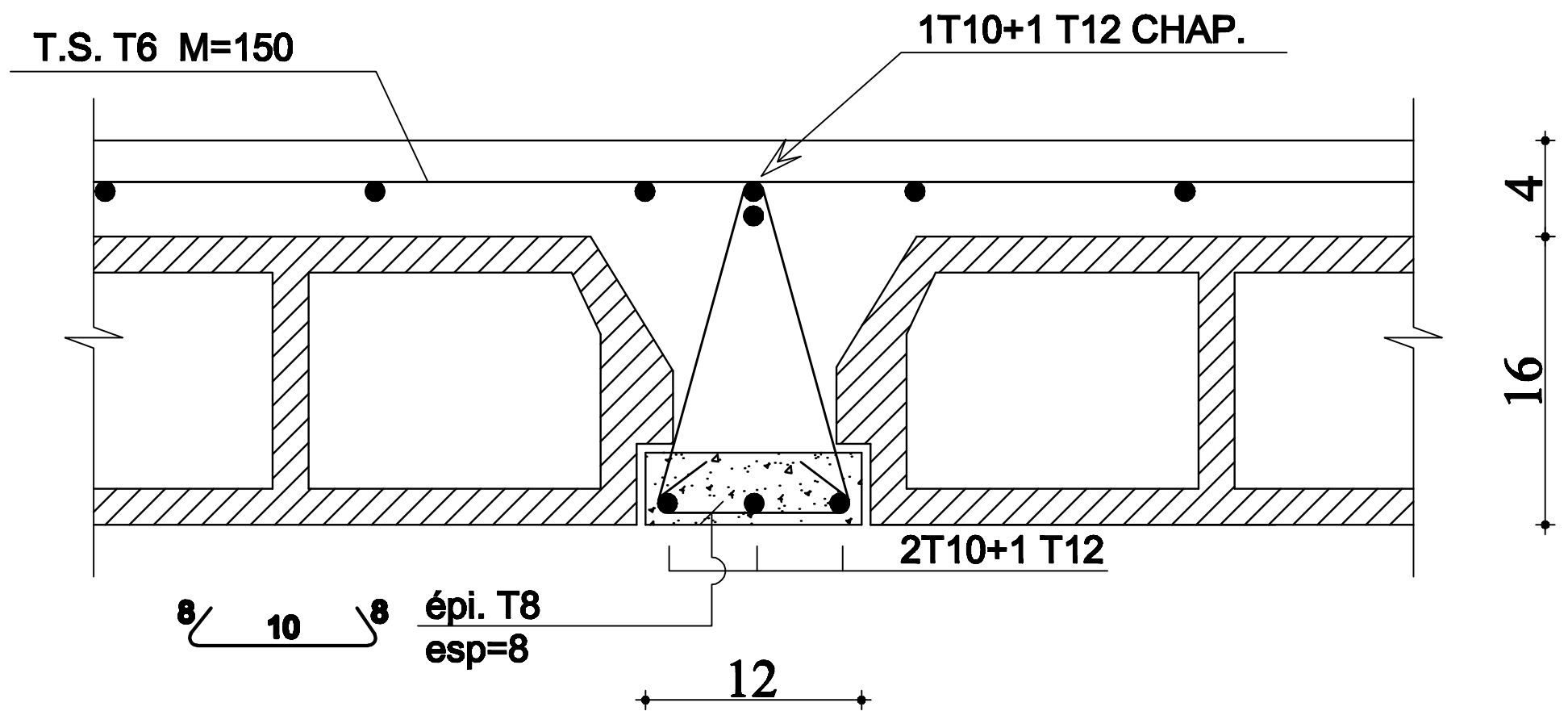
1--1



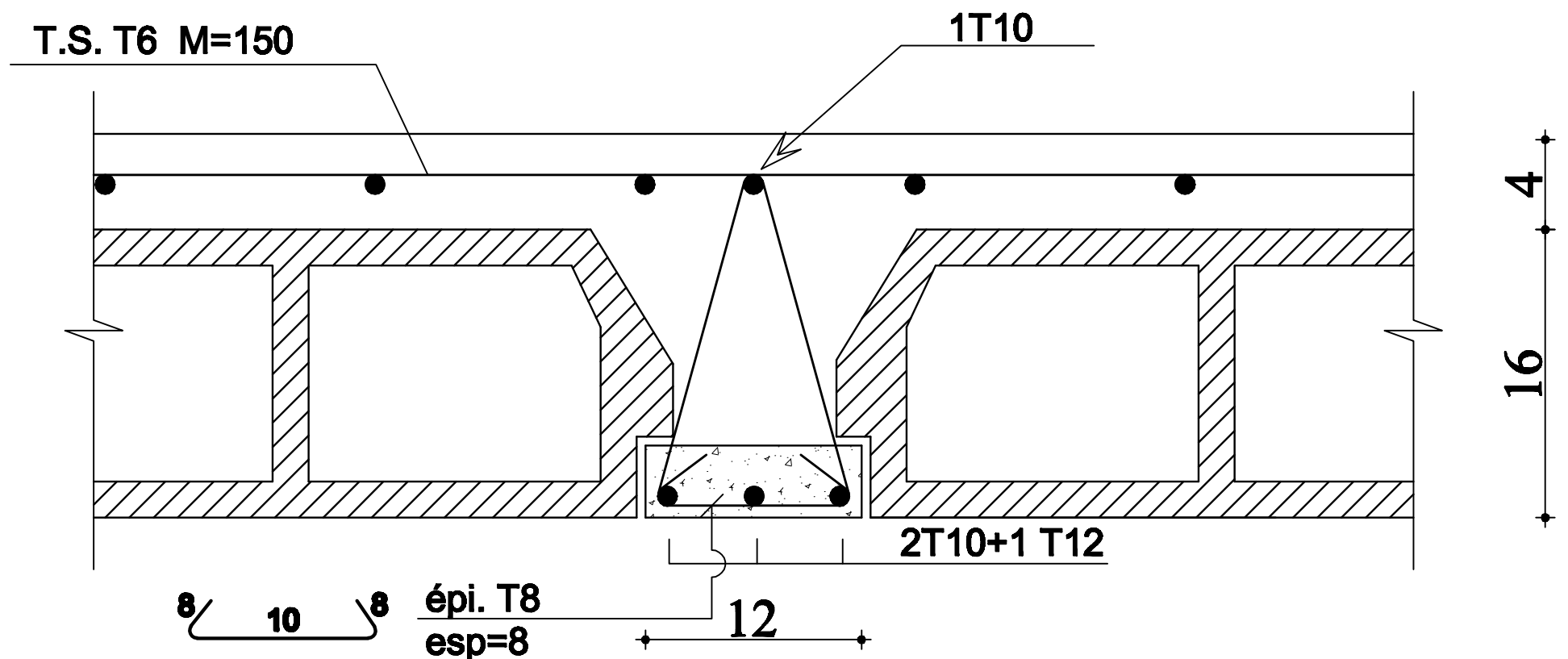
2--2

M th : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M th : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude	promo		2021 / 2022

