

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de master II

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles**

### *Thème*

**Calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial, système de contreventement voiles porteurs**

Présenté par :

M<sup>r</sup> Lalaoui Mohamed

encadré par :

M<sup>me</sup> Si Ahmed

Devant le jury composé de :

Mme Smahi

Maitre de conférence à l'UMMTO

Présidente.

Mr Khelil

Maitre de conférence à l'UMMTO

Examineur.

Promotion : 2024/2025

## Liste des Figures

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

Figure I-1 : Elément d'un plancher corps creux .....	2
Figure I-2 : Escalier en deux volées .....	3
Figure I-3 : Fondation superficielles .....	4
Figure I-4 : Type de fondation.....	4
Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à L'ELU .....	8
Figure I-6 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à L'ELS.....	8
Figure I-7 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier .....	10

### Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure II-1 : coupe transversale du plancher à corps creux.....	14
Figure II-2 : coupe verticale du voile.....	18
Figure II-3 : Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	19
Figure II-4 : Dégression des charges.....	25

### CHAPITRE III : Calculs des éléments

Figure III-1-1 : Disposition constructive de la dalle de compression.....	31
Figure III-1-2 : schéma représentatif de la poutrelle en T.....	33
Figure III-1-3 : schéma représentatif de la poutrelle à 7 travées .....	36
Figure III-1-4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à L'ELU.....	42
Figure III-1-5 : schéma représentatif de la poutrelle à 3 travées.....	43
Figure III-1-6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à L'ELU .....	46
Figure III-1-7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS .....	52
Figure III-1-8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS .....	54
Figure III-1-9 : schéma Ferrailage des poutrelles .....	58
Figure III-2-1 : schéma de l'escalier .....	59
Figure III-2-2 : schéma statique de l'escalier à L'ELU.....	63
Figure III-2-3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU .....	65
Figure III-2-4 : schéma statique de l'escalier à L'ELS.....	69
Figure III-2-5 : diagramme des efforts internes à l'ELS .....	72
Figure III-2-6 : schéma statique de calcul .....	74

Figure III-3-1 : schéma statique de la poutre palière à L'ELU.....	76
Figure III-3-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU .....	77
Figure III-3-3 : schéma statique de la poutre palière à L'ELS .....	81
Figure III-3-4 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	81
Figure III-4-1 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU .....	85
Figure III-4-2 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS.....	90
Figure III-5-1 : coupe verticale de l'acrotère .....	93
Figure III-5-2 : schéma statique de l'acrotère.....	93
Figure III-5-3 : Diagramme des efforts internes.....	95
Figure III-5-4 : schéma de calcul de l'acrotère.....	95
Figure III-5-5 : position du centre de pression.....	96
Figure III-5-6 : plan de ferrailage de l'acrotère.....	100

#### Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV-1 : choix de l'unité.....	101
Figure IV-2 : Introduction des lignes de construction en plan .....	102
Figure IV-3 : Introduction des propriétés mécaniques du béton .....	102
Figure IV-4 : définition des dimensions des poutres principales et secondaires.....	103
Figure IV-5 : définition des dimensions des poteaux .....	104
Figure IV-6 : définition des dimensions des voiles.....	104
Figure IV-7 : définition des charges "G" et "Q" .....	105
Figure IV-8 : définition du spectre de calcul du RPA99 version 2003 .....	105
Figure IV-9 : Introduction du spectre de calcul du RPA99 version 2003.....	106
Figure IV-10 : désignation des charges sismiques pour les deux directions .....	106
Figure IV-11 : création des combinaisons des charges.....	107
Figure IV-12 : définition du diaphragme.....	107
Figure IV-13 : Encastrement de la base de la structure .....	108

## Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

Figure V-1 : période et participation massique.....	110
Figure V-2 : Effort tranchant repris par les éléments de la structure suivant X .....	111
Figure V-3 : Effort tranchant repris par le voile suivant X .....	112
Figure V-4 : Effort tranchant repris par les éléments de la structure suivant Y .....	113
Figure V-5 : Effort tranchant repris par le voile suivant Y .....	113
Figure V-6 : Effort tranchant sismique .....	117
Figure V-7 : affichage des valeurs de l'excentricité .....	121
Figure V-8 : Valeurs de l'excentricité .....	122

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI-1-1 : Section partiellement comprimée.....	125
Figure VI-1-2 : schéma du ferrailage des poteaux (45 × 45) .....	136
Figure VI-1-3 : schéma du ferrailage des poteaux (40 × 40); (35 × 35) .....	136
Figure VI-1-4 : schéma du ferrailage des poteaux (30 × 30).....	137
Figure VI-2-1 : section rectangulaire d'une poutre simplement armée.....	140
Figure VI-2-2 : : section rectangulaire d'une poutre simplement armée.....	141

## Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Figure VII-1 : Type de fondation.....	165
Figure VII-2 : pré dimensionnement d'une fondation .....	166
Figure VII-3 : schéma représentatif d'une semelle filante .....	167
Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre de rigidité à L'ELU .....	170
Figure VII-5 : Diagramme des moments de la poutre de rigidité à L'ELU.....	170
Figure VII-6 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre de rigidité à L'ELU .....	173
Figure VII-7 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre de rigidité à L'ELU .....	173

## Liste des Tableaux :

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I-1 : tableau des caractéristiques des aciers du bâtiment .....	9
---	---

### Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II-1 : charge permanente de la terrasse inaccessible .....	20
Tableau II-2 : charge permanente de l'étage courant.....	21
Tableau II-3 : caractéristiques des éléments du mur extérieur .....	22
Tableau II-4 : charges d'exploitation des différent éléments.....	22
Tableau II-5 : Récapitulatif de la descente des charges.....	26

### CHAPITRE III : Calcul des éléments

Tableau III-1-1 : valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELU .....	41
Tableau III-1-2 : valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELU .....	45
Tableau III-1-3 : valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELS .....	51
Tableau III-1-4 : valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELS.....	53
Tableau III-2-1 : charge permanente du palier .....	61
Tableau III-2-2 : : charge permanente de la volée.....	62

### Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

Tableau V-1 : Pourcentage des forces horizontales suivant le sens X.....	112
Tableau V-2 : Pourcentage des forces horizontales suivant le sens Y.....	114
Tableau V-3 : Pourcentage des forces horizontales suivant le sens Z.....	114
Tableau V-4 : valeurs des pénalités $P_q$ .....	116
Tableau V-5 : vérification des déplacements relatif suivant X.....	118
Tableau V-6 : : vérification des déplacements relatif suivant Y .....	118
Tableau V-7 : L'évolution de l'effet P-delta suivant X.....	119
Tableau V-8 : L'évolution de l'effet P-delta suivant Y .....	120
Tableau V-9 : vérification de l'effort normal réduit .....	120
Tableau V-10 : vérification de l'excentricité suivant X-X et Y-Y.....	122

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI-1-1 : Les exigences du RPA pour le ferrailage des poteaux .....	123
Tableau VI-1-2 : la section minimale et maximale d'armature .....	124
Tableau VI-1-3 : ferrailages des armatures longitudinales .....	128
Tableau VI-1-4 : hauteur de la zone nodale .....	129
Tableau VI-1-5 : valeurs de l'élançements géométrique $\lambda_g$ .....	131
Tableau VI-1-6 : vérification de la quantité d'armatures transversales minimales .....	132
Tableau VI-1-7 : vérification de la quantité d'armatures transversales .....	132
Tableau VI-1-8 : vérification des contraintes tangentielles .....	133
Tableau VI-1-9 : vérification de la condition de non fragilité .....	134
Tableau VI-1-10 : vérification de l'état limite de compression du béton .....	135
Tableau VI-2-1 : section minimale et maximales des armatures longitudinales.....	139
Tableau VI-2-2 : calculs des poutres Principales (30 × 40) .....	142
Tableau VI-2-3 : calculs des poutres secondaires (30 × 35).....	143
Tableau VI-2-4 : vérification au cisaillement .....	144
Tableau VI-2-5 : L'adhérence et l'entraînement des barres.....	146
Tableau VI-2-6 : armatures transversales minimales.....	147
Tableau VI-2-7 : vérification des contraintes à L'ELS pour les P.P liée au voile .....	148
Tableau VI-2-8 : vérification des contraintes à L'ELS pour les P.P non liée au voile.....	148
Tableau VI-2-9 : vérification des contraintes à L'ELS pour les P.S liée au voile .....	149
Tableau VI-2-10 : vérification des contraintes à L'ELS pour les P.S non liée au voile .....	149
Tableau VI-3-1 : résumer de calcul des armatures verticales pour chaque section .....	152
Tableau VI-3-2 : section de ferrailage adoptée et espacement pour voile .....	156
Tableau VI-3-3 : Ferrailages des voiles transversales de 3.95m.....	158
Tableau VI-3-4 : Ferrailages des voiles longitudinales de 1.5m.....	160
Tableau VI-3-5 : Ferrailages des voiles transversales de 4m .....	162

## Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Tableau VII-1 : Résultante des charges à L'ELS .....	167
Tableau VII-2 : Résultats des charges à L'ELU.....	169
Tableau VII-3 : Ferrailages de la poutre de rigidité.....	171
Tableau VII-4 : Armatures transversales minimales.....	172
Tableau VII-5 : vérification des contraintes à L'ELS.....	174

Table des matières :

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I-1-INTRODUCTION : .....	1
I-2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : .....	1
I-3-Règlementation utilisée : .....	1
I-4-Données géotechnique du site .....	1
I-5- Les éléments de l'ouvrage.....	2
I-6 -Caractéristique mécanique des matériaux.....	5
I-7- Les actions et sollicitations .....	11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II-1-INTRODUCTION .....	13
II-2- pré dimensionnement des planchers .....	13
II-3- pré dimensionnement des poutres .....	14
II-4-Prédimensionnement des voiles .....	17
II-5-Prédimensionnement des poteaux.....	18

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III-1-Plancher en corps creux .....	30
III-2- Les escaliers .....	59
III-3- Etude de la poutre palière.....	77
III-4- La poutre de chaînage.....	84
III-5-L'acrotère .....	93

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV-1-INTRODUCTION .....	101
IV-2-Description du logiciel ETABS .....	101
IV-3- Etapes de modélisation. ....	101

### Chapitre V : Vérification selon les exigences du RPA

V-1-Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4-6 .....	109
IV-2-Justification du système de contreventement .....	110
IV-3-Vérification de l'effort tranchant à la base (art 4.3.6 RPA2003) .....	115
V-4-vérification des déplacements relatifs .....	117
V-5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta .....	119
V-6-Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux .....	120
V-7-Vérification de l'excentricité .....	120

### Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

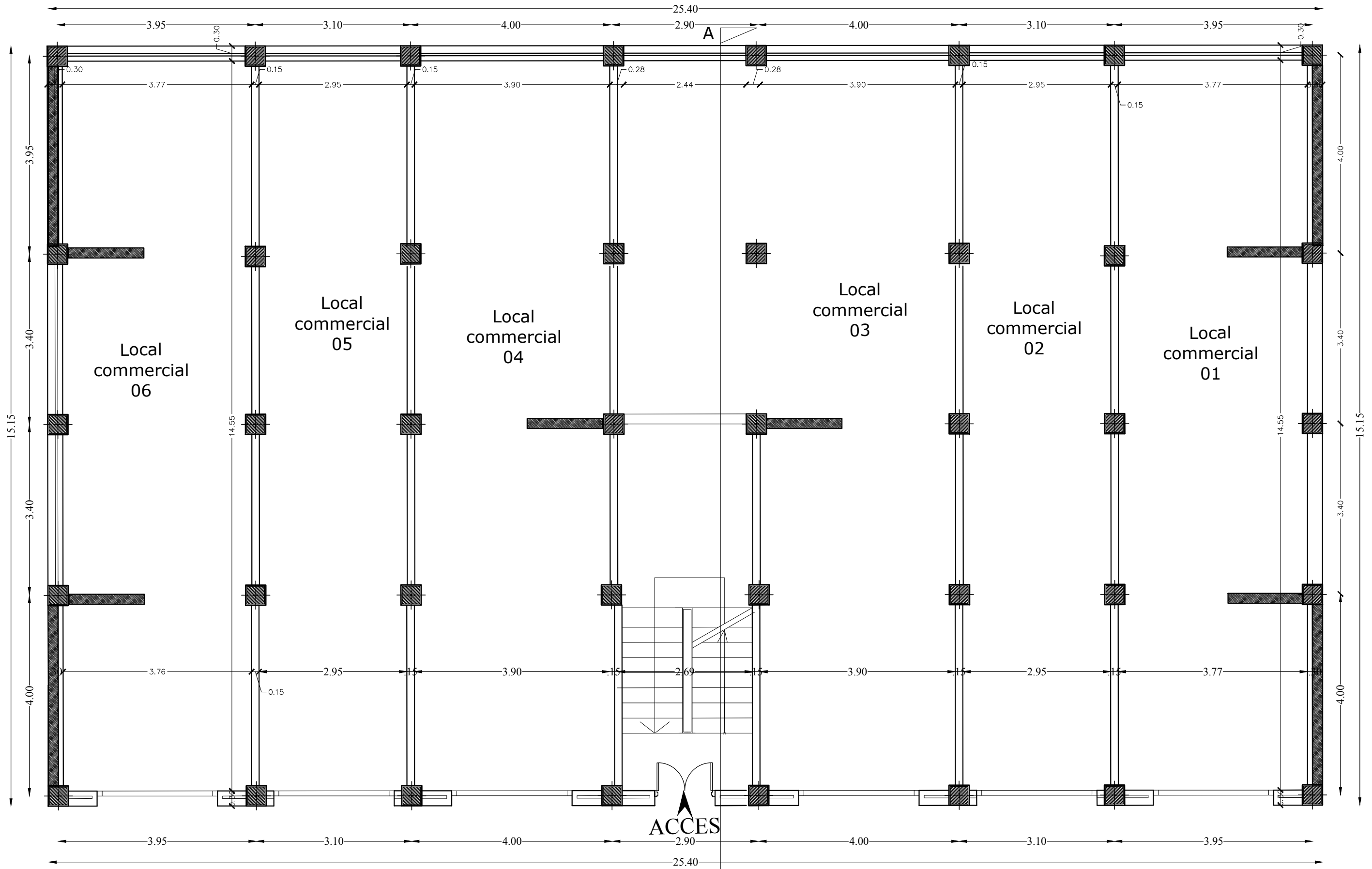
VI-1-Ferrailage des poteaux.....	123
V -2- Etude des poutres.....	138
V -3- Ferrailage des voiles .....	150

### Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

VII-1-INTRUDUCTION.....	164
VII-2-Etude géotechnique du sol.....	165
VII-3-Choix du type de fondation .....	165
VII-4-Le choix de fondation .....	165