COUPE POUTRELLES APPUIS



COUPE POUTRELLES TRAVEE



M^{elle}: Bendahmane Lila

M^{elle}: boualane yamina

mémoire de fin d'étude

Echelle

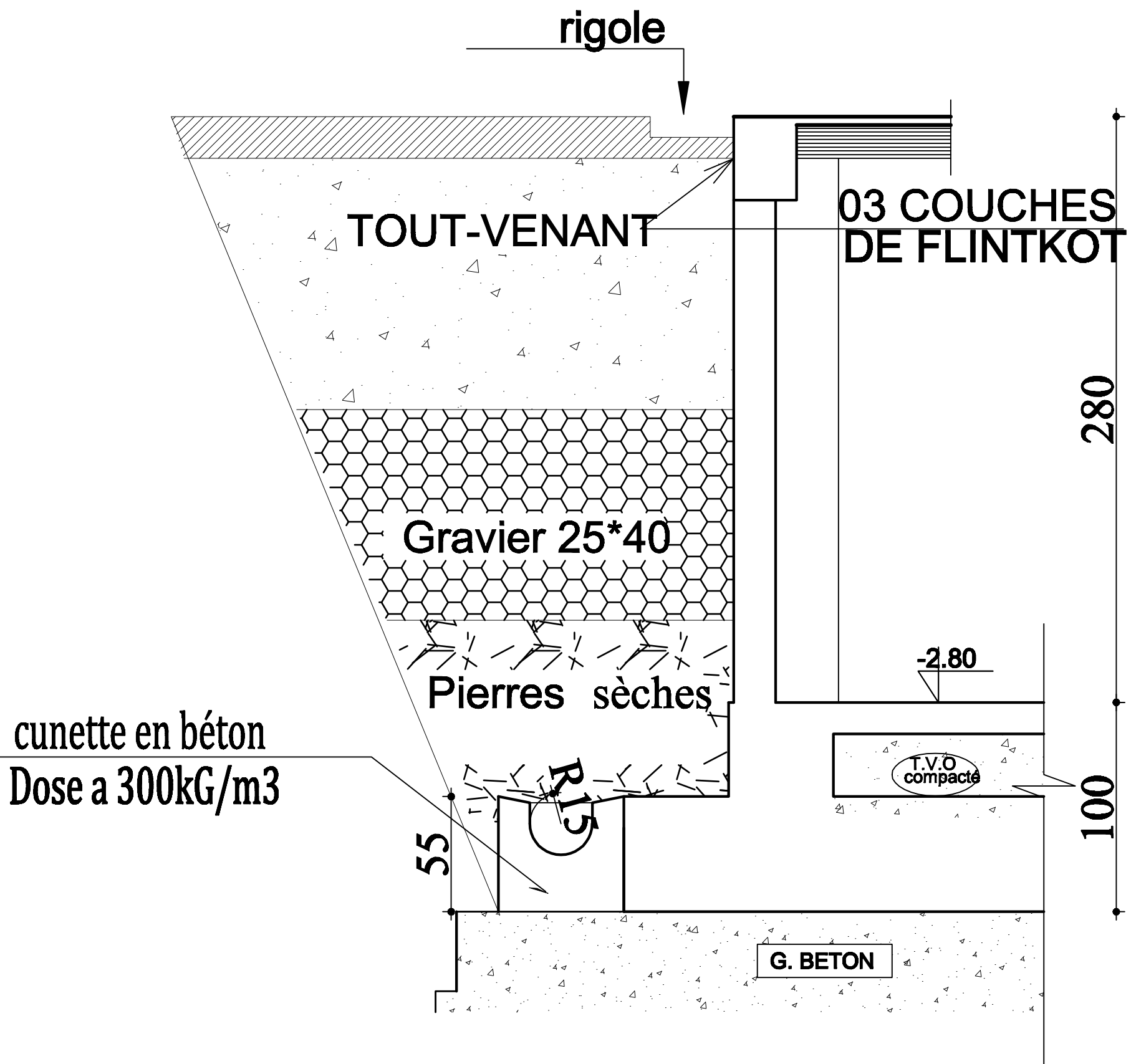
1/50 1/25

UMMTO

promo

2021 / 2022

DETAIL DRAINAGE DU VOILE



M^{elle}: Bendahmane Lila

M^{elle}: boualane yamina

mémoire de fin d'étude

Echelle

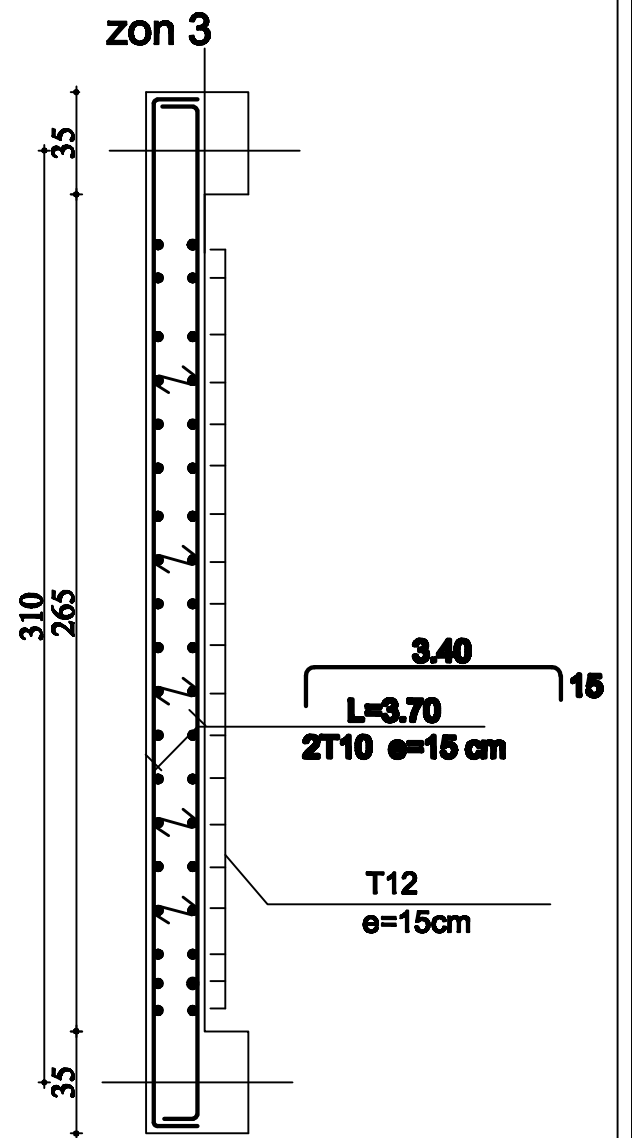
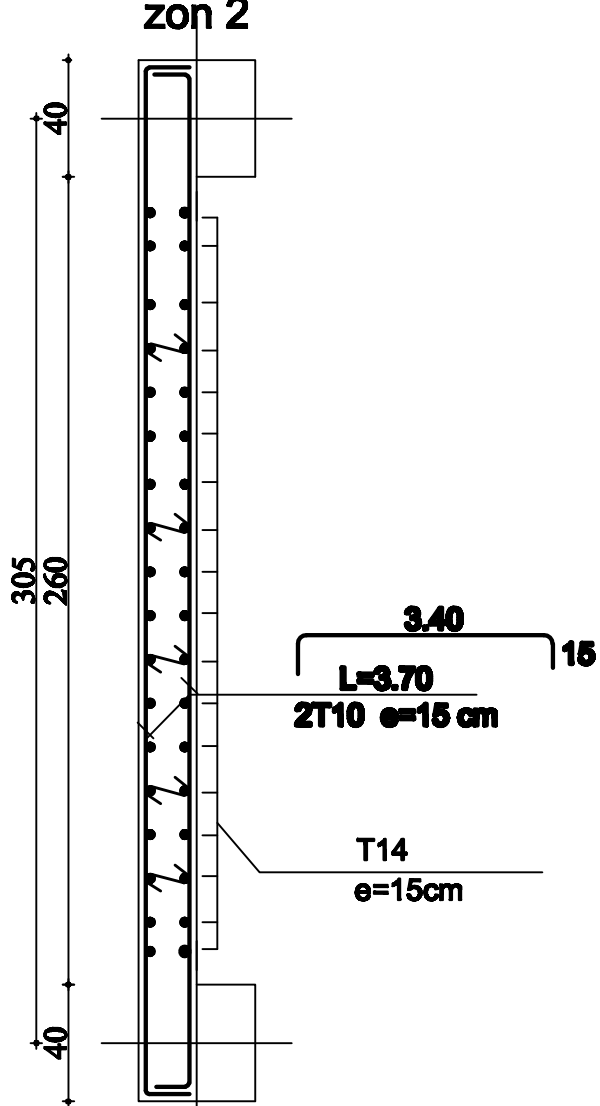
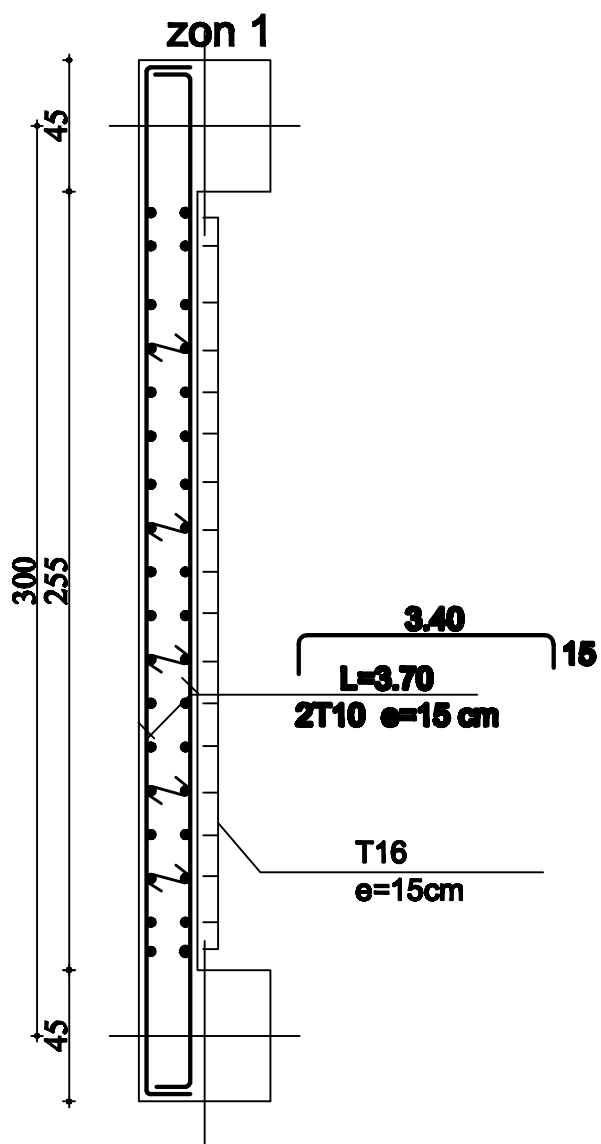
1/50 1/25