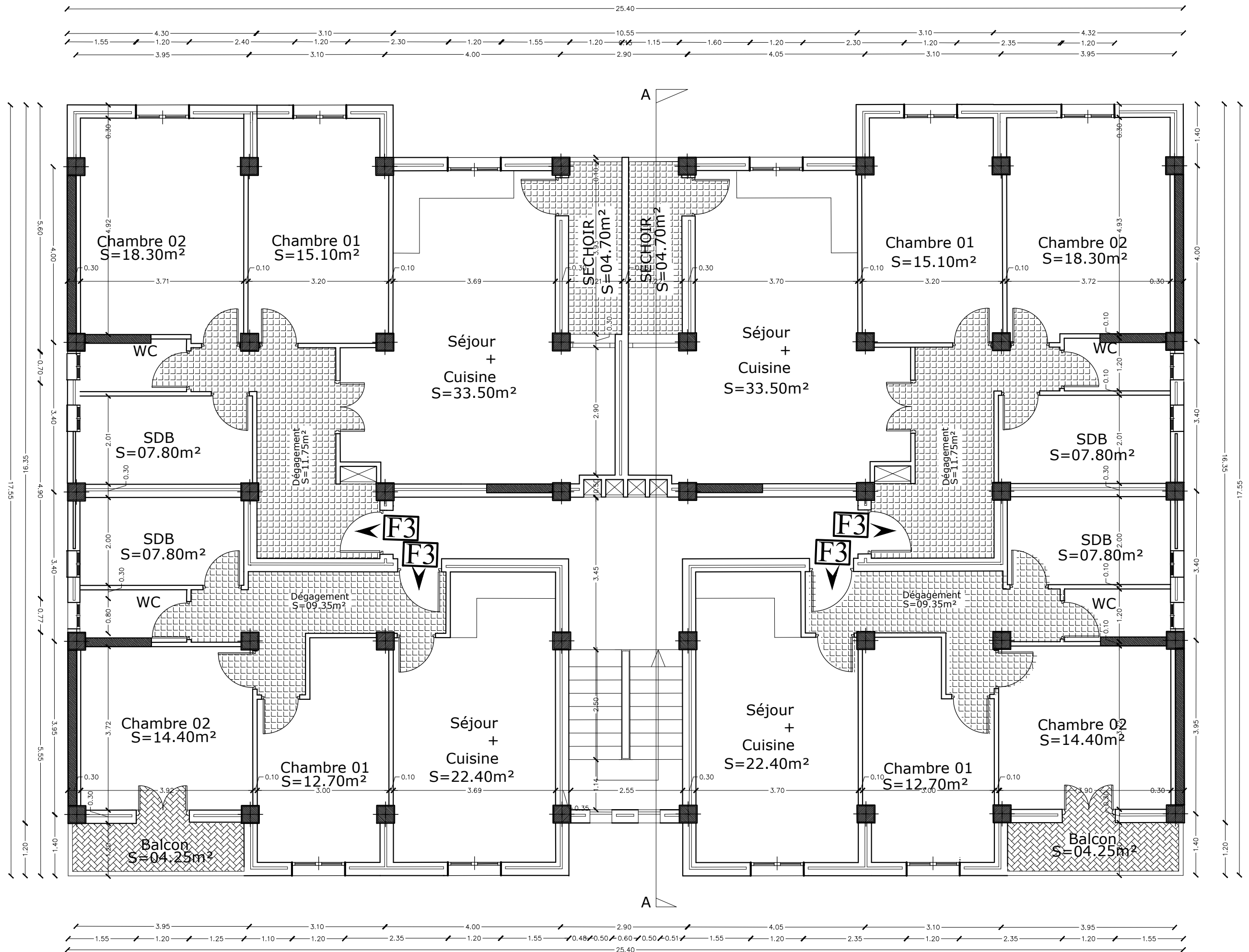


Plans d'architectures

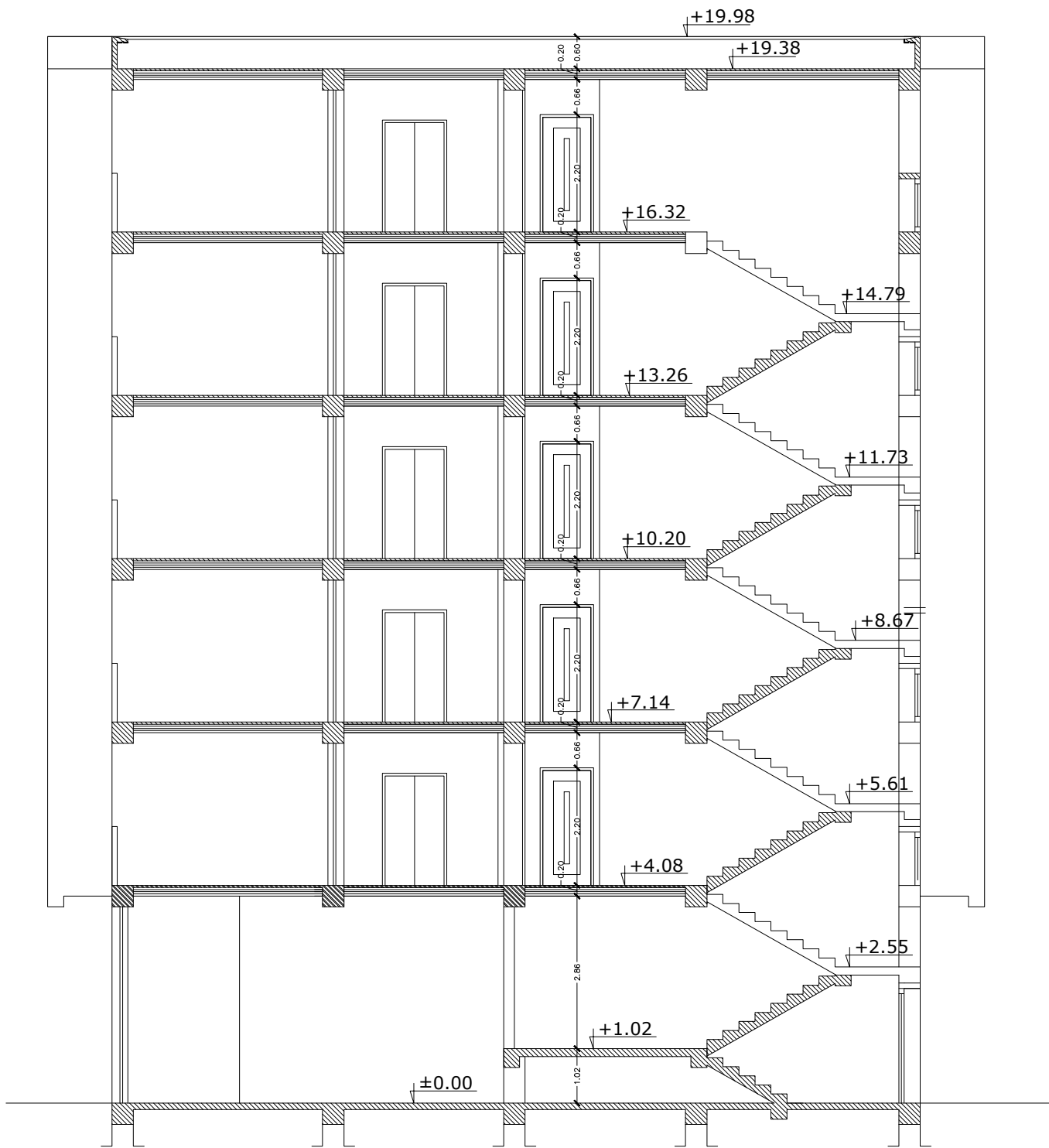


PLAN DU RDC Ech: 1/50

A



Plan de l'Etage Courant Ech: 1/50



COUPE A-A Ech: 1/50



FACADE PRINCIPALE Ech: 1/50

## INTRODUCTION GENERALE

Les structures en génie civil sont des assemblages de matériaux conçus pour résister aux charges et forces auxquelles elles sont soumises, garantissant ainsi leur stabilité et leur intégrité. Elles servent de support aux infrastructures telles que les bâtiments, ponts, tunnels, barrages, routes, voies ferrées et aéroports. Le comportement de ces structures dépend des charges appliquées ainsi que des conditions environnementales comme les séismes.

Elles doivent être capables de supporter des charges verticales, incluant le poids des matériaux de construction, ainsi que des charges horizontales comme celles dues aux tremblements de terre. Les matériaux les plus couramment employés en construction sont l'acier, le béton, et la maçonnerie.

Les ingénieurs en génie civil doivent analyser les sollicitations dues aux charges horizontales et verticales afin de concevoir des ouvrages capables de supporter les charges imposées sans risque de déformation excessive ou d'effondrement.

Ils doivent prendre en compte plusieurs aspects, tels que le choix des matériaux, la configuration géométrique, les charges, la sécurité, les coûts et les conditions environnementales, afin d'assurer la durabilité et la fiabilité des ouvrages.

Par ailleurs, avec les avancées technologiques, les méthodes de conception et de construction évoluent continuellement pour répondre à des exigences de plus en plus strictes. L'ingénierie des structures joue donc un rôle clé dans l'amélioration des infrastructures et l'aménagement du cadre bâtiment.

L'étude réalisée dans le cadre du génie civil vise à établir un calcul structurel garantissant la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, aussi bien lors de sa construction qu'après sa mise en service, tout en intégrant une approche économique. Le dimensionnement des structures respecte les normes en vigueur, notamment les règles parasismiques algériennes (RPA 99, version 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL91, modifié 99).

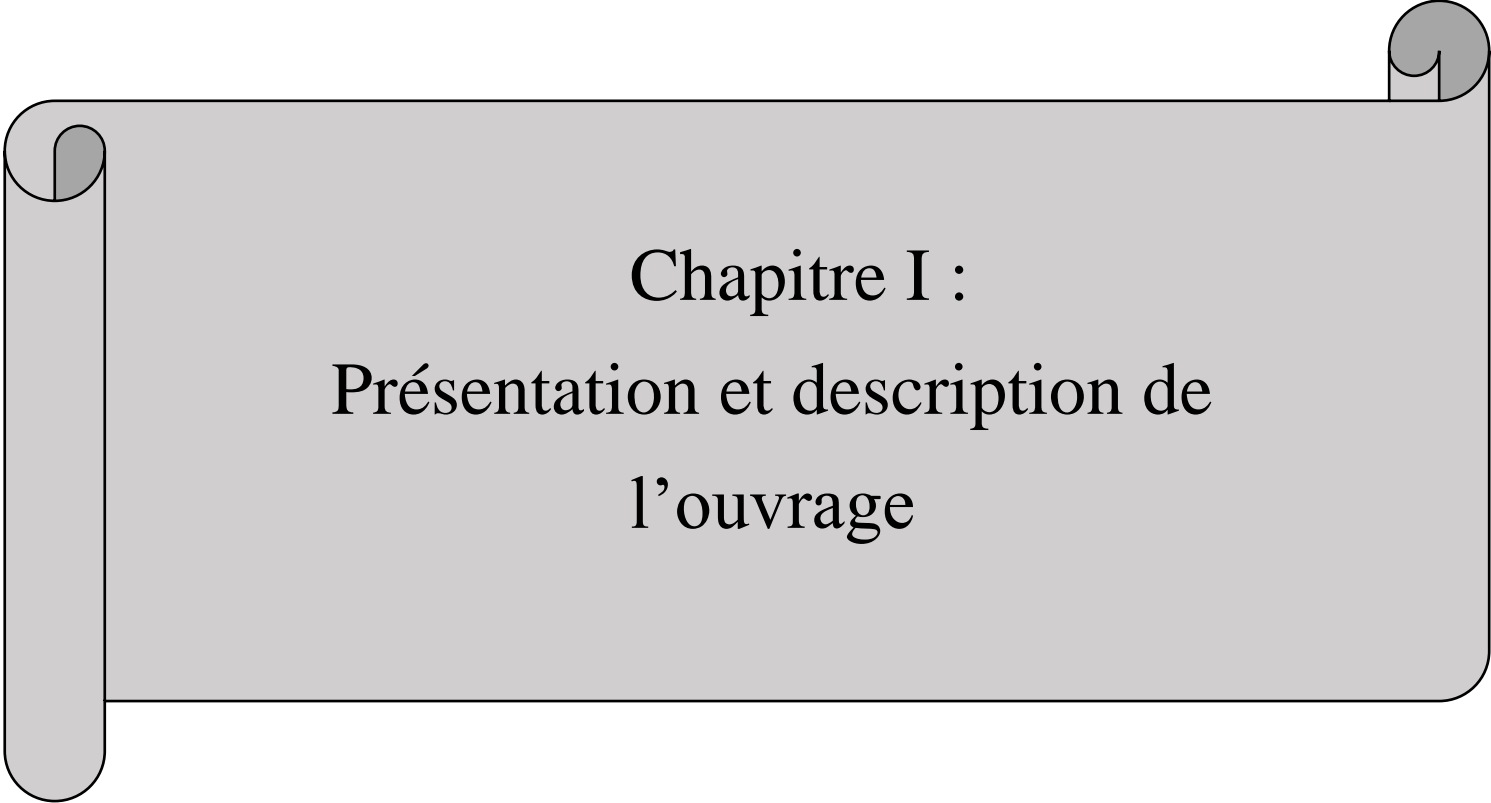
Dans le présent travail, on présentera « l'étude d'un bâtiment « R+5 » à usage d'habitation et commercial avec l'application du logiciel ETABS »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape : portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape : la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape : le calcul des éléments secondaires (Planchers, Escaliers, Poutre palière, Poutre de chaînage et l'acrotère).
- La quatrième étape : portera sur la modélisation de la structure.
- La cinquième étape : portera sur la vérification des exigences du RPA.
- La sixième étape : portera sur le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).

- La septième étape : portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera le travail par une conclusion générale.



Chapitre I :  
Présentation et description de  
l'ouvrage

**I-1- INTRODUCTION :**

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude, nous réalisons une étude portant sur une structure de type (R+5), destinée à un usage mixte, comprenant des habitations et des espaces commerciaux.

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, ce qui correspond aux constructions courantes ou de moyenne importance, dont la hauteur ne dépasse pas 48 mètres (Annexe I – article 3.2 du RPA 99, modifié en 2003).

Il sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, commune de Tizi-Ouzou. D'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, modifié en 2003), cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone II-a), conformément à l'Annexe I – article 3.1

La structure est composée :

- RDC à usage commercial.
- 05 étages.

L'accès aux différents niveaux est assuré par une cage d'escalier.

**I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- Hauteur total du bâtiment  $\Rightarrow H = 19.38m$
- Longueur total du bâtiment  $\Rightarrow L = 25.4m$
- Largeur total du bâtiment  $\Rightarrow L = 15.15m$
- Hauteur de RDC  $\Rightarrow H_{rdc} = 4.08m$
- Hauteur des étages courant  $\Rightarrow H_{etg} = 3.06m$
- Hauteur de L'acrotère  $\Rightarrow H_{acr} = 0.6m$

**I-3-Règlementation utilisée :**

L'étude se fera conformément aux règles suivantes :

- Règlement parasismiques Algériennes (RPA 99 / modifier 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique Règlementaire (DTR B.C 2.33.1 et B.C 2.33.2) : Règles de calcul des fondations superficielles et profondes.

**I-4-Données géotechniques du site :**

Les caractéristiques du sol sont suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2 bars.
- Le site est considéré comme site meuble (S3)

I-5- Les éléments de l'ouvrage :

I-5-1-Superstructure :

- Ossature :

L'ossature est composée de portiques et de voiles qui vont reprendre les charges de l'ouvrage

I-5-2 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs, ils permettant aussi une isolation thermique et acoustique, On distingue deux types :

- Plancher en corps creux : Constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent la résultante sismique à la base.
- Economie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

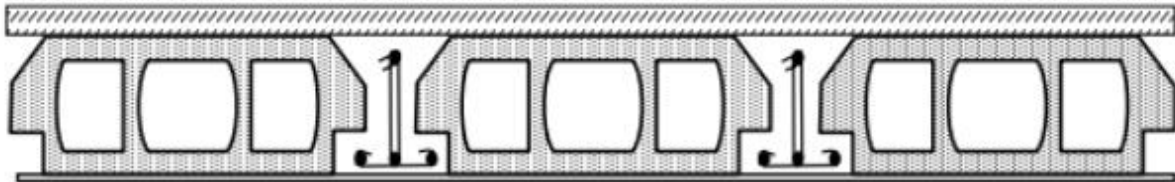


Figure I-1 : Élément d'un plancher en corps creux

I-5-3- Les Voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé conçus pour absorber les charges horizontales induites par les séismes, tout en supportant une partie des charges verticales. Leur épaisseur est relativement faible par rapport à leur hauteur et leur longueur.