UMMTO

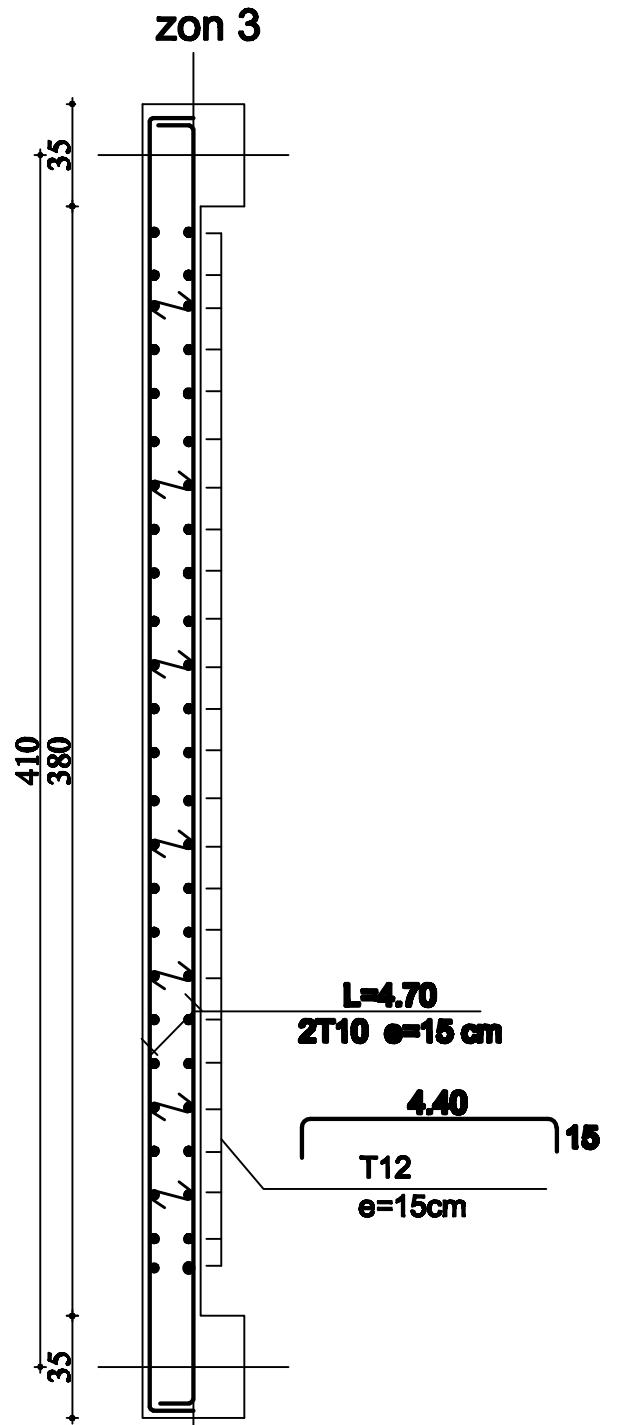
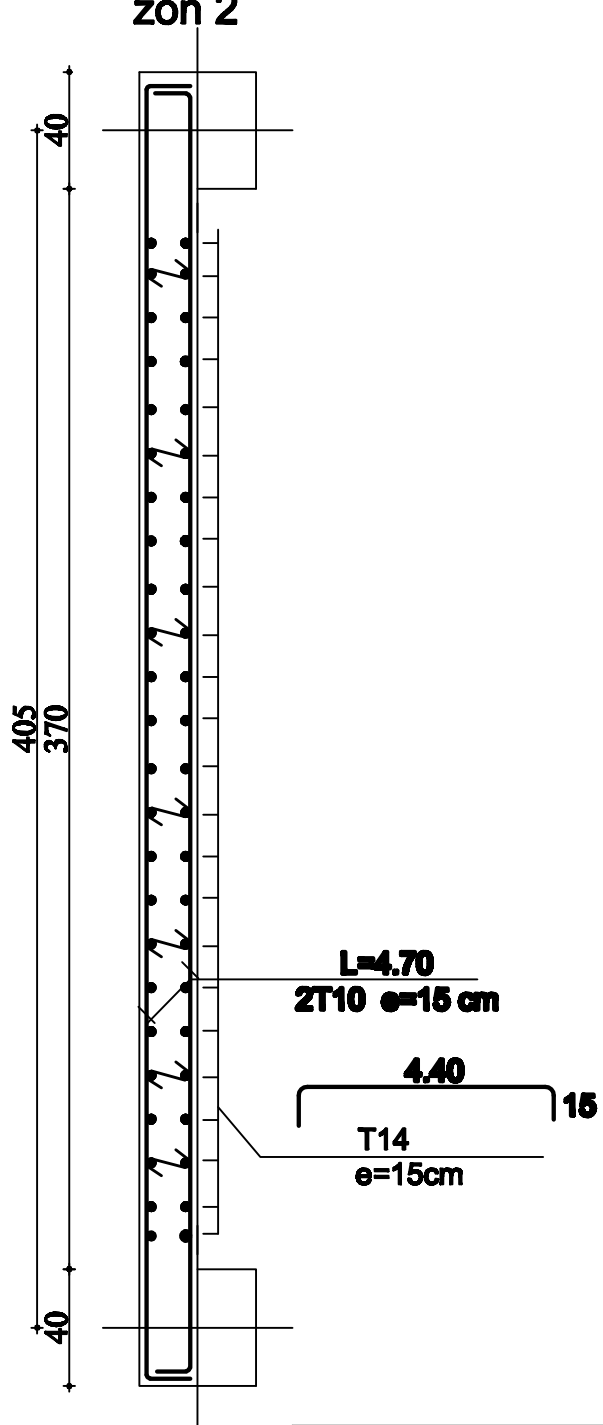
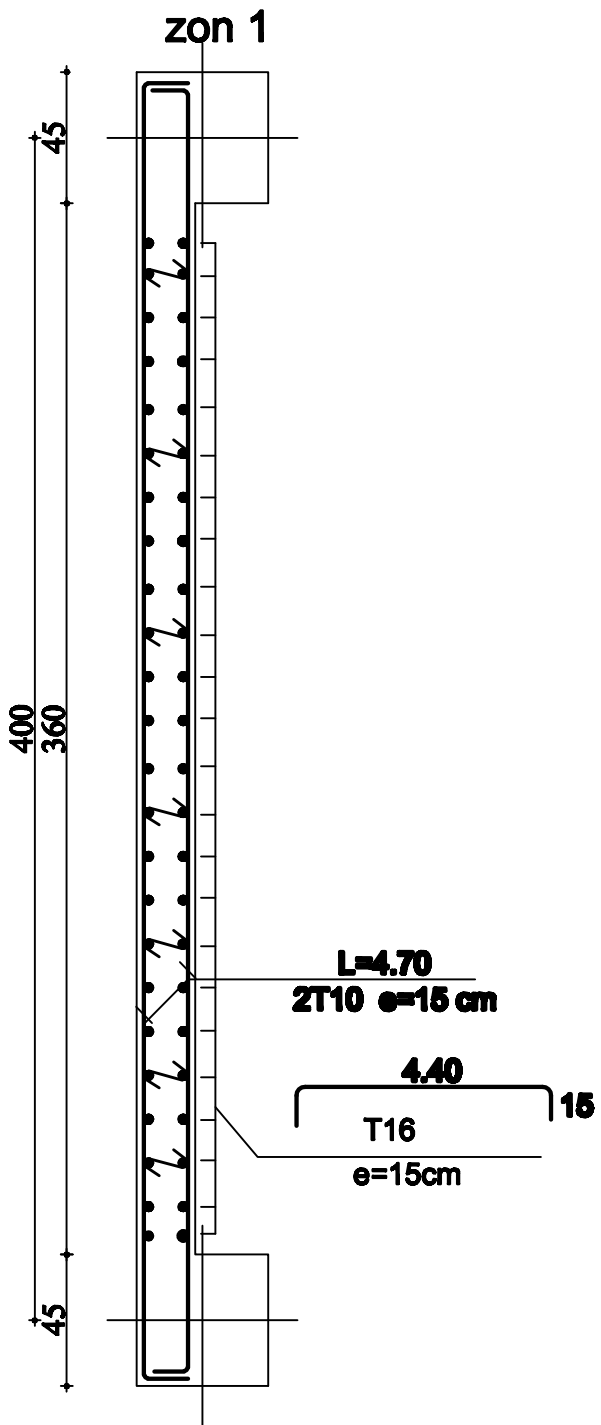
promo