I-5-4-Escalier :

L'escalier est un élément non structurel permettant de circuler entre différents niveaux. Il s'agit d'un modèle « escalier droit à deux volées » comprenant des paliers et des paillasse. Sa réalisation sera effectuée en béton armé coulé sur place.

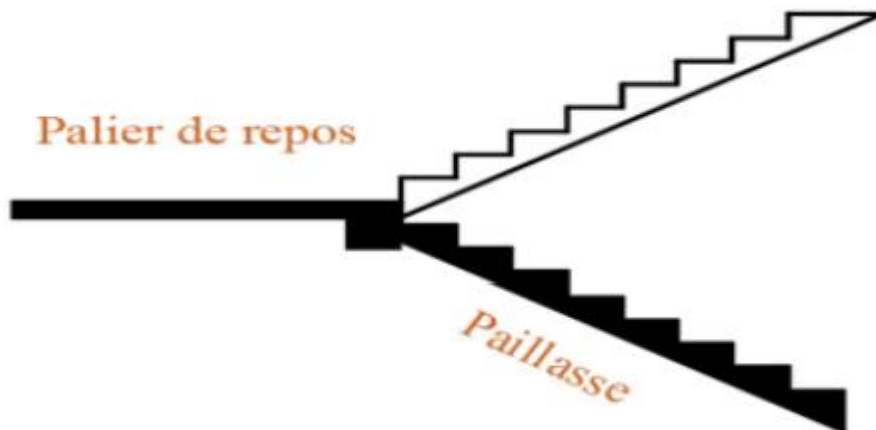


Figure I-2 : Escalier en deux volées

I-5-5-Acrotère :

L'acrotère est un muret situé en bordure des toits-terrasses, dans le prolongement des façades, et servant notamment au relevé d'étanchéité.

I-5-6-Maçonnerie :

On distingue deux types de murs :

- Murs extérieurs : Les façades seront construites en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm, pour l'ensemble des étages.
- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-5-7-Revêtements :

On distingue les revêtements comme suit :

- Mortiers de ciments : pour les murs façades et les salles d'eaux d'épaisseur 2cm
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds, d'épaisseur 2cm
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers

I-5-8-Système de coffrage :

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

I-5-9-Infrastructure :

❖ Les fondations :

Les fondations sont les éléments de base d'une structure qui supportent son poids et transmettent les charges verticales au sol de manière à assurer sa stabilité. Elles sont conçues en fonction des caractéristiques du sol et des charges prévues, en utilisant des matériaux tels que le béton armé et peuvent être réalisées sous forme de :

a) Les fondations superficielles :

Elles comprennent les semelles isolées, les semelles filantes (continues) ou les radiers généraux.

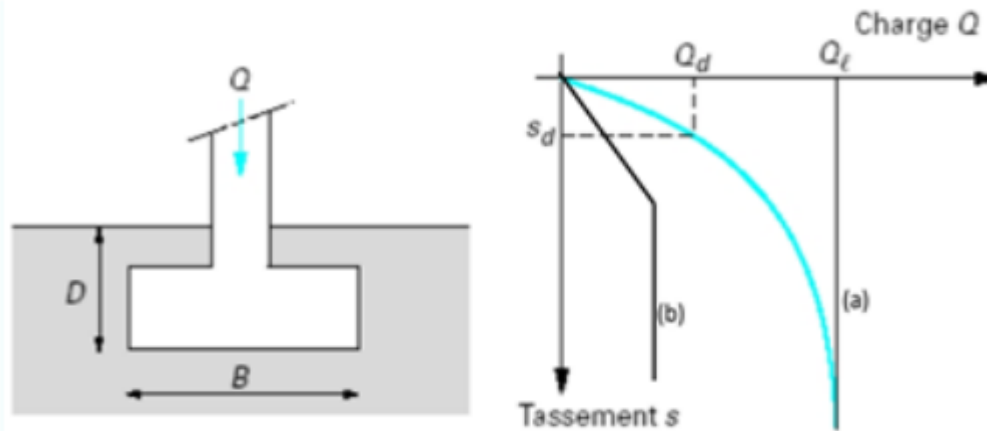


Figure I-3 : Les fondations superficielles

b) Fondations semi-profondes :

Elles se caractérisent par l'utilisation de puits de fondation, permettant de transmettre les charges de la structure à un sol de bonne portance situé à une profondeur intermédiaire.

c) Fondations profondes :

Elles sont composées de pieux, qui transfèrent les charges en profondeur jusqu'à une couche de sol suffisamment résistante, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

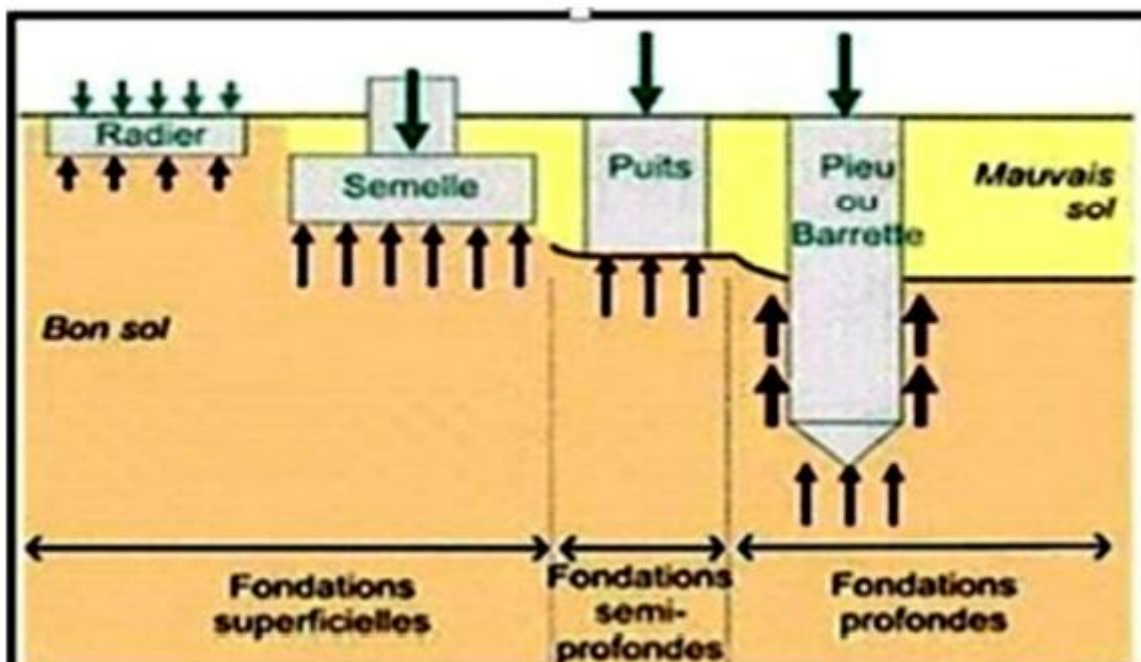


Figure I-4 : Type des fondations

**I-6 -Caractéristique mécanique des matériaux :**

Pour la réalisation de ce projet, le béton et l'acier sont les matériaux utilisés dans la construction, étant caractérisés par leur résistance à la compression pour le béton et à la traction pour l'acier. Ils doivent respecter les normes parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 ainsi que les règlements de béton armé aux états limites BAEL 91 / version 99.

**I-6-1-Le béton :**

Le béton est un matériau de construction essentiel, largement utilisé dans les bâtiments et les infrastructures. Il est constitué de granulats (gravier et sable) liés par un liant hydraulique, généralement du ciment. Des adjuvants peuvent être ajoutés pour modifier ses propriétés physiques et chimiques. Apprécié pour sa solidité et sa durabilité, il offre une excellente résistance à la compression.

**I-6-1-1 Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression du béton est déterminée par des essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Ces essais permettent de mesurer la capacité du béton à résister à des charges axiales de compression.

Selon l'article A.2.1.11 du BAEL 99, la résistance caractéristique à la compression du béton à un âge  $j$  jours est donnée par les formules suivantes :

1- Pour :  $j \geq 28$  jours

$$\text{Si } f_{c28} \leq 40MPa : f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 40MPa : f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$$

2- Pour :  $j < 28$  jours

La résistance est conventionnellement considérée comme constante :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, la valeur de  $f_{c28}$  sera prise égale à  $25MPa$

**I-6-1-2 Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 99, art A.2.1, 12) :**

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow f_{c28} \leq 60MPa$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{c28} > 60MPa$$

**I-6-1-3Module de déformation longitudinal (Art A.2.1, 2 de BAEL 91/ version 99) :**

- Le module de Young, également appelé module d'élasticité longitudinale, est une constante caractérisant la relation entre la contrainte appliquée (en traction ou en compression) et la déformation initiale d'un matériau élastique isotrope.

- Il traduit la rigidité du matériau et sa capacité à résister aux déformations sous l'effet des charges.
- Dans des conditions normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, il est admis que le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de "j" jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} [MPa]$$

Pour :  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 MPa$

- Le module de déformation longitudinal différée (Art A.2.1,22 de BAEL 91/ version 99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est maintenue pendant une longue période, il est important de prendre en compte l'effet de fluage du béton en utilisant un module égal :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}[MPa]$$

Pour :  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{vj} = 10818.87MPa$

#### I-6-1-4-Module de déformation transversale (Art A.2.1,3 de BAEL 91 version 99)

La formule suivante permet de calculer le module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$$\nu = \frac{\text{gonflement transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

$\frac{\Delta d}{d}$ : déformation relative transversale.

$\frac{\Delta L}{L}$ : déformation relative longitudinale.

-Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1.3 du BAEL 99) :

- $\nu = 0$  : pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations à l'ELS.

I-6-1-5- Les contraintes limites du béton :➤ Etat Limite Ultime (ELU) (A.4.3.41 du BAEL 99) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (BAEL 91 Art.A.4.3.41)}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1.5$ : Situation courante

$\gamma_b = 1.15$ : Situation accidentelle

$\theta$  : dépend de la durée d'application des charges.

❖  $\theta = 1$  pour  $t \geq 24h$

❖  $\theta = 1$  pour  $1h < t < 24h$  heures

❖  $\theta = 0.85$  pour  $t < 1h$

Cas courant :  $\theta = 1$  et

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Cas accidentel :  $\theta = 0.85$  et  $\gamma_b = 1.5$

$$f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

❖ Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

La relation contrainte-déformation est illustrée comme suit :

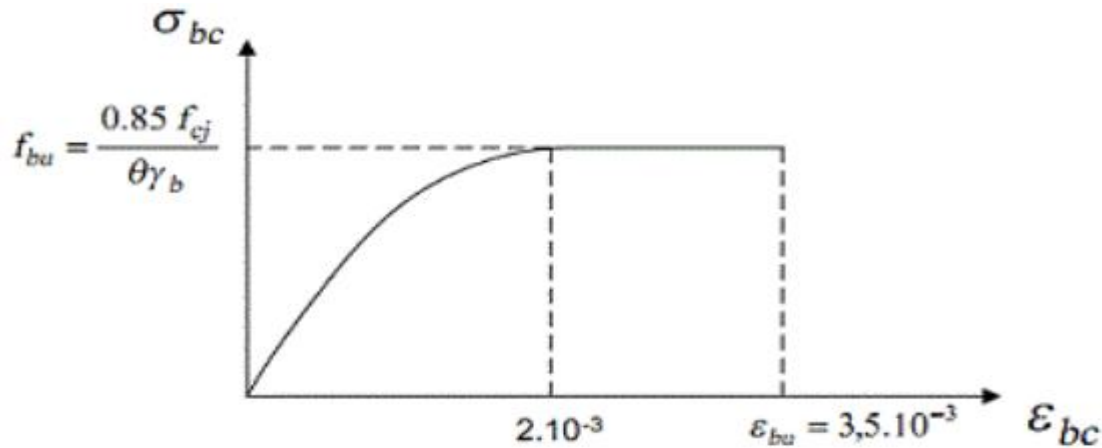


Figure I-5 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

➤ État limite de service (ELS) :

L'état limite de service (ELS) est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou Déformations excessives, fatigue des matériaux). Dans ce cas, on suppose que le diagramme des contraintes-déformation reste dans le domaine élastique linéaire qui est représenté par la figure suivante :

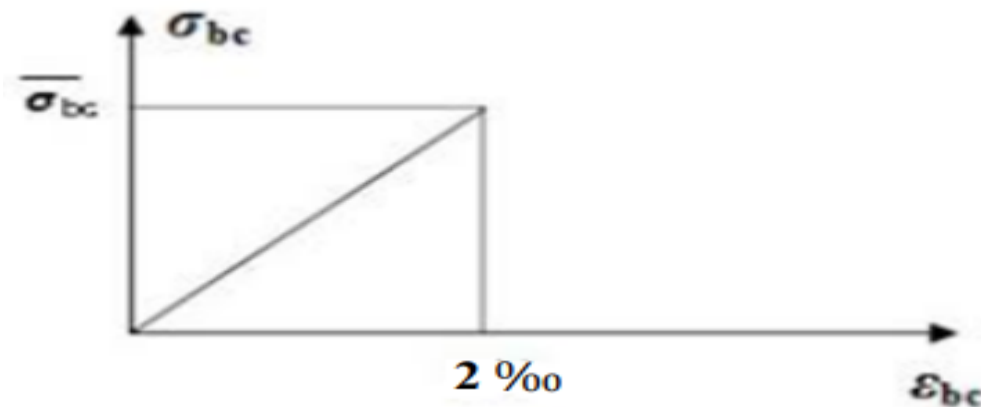


Figure I-6 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par L'article (A.4.5, 2 du BAEL 99)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I-6-1-7 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : (A.5.1, 1 du BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V}{b d}$$

Avec :

$V$  : Effort tranchant a l'ELU

$b$  : Largeur de la section de béton considérée

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée ( $d = h - c$ )

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4MPa) = 3.25MPa : \text{cas de fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

II-6-2Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la compression

Dans notre projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture ‰	Coefficient De fissuration	Coefficient De Scellement $\Psi$
Aciers en barre	Haute adhérence FE400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	550	8	1,3	1

TableauI-1 : Tableau des caractéristiques des aciers du bâtiment

I-6-2-1 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 200000MPa$$

I-6-2-2 Les Contrainte limites :

- État limite ultime : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  situation courante

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  situation accidentelle

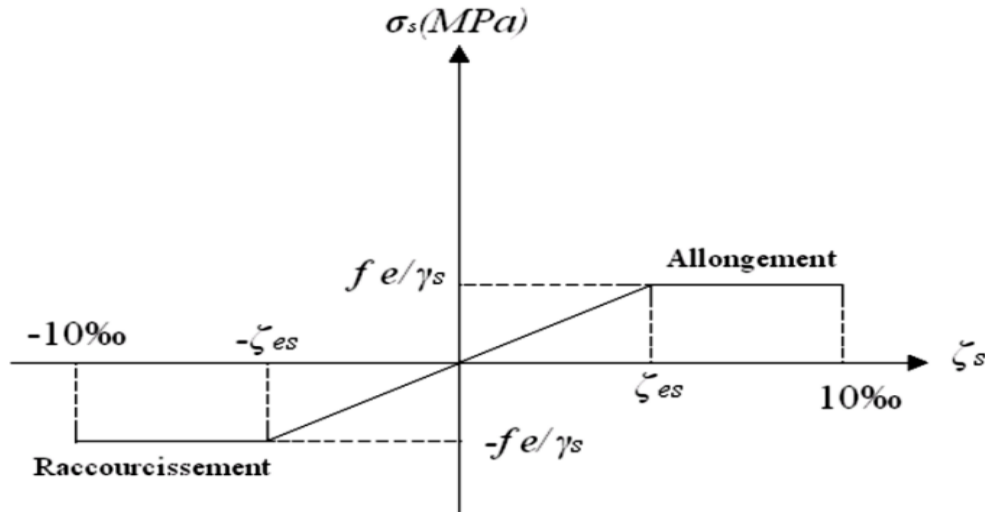


Figure I-7 : Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier

- État Limite de Service (ELS) :

Il est nécessaire de restreindre l'ouverture des fissures afin de prévenir la corrosion des armatures. Cela peut être réalisé en limitant les contraintes exercées sur les armatures tendues en fonction des sollicitations de service, conformément aux règles BAEL91.

On peut distinguer trois cas de fissurations :

- ❖ Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32) :

-Ce cas concerne les éléments situés à l'intérieur de locaux couverts, et aucune vérification n'est nécessaire dans ce cas :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- ❖ Fissuration préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5-33) :

La contrainte de traction maximale est définie par l'équation suivante :

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110(\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right) [MPa]$$

- ❖ Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

C'est le cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 90(\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right) [MPa]$$

Avec :

$\eta$ : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ : pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- $\eta = 1.5$  : pour les aciers de haute adhérence ( $\phi \leq 6mm$ ).
- $\eta = 1.6$  : pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6mm$ ).

$f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

#### I-6-2-3 Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :

Afin d'assurer un bétonnage adéquat et de protéger les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, il est nécessaire de respecter les épaisseurs minimales d'enrobage suivantes

- $C \geq 5cm$ : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins
- $C \geq 3cm$ : pour les éléments en contact avec un liquide.
- $C \geq 1cm$ : pour les parois situées dans des locaux non exposés à la condensation.

#### I-7 Les actions et sollicitations :

- Les actions agissant sur une construction se divisent en deux catégories : directes et indirectes.
- Les actions directes regroupent les forces permanentes, les charges d'exploitation variables, les effets climatiques et les actions accidentelles.
- Les actions indirectes résultent de phénomènes tels que le retrait et le fluage du béton, les variations de température et les tassements, entraînant des contraintes et des déformations.
- Une analyse rigoureuse de ces actions est essentielle pour assurer la résistance et la durabilité des structures.

#### I-7-1 Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont caractérisées par une intensité constante ou faiblement variable dans le temps. Elles incluent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments rapportés (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Les forces dues au poids des matériaux, aux poussées des eaux et des terres.
- Les contraintes issues de déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

#### I-7-2- Actions variables (Q)

Les actions variables présentent des fluctuations significatives dans le temps et comprennent :

- Les charges d'exploitation (occupation des locaux, mobilier, équipements).
- Les charges climatiques (neige, pluie, vent).
- Les variations de température, influençant le comportement de la structure.

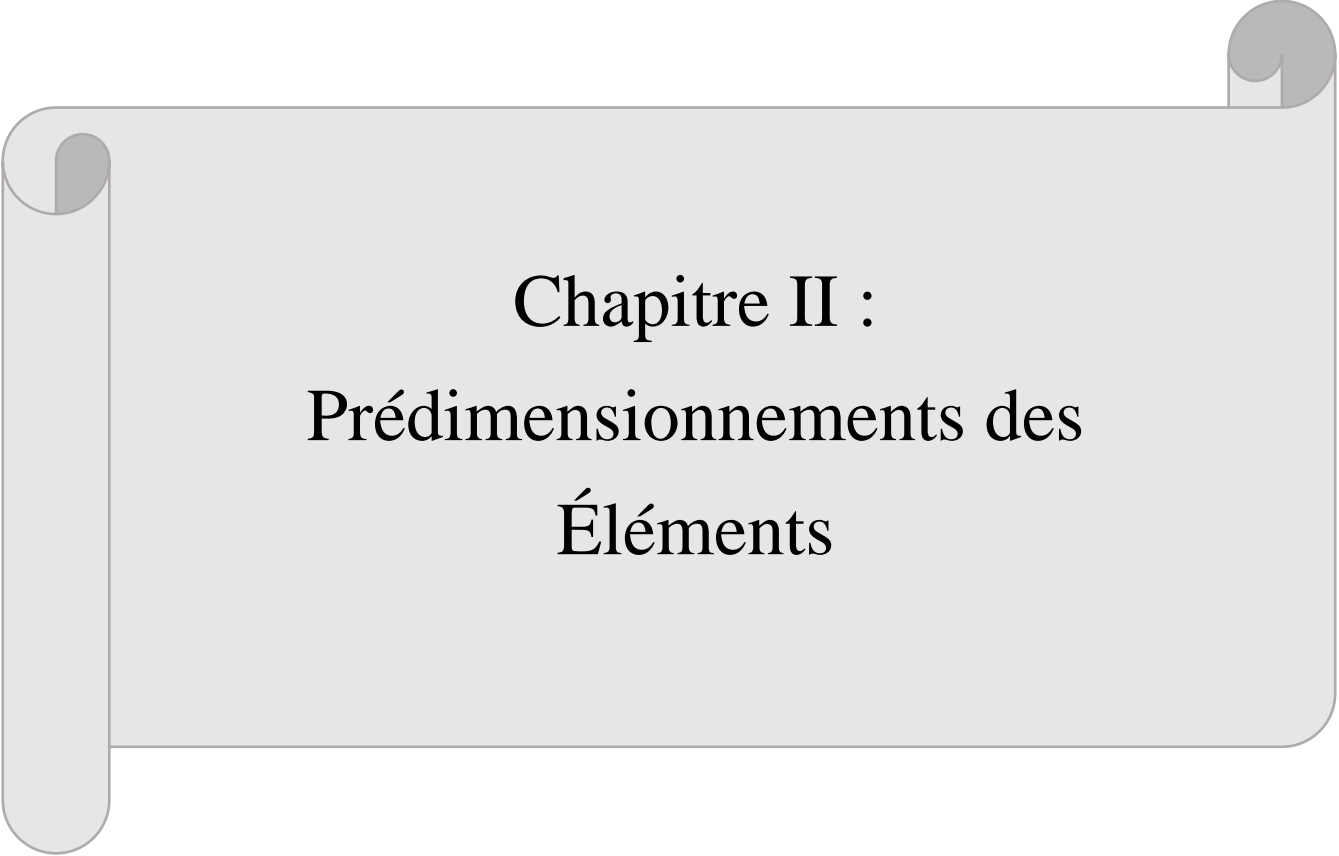
I-7-3- Actions accidentelles (Fa)

Ces actions sont d'intensité variable et résultent d'événements rares et de courte durée, tels que :

- Les chocs dus aux véhicules, engins de levage.
- Les explosions (gaz, bombes, incidents industriels).
- Les séismes, pouvant provoquer des efforts dynamiques importants.
- Les vents extrêmes, générant des pressions supplémentaires sur la structure.