2021 / 2022

voile = 3.00m

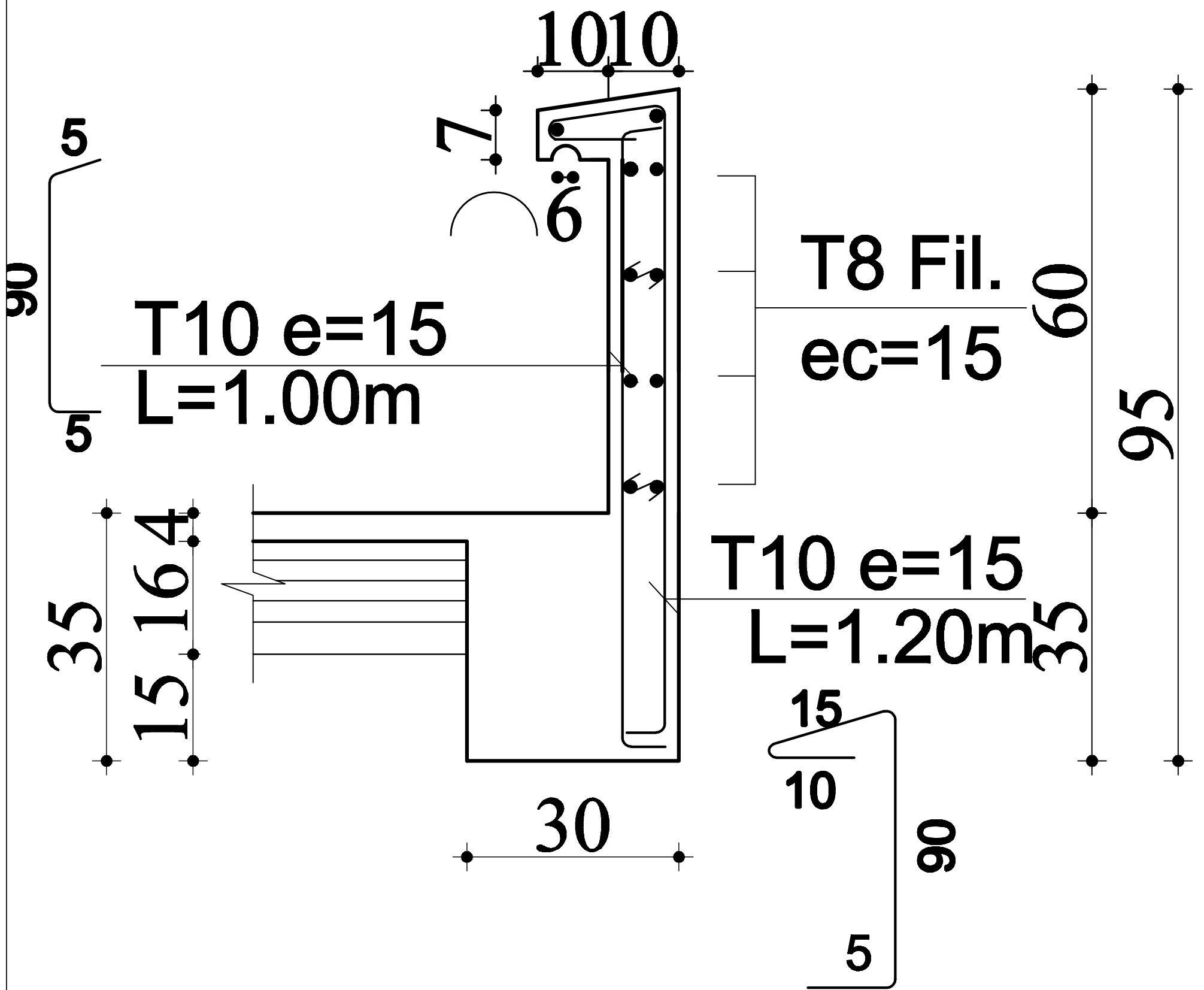


voile = 4.00m



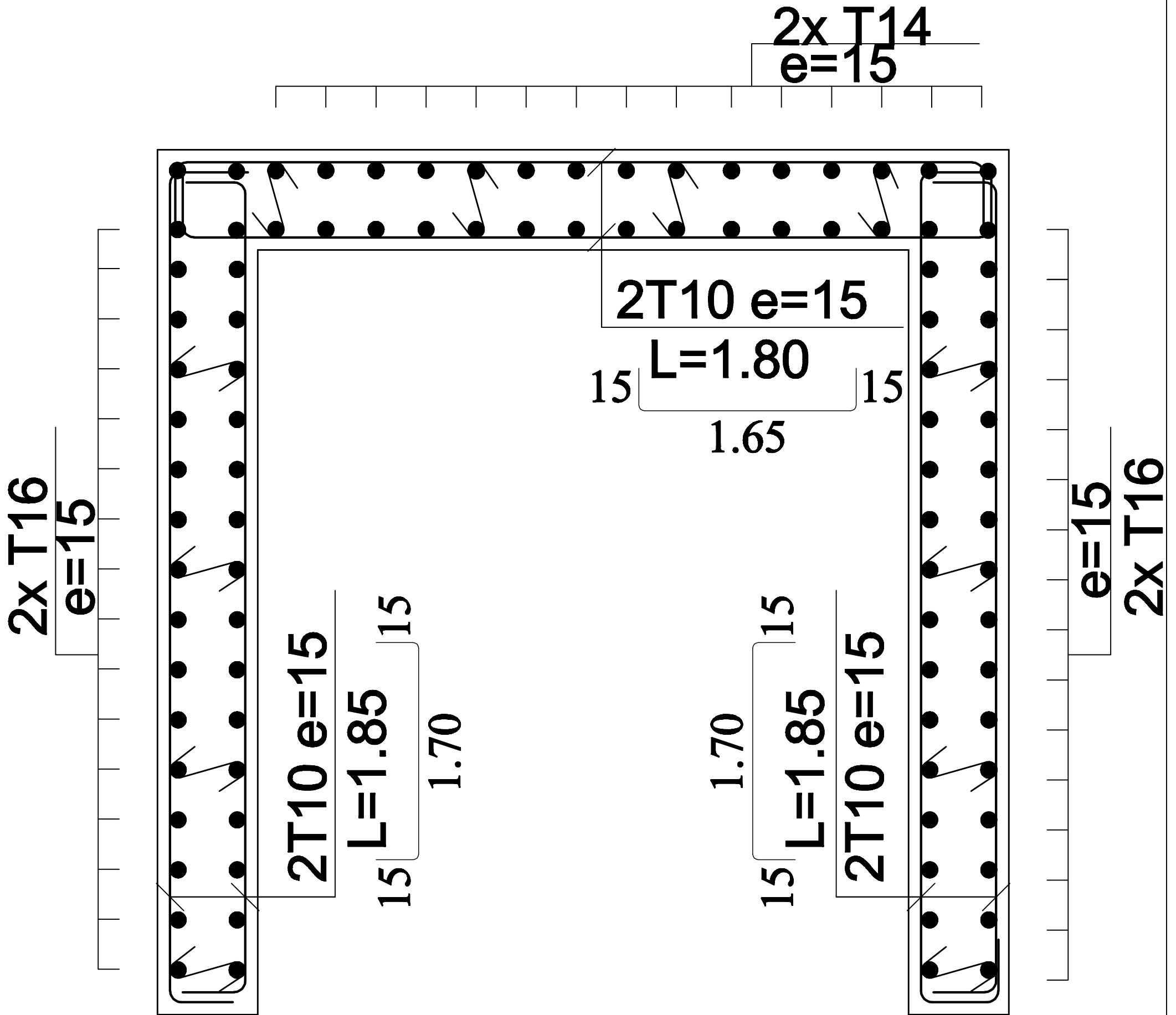
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude		promo	2021 / 2022