❖ Conclusion :

En somme, cette étude nous a permis d'analyser les différents éléments de la structure ainsi que les propriétés des matériaux à utiliser, tout en veillant au respect des normes en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié en 1999 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Ces référentiels assurent la conformité et la sécurité du projet. Nous aborderons à présent le prédimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage dans le prochain chapitre.



Chapitre II :  
Prédimensionnements des  
Éléments

**II-1-INTRODUCTION :**

Après avoir défini l'ouvrage et les propriétés des matériaux, nous entamons le prédimensionnement de la structure. Cette étape permet d'estimer les dimensions des différentes sections des éléments constitutifs du bâtiment et d'évaluer les charges qui leur seront appliquées.

Dans ce chapitre, nous procéderons au prédimensionnement des planchers, poutres, voiles et poteaux, en nous appuyant sur les règlements BAEL 91 modifié 1999 et RPA 99 version 2003, afin d'assurer la conformité et la sécurité de la structure.

**II-2- prédimensionnement des planchers :****➤ Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est un système de plancher composé d'éléments creux (hourdis) posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Ces poutrelles reposent elles-mêmes sur les poutres principales et sont solidarisiées par une dalle de compression renforcée par un treillis soudé.

Ce type de plancher est conçu pour résister à son propre poids ainsi qu'aux surcharges d'exploitation appliquées lors de son utilisation. Son épaisseur est déterminée à l'aide de la formule définie par l'article B 6-8-423 du BAEL 91 modifié 99.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$L_{max}$  : la longueur maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

**Remarque :** Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

$$L_{max} = 400cm$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17.77cm$$

On opte pour une hauteur du plancher :  $h_t = 20cm$  cm soit un plancher (16 + 4)

Cette hauteur est valable pour tous les étages.

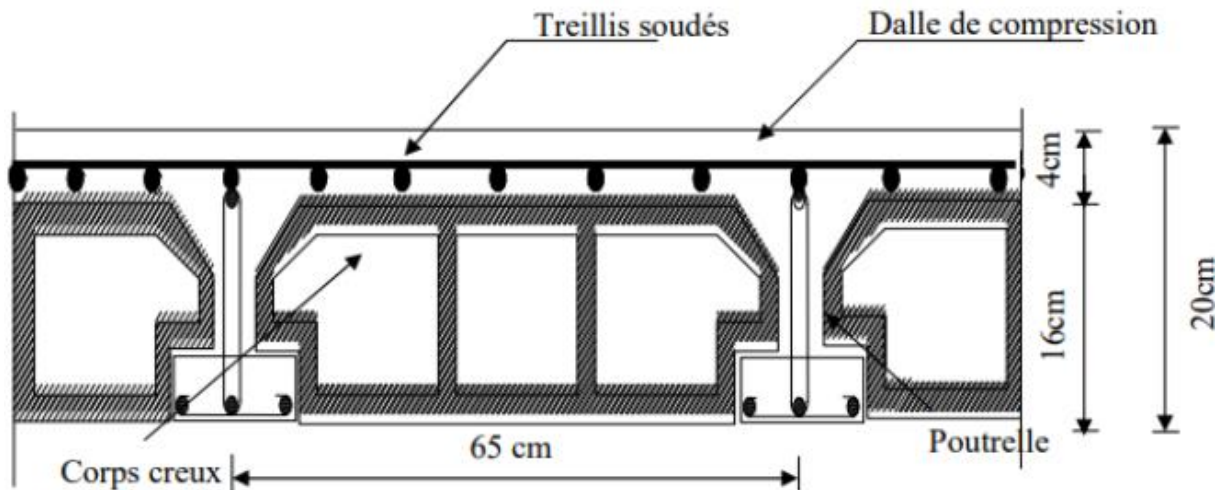


Figure II-1 : Coupe transversale du plancher à corps creux

### II-3- prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux l'élément verticaux (poteaux et voiles).

Leurs hauteur et largeur sont données par :

$$\text{Hauteur des poutres : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Largeur des poutres : } 0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$$

Avec :

$h_p$  : Hauteur de la poutre

$b_p$  : Largeur de la poutre

$L_{max}$  : Portée maximale de la poutre considérée entre nu appuis de plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (RPA 99 / Version 2003) (Article 7.5.1).

$$h_p \geq 30cm$$

$$b_p \geq 20cm$$

$$\frac{h_p}{b_p} \leq 4$$

#### II-3-1- Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

➤ La hauteur  $h_{pp}$  :

$$\text{On a : } L_{max} = 400cm$$

$$\frac{400}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_{pp} \leq 40$$

✓ On opte pour  $h_{pp} = 40cm$

➤ La largeur  $b_{pp}$ :

$$0.4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b_{pp} \leq 28$$

✓ On opte pour  $b_{pp} = 30cm$

✚ La largeur retenue est de 30cm reste conforme au RPA. Cette augmentation à été adoptée pour des raisons pour des raisons pratiques

- Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :

$h_{pp} = 40cm > 30cm \rightarrow$  Condition vérifiée.

$b_{pp} = 30cm > 20cm \rightarrow$  Condition vérifiée.

$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1.33 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

La section de la poutre principale retenue est :  $(b_{pp} \times h_{pp}) = (30 \times 40)cm^2$

### II-3-2-Les poutres secondaires :

➤ La hauteur  $h_{ps}$  :

$$L_{max} = 400cm$$

$$\frac{400}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_{ps} \leq 40$$

✓ On opte pour :  $h_{ps} = 35cm$

➤ La largeur  $b_{ps}$  :

$$0.4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b_{ps} \leq 24.5$$

✓ On opte pour  $b_{ps} = 30cm$

✚ On adopte une largeur de 30cm afin d'assurer une meilleure sécurité, une facilité de mise en œuvre et une rigidité accrue de l'élément.

- Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :

$$h_{ps} = 35\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{ps} = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ps}}{b_{ps}} = 1.16 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre secondaire retenue est  $(b_{ps} \times h_{ps}) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

II-3-3-Les poutres de chainages :

- La hauteur  $h_{ch}$  :

$$L_{max} = 395\text{cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \leq h_{ch} \leq 39.5$$

- ✓ On opte pour  $h_{ch} = 35\text{cm}$

- La largeur  $b_{ch}$  :

$$0.4 \times 35 \leq b_{ch} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b_{ch} \leq 24.5$$

- ✓ On opte pour  $b_{ch} = 25\text{cm}$

- Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :

$$h_{ch} = 35\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{ch} = 25\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ch}}{b_{ch}} = 1.4 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre de chainage retenue est  $(b_{ch} \times h_{ch}) = (25 \times 35)\text{cm}^2$

II-3-4-Poutres palières :

- La hauteur  $h_{pal}$  :

$$L_{max} = 290\text{cm}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{290}{10}$$

$$19.33 \leq h_{pal} \leq 29.5$$

✓ On opte pour  $h_{pal} = 25cm$

➤ La largeur  $b_{pal}$  :

$$0.4 \times 25 \leq b_{pal} \leq 0.7 \times 25$$

$$10 \leq b_{pal} \leq 17.5$$

✓ On opte pour  $b_{pal} = 15cm$

- Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :

$$h_{pal} = 25cm < 30cm \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b_{pal} = 15cm < 20cm \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On opte pour le minimum exigé par le RPA :

$$h_{pal} = 30cm$$

$$b_{pal} = 20cm$$

$$\frac{h_{pal}}{b_{pal}} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section de la poutre de palière retenue est  $(b_{pal} \times h_{pal}) = (20 \times 30)cm^2$

#### II-4-Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé préfabriqué ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à répondre une partie des charges verticales.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition :

$$L \geq 4a$$

$L$ : étant la longueur minimale du voile

$a$ : L'épaisseur du voile, sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la rigidité aux extrémités (Figure II.3).

L'épaisseur minimale est de  $15cm$  ( $a_{min} \geq 15cm$ )

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

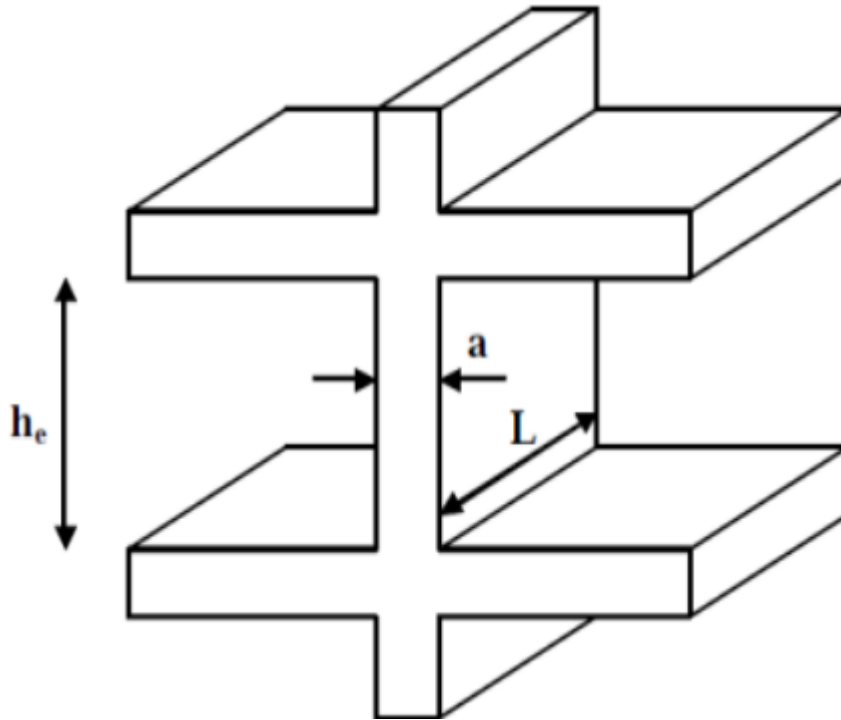


Figure II-2 : Coupe verticale du voile

Nous opterons :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

➤ Pour l'étage courant :

$$a \geq \frac{306-20}{20} = 14.3cm$$

✓ On adopte  $a = 20cm$

➤ Pour le RDC :

$$a \geq \frac{408-20}{20} = 19.4cm$$

✓ On adopte  $a = 20cm$

• Vérification du RPA :

$a = 20cm > a_{min} = 15cm \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ En conclusion : on adoptera une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

#### II-5-Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui supportent le poids du bâtiment et transmettent les charges aux fondations. Ils peuvent être carrés, rectangulaires ou circulaires.

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en effectuant une décente de charges pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$N_s = G + Q$$

Avec :

$N_s$  : effort normal de calcul repris par le poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation.

La section S est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0.30 : \text{RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3.1)}$$

De plus, tous en vérifiant les exigences du « RPA 99 / Version 2003 »

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II-a doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min(b; h) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$

avec :

$h_e$ : la hauteur libre du poteau.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq \frac{h}{4}$$

### II-5-1-Calcul de la surface d'influence

Nous calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression poteau (X6, Y4)  
Surface du plancher revenant à ce poteau qui est le plus sollicité.

On a la largeur de la poutre égale à :  $b = 30\text{ cm}$

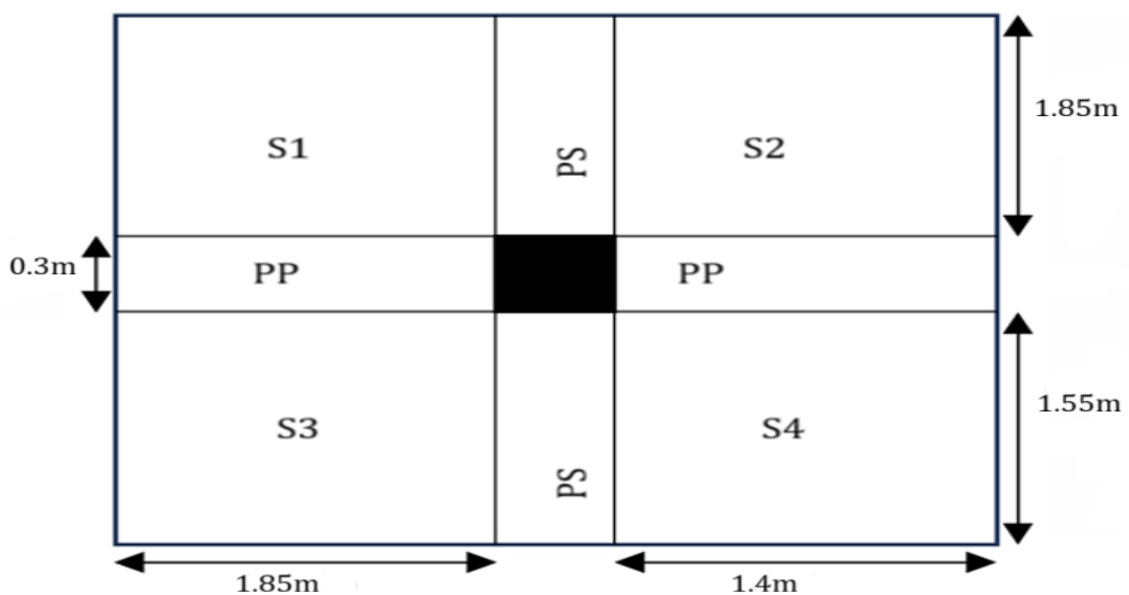


Figure II-3 : Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

a) La surface nette  $S_n$  :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.85 \times 1.85) + (1.4 \times 1.85) + (1.85 \times 1.55) + (1.4 \times 1.55)$$

$$S_n = 11.05m^2$$

b) La surface brute  $S_b$  :

$$S_b = 3.55 \times 3.7$$

$$S_b = 13.13m^2$$

II-5-2-Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Epaisseur	$G$ ( $KN/m^3$ )	$G$ ( $KN/m^2$ )	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0.85	
2) Etanchéité multi couche.	0.02	6	0.12	
3) Forme de pente en béton.	0.06	22	1.32	
4) Feuille de polyane.		0.01	0.01	
5) Isolation thermique en liège.	0.04	4	0.16	
6) Plancher en corps creux.	0.2	14	2.8	
7) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
La charge permanente total	$G(KN/m^2) = 5.46$			

Tableau II-1 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

➤ Plancher étage courant :

Matériaux	Epaisseurs	$G$ ( $KN/m^3$ )	$G$ ( $KN/m^2$ )	Schéma
1) Carrelage	0,02	20	0.4	
2) Mortier de pose.	0.02	20	0.4	
3) Lit de sable.	0.02	18	0.36	
4) Plancher en corps creux.	0.2	14	2.8	
5) Enduit de plâtre.	0.02	10	0.2	
6) Cloisons intérieures.	0.1	10	1	
La charge permanent :	$G$ ( $KN/m^2$ )		5,16	

Tableau II-2 : Charge permanente de l'étage courant

➤ Mur extérieur

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $G(KN/m^3)$	Charge $G(KN/m^2)$
1) Enduit du ciment	0.02	22	0.44
2) Brique creuse	0.1	9	0.9
3) lame d'air	0.05		0.05
4) Brique creuses	0.1	9	0.9
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente	$G(KN/m^2) =$		2.45

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

NB : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre en mètre linéaire on la multiplie par la hauteur.

- ✓ Pour le plancher RDC :  $G = 2.45 \times (4.08 - 0.4) = 9.01KN/ml$
- ✓ Pour le plancher étage courant :  $G = 2.45 \times (3.06 - 0.4) = 6.51KN/ml$

b) Charges d'exploitation :

Elément	Surcharge ( $KN/m^2$ )
Plancher étage inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-4 : Charges d'exploitations des différents éléments.

✚ Poids propre des éléments :

a) Poids propre des poutres :

Il faut multiplier le poids volumique du matériau par son volume pour calculer le poids propre d'une poutre :

$$P_{poutre} = \rho \times V$$

Avec :

$\rho$ : Poids volumique du matériau [25KN/m<sup>3</sup>]

$V$  : volume de l'élément ;  $V = (b \times h \times L)$

➤ Poutres principales :

$$P_{pp} = (b \times h \times L) \times \rho$$

$$P_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times (1.85 + 0.3 + 1.4)) \times 25$$

$$P_{pp} = 10.65KN$$

➤ Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (b \times h \times L) \times \rho$$

$$P_{ps} = (0.3 \times 0.35 \times (1.85 + 0.3 + 1.55)) \times 25$$

$$P_{ps} = 9.71 KN$$

○ Le poids total :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_t = 10.65 + 9.71$$

$$P_t = 20.36KN$$

b) Poids propre des planchers :

On utilise cette formule suivante pour calculer le poids d'un plancher :

$$P = G \times S_n$$

Avec :

$P$ : le poids propre de ce plancher

$G$  : charge surfacique revenant au plancher

$S_n$ : la section nette

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$P = 5.46 \times 11.05$$

$$P = 60.33KN$$

➤ Plancher étage courant :

$$P = 5.16 \times 11.05$$

$$P = 57.01KN$$

c) Poids propre des poteaux :

$$P_{poteau} = (S \times \rho) \times h_e$$

Avec :

$S$  : section des poteaux.

$\rho$ : poids volumique du béton.

$h_e$ : hauteur d'étage.

➤ Poteau de RDC :

$$P_{RDC} = (0.3 \times 0.3 \times 25) \times 4.08$$

$$P_{RDC} = 9.18KN$$

.

➤ Poteau d'étage courant :

$$P_{RDC} = (0.3 \times 0.3 \times 25) \times 3.06$$

$$P_{RDC} = 6.885KN$$

❖ Les charges d'exploitations :

-Terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 11.05 = 11.05KN$

- Plancher étage courant :  $Q_1 = 1.5 \times 11.05 = 16.575KN$

- Plancher du RDC :  $Q_2 = 2.5 \times 11.05 = 27.625KN$

II-5-3-Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments ayant un grand nombre d'étages. Elle repose sur l'idée que dans un immeuble, les charges d'exploitation ne sont pas uniformément réparties sur tous les étages à tout moment.

Ainsi un bâtiment comporte d'étage plus il est probable que les charges soient régulièrement réparties et donc une réduction progressive des charges peut être prise en compte dans le calcul des efforts de la structure.

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

$\frac{3+n}{2n}$ : Coefficient valable pour  $n \geq 5$

Avec :

$Q_n$ : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression

$Q_n$ : charge d'exploitation de la terrasse

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

$Q_n$ : ( $i=1$  à  $n$ ) charge d'exploitation respective des planchers des étages