Ferr. Acrotère



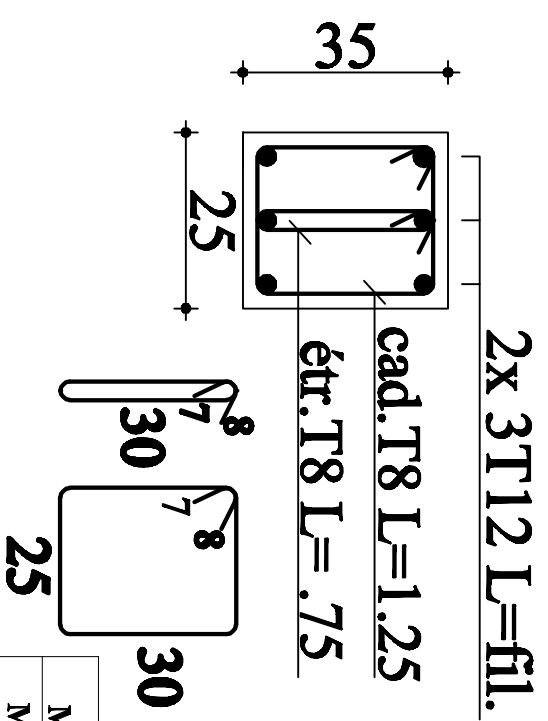
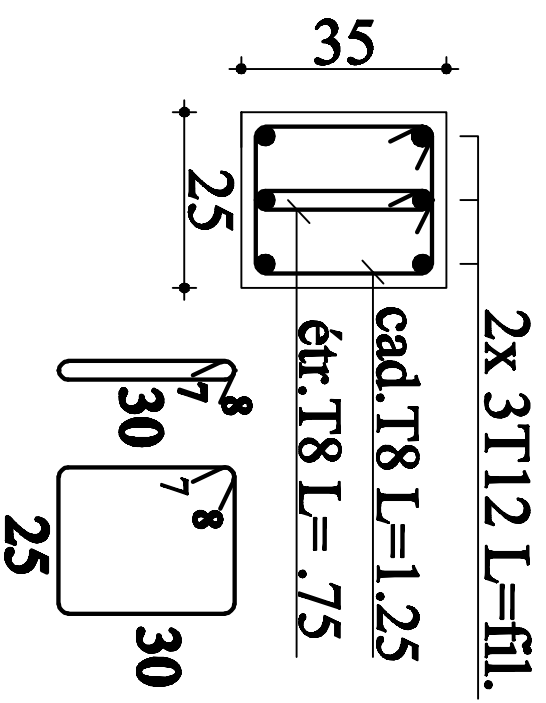
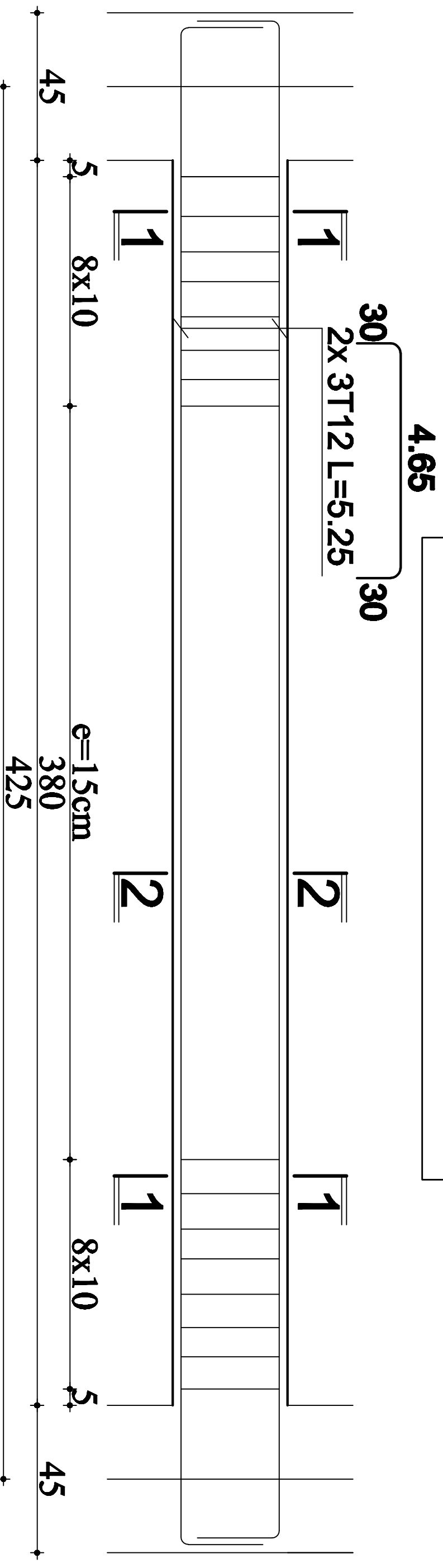
M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

Ferr. Voile Ascen. Niv



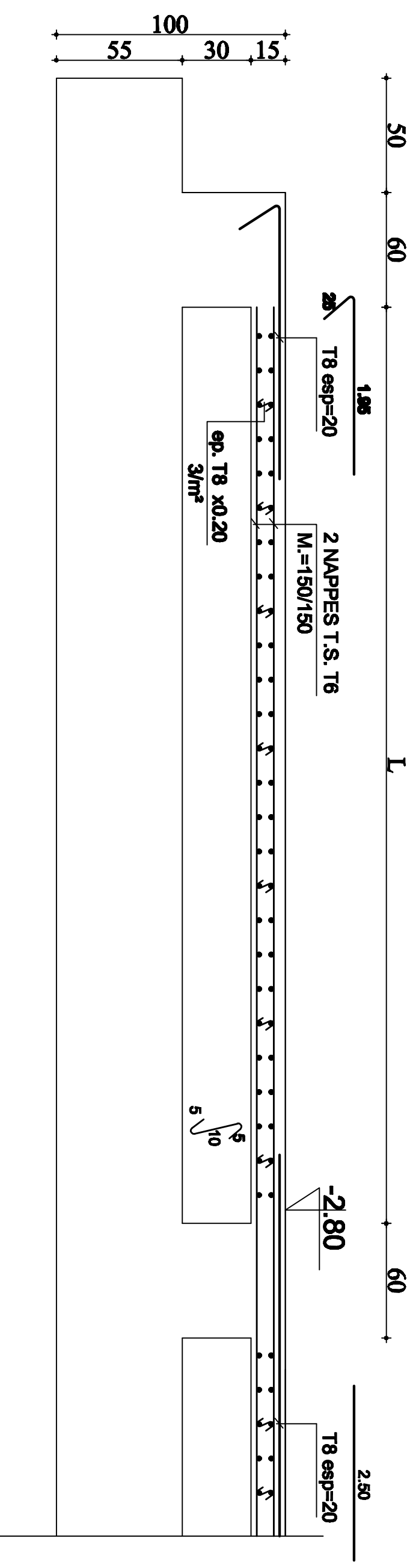
M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022

poutre de chinage



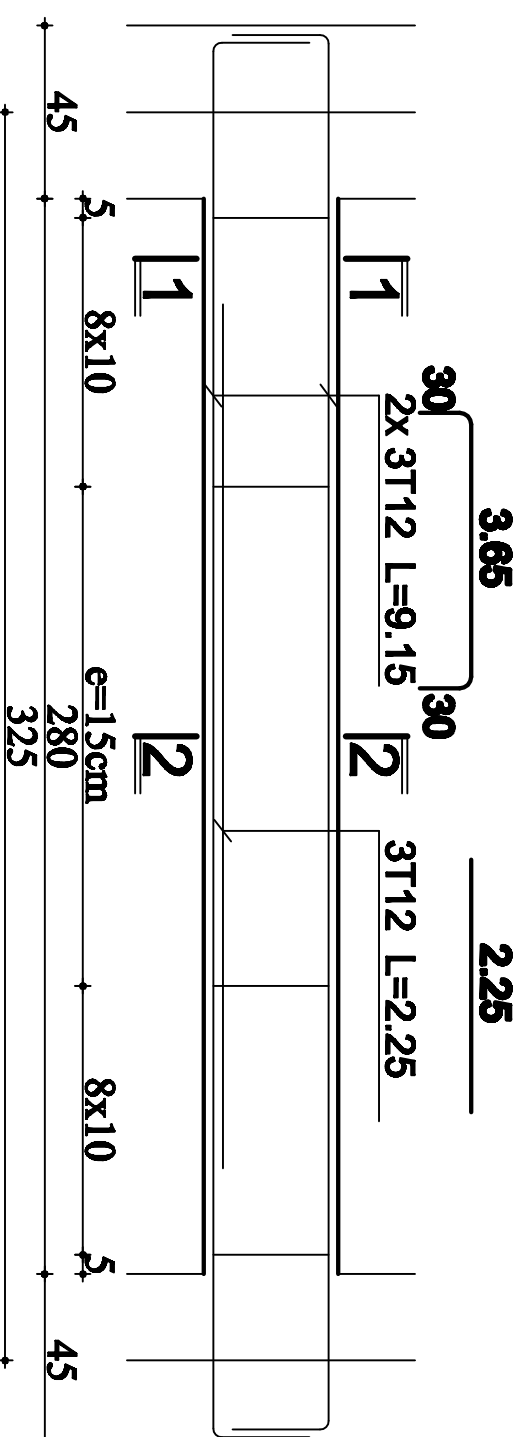
M ^{thé.} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{dir.} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude	promo		2021 / 2022

FERR. DALLE PORTEE

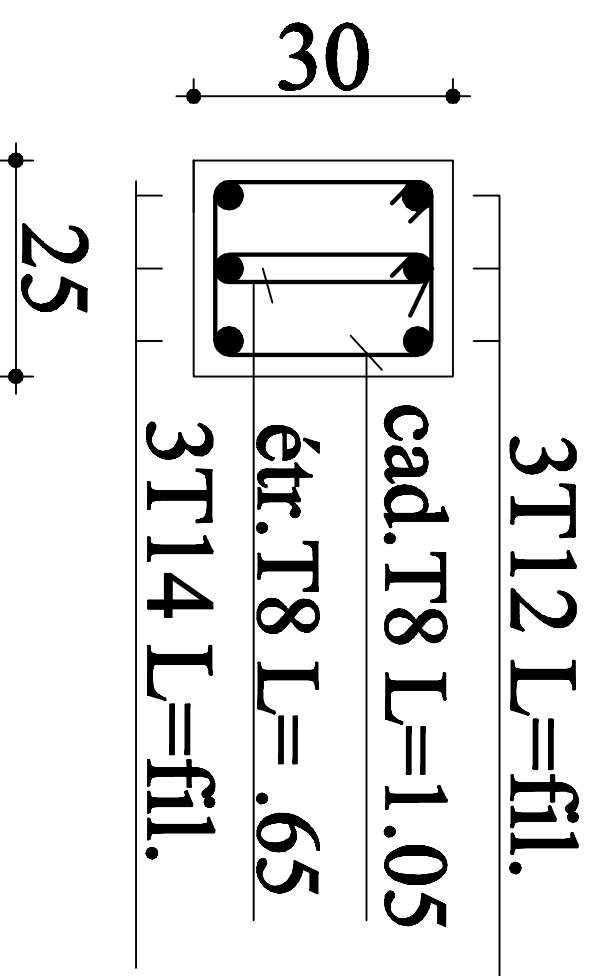


M ^{lle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{lle} : boualane yamina	UMMTTO		
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022	

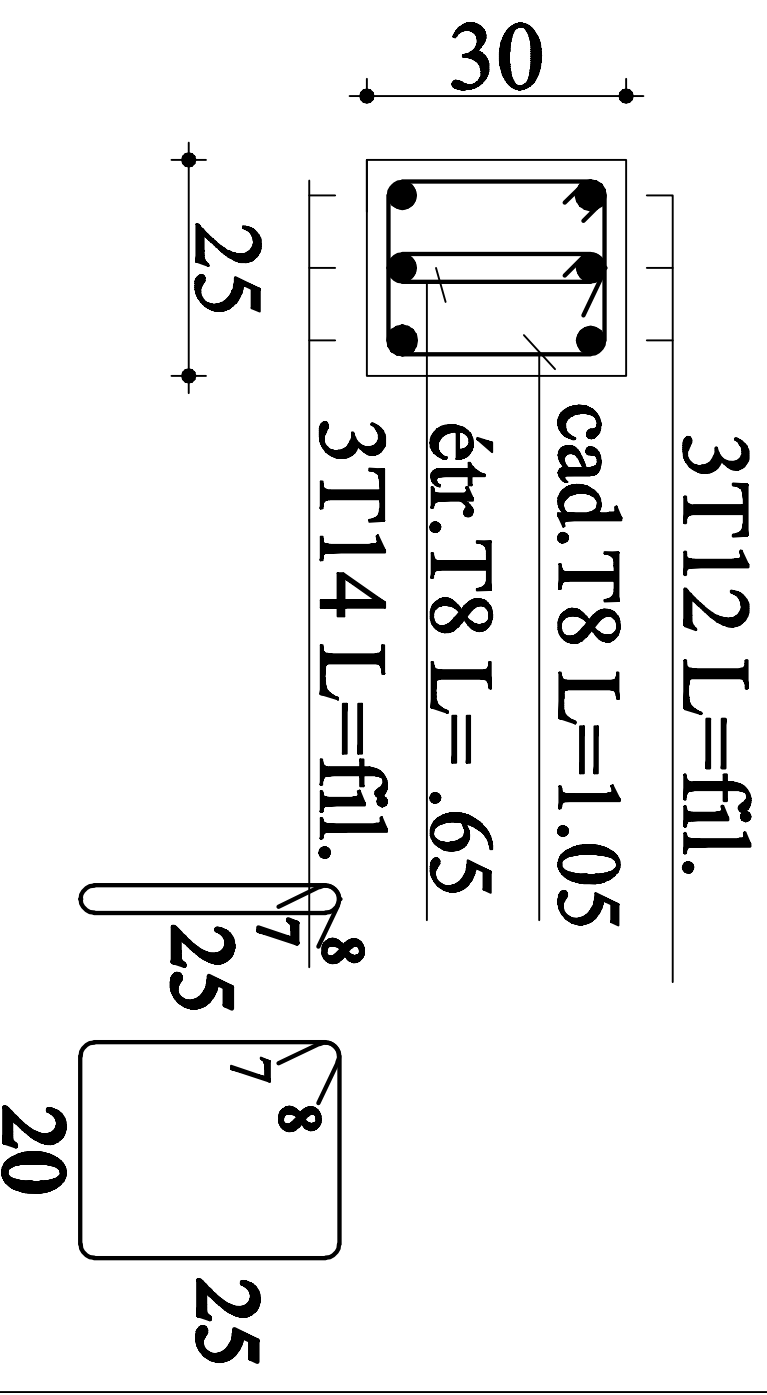
POUTRE PALIERE



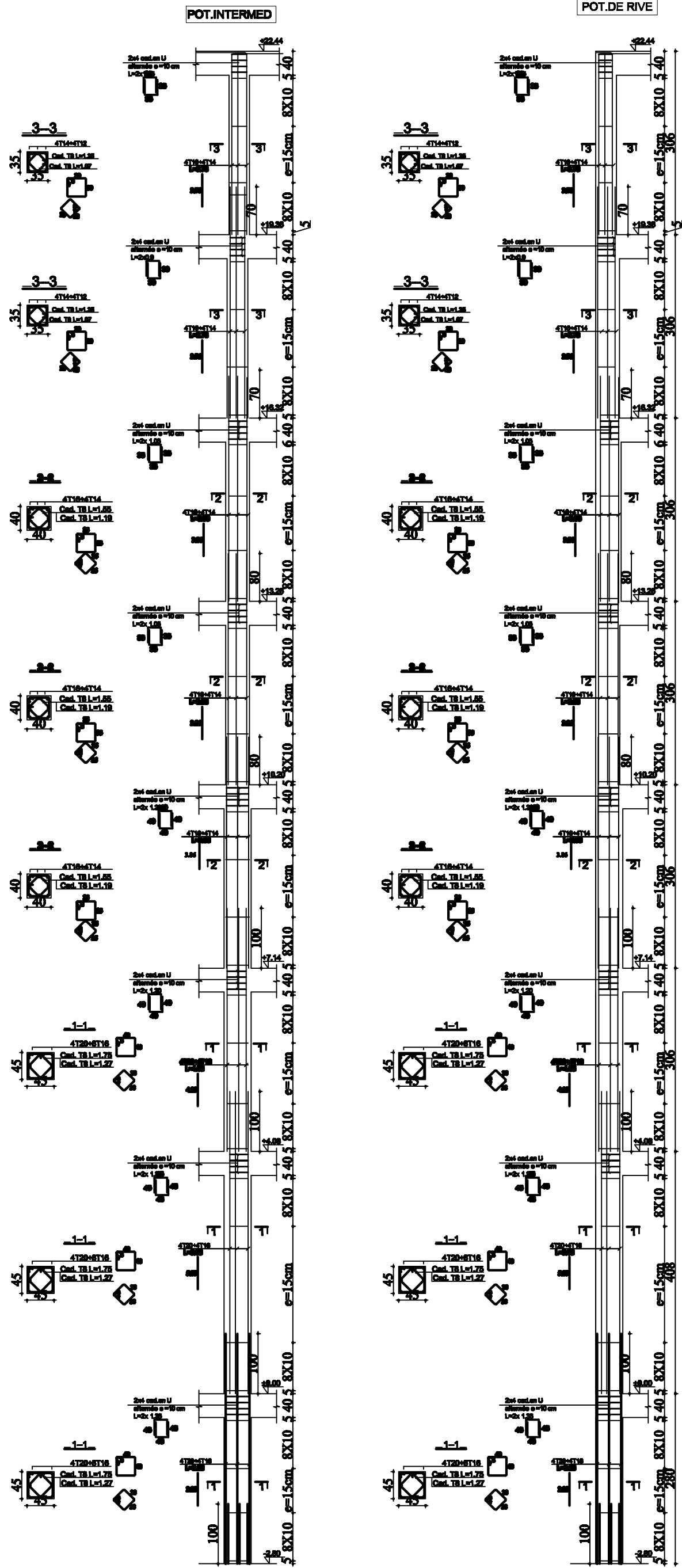
1--1



2--2



M ^{elle} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{elle} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude	promo		2021 / 2022

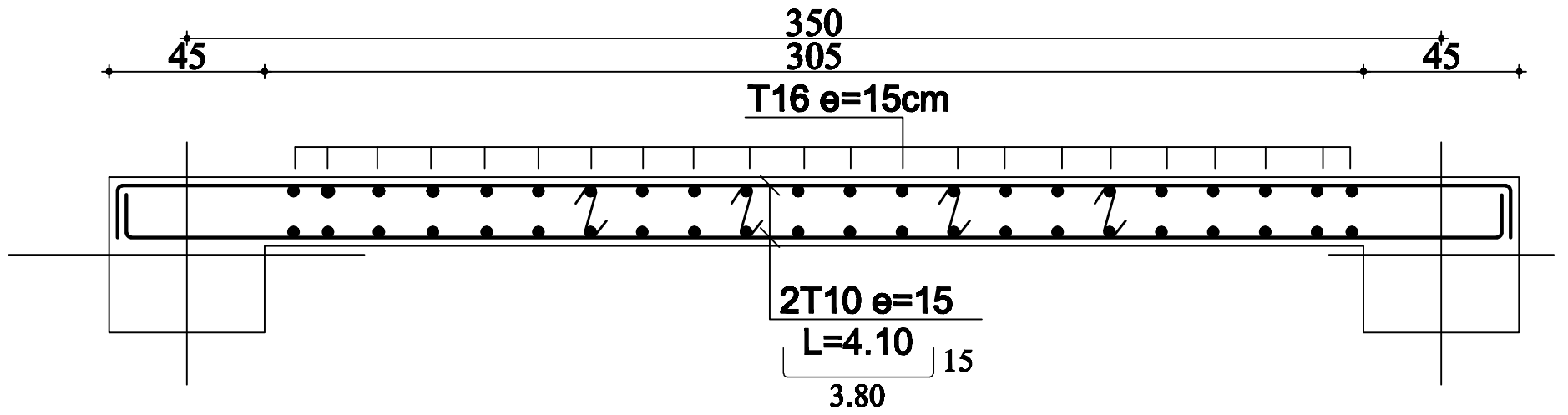


M ^{re} : Bendahmane Lila	Echelle	1/50	1/25
M ^{me} : boualane yamina	UMMTO		
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022	

zon 1

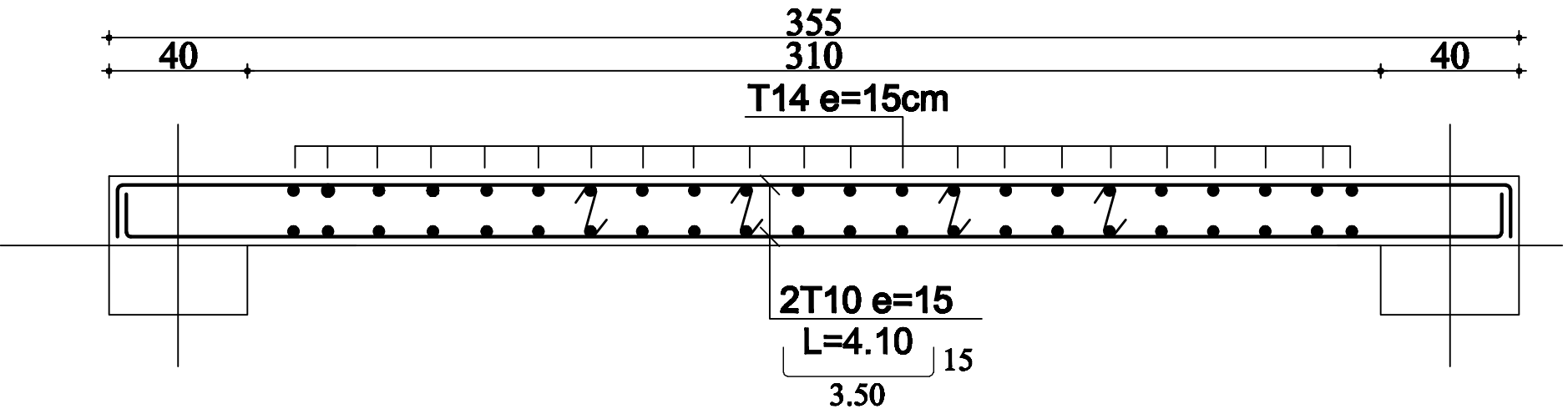
voile = 3.50m

Ferr. Voile



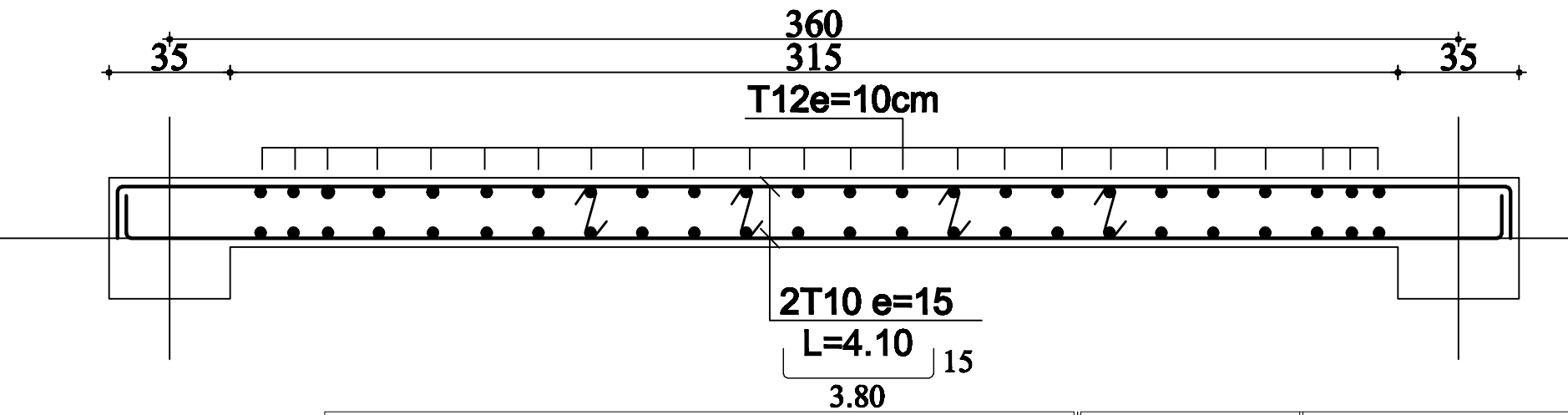
zon 2

Ferr. Voile



zon 3

Ferr. Voile



M^{elle}: Bendahmane Lila	Echelle	1/50 1/25
M^{elle}: boualane yamina	UMMTO	
mémoire de fin d'étude	promo	2021 / 2022