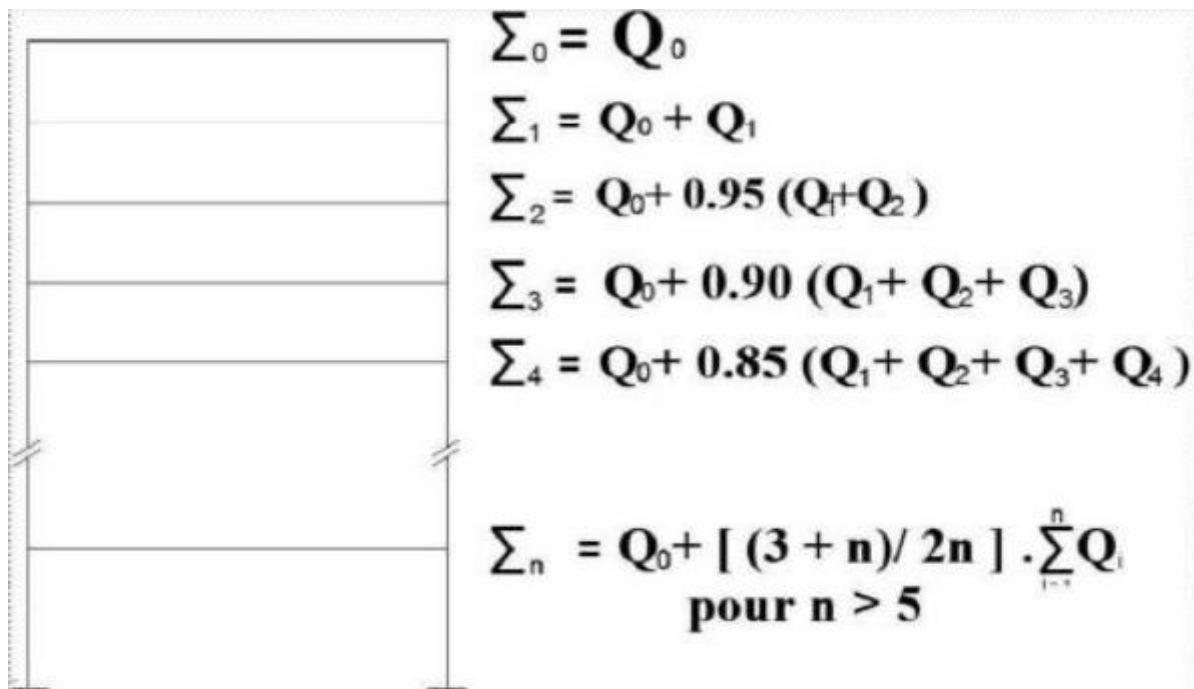


Figure II-4 : dégression des surcharges

Terrasse inaccessible :

$$Q_0 = 11.05KN$$

4ème étage :

$$11.05 + 16.575 = 27.625KN$$

3eme étage :

$$11.05 + 0.95(16.575 + 16.575) = 42.54KN$$

2eme étage :

$$11.05 + 0.9(16.575 + 16.575 + 16.575) = 55.8KN$$

1ere étage :

$$11.05 + 0.85(16.575 + 16.575 + 16.575 + 16.575) = 67.4KN$$

RDC :

$$11.05 + 0.8(16.575 + 16.575 + 16.575 + 16.575 + 27.625) = 86.19KN$$

Dimensionnement des poteaux :

Etage	G Poutres (KN)	G Planchers (KN)	G Poteau (KN)	G total (KN)	G cumulée (KN)	Q cumulé (KN)	Ns=G+Q (KN)
5	20.36	60.33	6.885	87.57	87.57	11.05	98.62
4	20.36	57.01	6.885	84.25	171.82	27.625	199.445
3	20.36	57.01	6.885	84.25	256.07	42.54	298.61
2	20.36	57.01	6.885	84.25	340.32	55.8	396.12
1	20.36	57.01	6.885	84.25	424.57	67.4	491.97
RDC	20.36	57.01	9.18	86.55	511.12	86.19	597.31

Tableau II-5 : Récapitulatif de la descente de charges

✚ Les sections des poteaux sont déterminées à partir de l'effort normale réduit (Article 7.1.4.3 RPA 2003).

$$\vartheta = \frac{N_s}{B_C \times f_{c28}} > 0.1$$

avec :

$N_s$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_C$  : l'aire de la section du poteau.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Donc :

$$B_C < \frac{N_s}{0.1 \times f_{c28}}$$

$N_s$ (KN)	$0.1 \times f_{c28}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$N_s / (0.1 \times f_{c28})$	Choix de la section
98.62	0.25	394.48	30 × 30
199.445	0.25	797.78	30 × 30
298.61	0.25	1294.44	35 × 35
396.12	0.25	1624.48	40 × 40
491.97	0.25	1967.88	40 × 40
597.31	0.25	2389.24	45 × 45

II-5-4-Vérification selon le RPA99 version 2003 :

➤ Poteaux du RDC :

$$h_e = 408cm$$

$$\min(45,45) = 45 \rightarrow 45 > 25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\min(45,45) = 45 \rightarrow 45 > \frac{408}{20} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} \leq 4$$

➤ Poteaux du 1er au 2ème étage :

$$h_e = 306cm$$

$$\min(40,40) = 40 \rightarrow 40 > 25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\min(40,40) = 40 \rightarrow 40 > \frac{306}{20} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4$$

➤ Poteaux du 3ème étage :

$$h_e = 306cm$$

$$\min(35,35) = 35 \rightarrow 35 > 25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\min(35,35) = 35 \rightarrow 35 > \frac{306}{20} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4$$

➤ Poteaux du 4ème au 5ème étage :

$$h_e = 306cm$$

$$\min(30,30) = 30 \rightarrow 30 > 25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\min(30,30) = 35 \rightarrow 35 > \frac{306}{20} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4$$

II-5-5 Vérification au flambement :

Les poteaux et autres éléments structuraux soumis à des efforts de compression élevés risquent de subir des déformations importantes dues au flambement. Pour prévenir ce phénomène, il est essentiel de limiter leur élancement  $\lambda$ , afin d'assurer leur stabilité et leur capacité portante.

On doit vérifier la condition de l'élancement des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7h_e$ )

$h_e$  : hauteur libre du poteau

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}}$$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$I$  : Moment d'inertie du poteau.

➤ Poteaux du RDC : (45×45)

$$h_e = 408cm$$

$$l_f = 0.7 \times 408 = 285.6cm$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{45 \times 45^3}{12}}{45 \times 45}} = 13cm$$

$$\lambda = \frac{285.6}{13} = 21.97 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux du 1er au 2ème étage : (40×40)

$$h_e = 306cm$$

$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2cm$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{40 \times 40^3}{12}}{40 \times 40}} = 11.55cm$$

$$\lambda = \frac{214.2}{11.55} = 18.55 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux du 3ème étage : (35×35)

$$h_e = 306cm$$

$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2cm$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{35 \times 35}} = 10.1cm$$

$$\lambda = \frac{214.2}{10.01} = 21.39 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux du 4ème au 5ème étage : (30×30)

$$h_e = 306cm$$

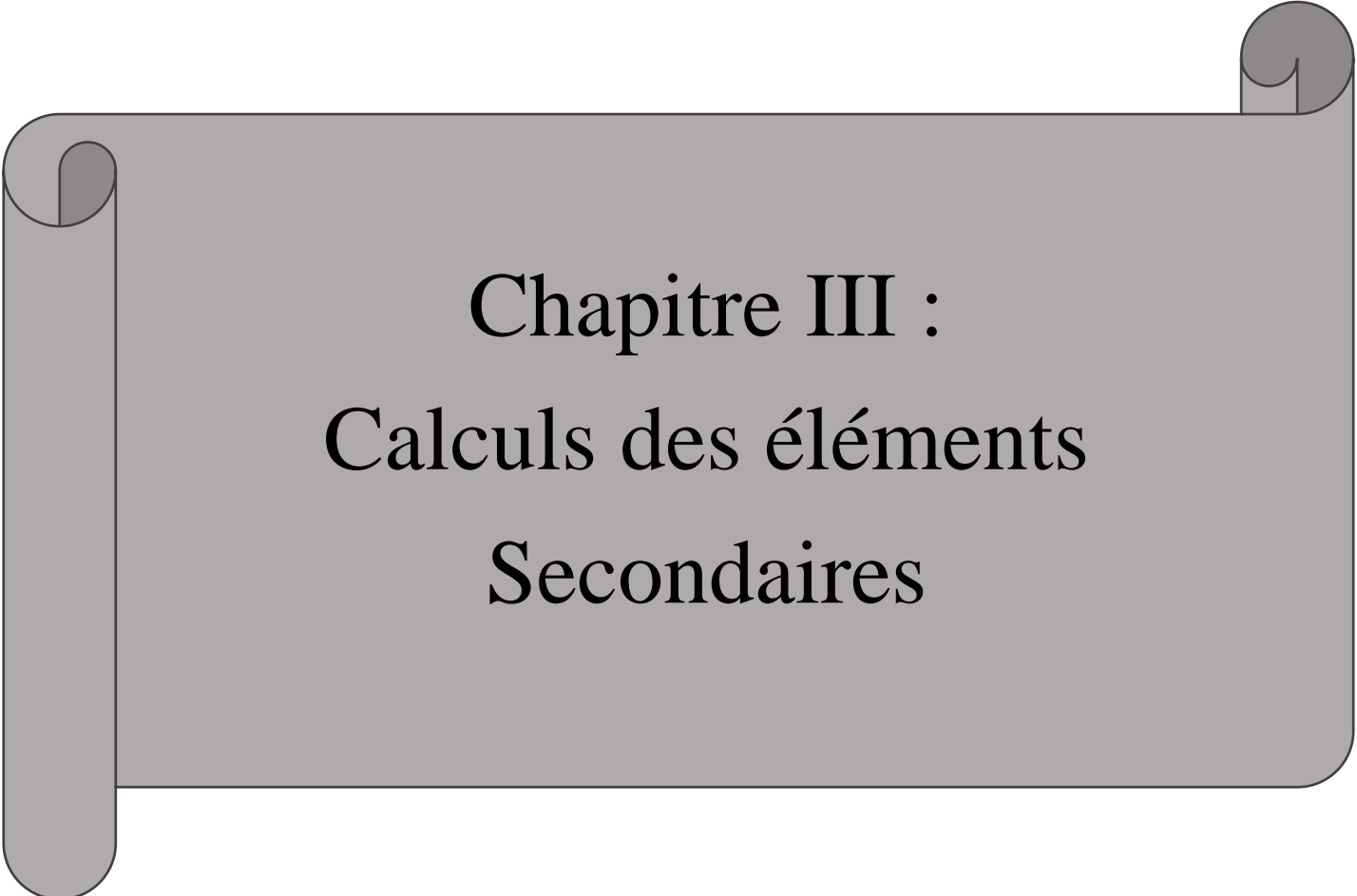
$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2cm$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{30 \times 30}} = 8.66cm$$

$$\lambda = \frac{214.2}{8.66} = 24.73 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.



Chapitre III :  
Calculs des éléments  
Secondaires

III-Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul se fera conformément aux règlements BAEL 91 révisée 99 et le RPA version 2003.

Dans ce chapitre on va calculer les éléments suivants :

- ❖ Le plancher en corps creux ;
- ❖ L'escalier ;
- ❖ La poutre palière ;
- ❖ La poutre de chaînage.
- ❖ L'acrotère

III-1-Plancher en corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposent sur les poutrelles préfabriquées disposée suivent le sens de la petite portée.

III-1-1-Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place elle a 4cm d'épaisseur et elle est armée d'un quadrillage de treillis a soudés de nuance (TLE 520)

Selon les prescriptions du BAEL 91 révisé 99 (B.6.8, 423), les dimensions maximales des mailles du treillis soudé sont les suivantes :

20 cm pour les barres disposées perpendiculairement aux poutrelles.

33 cm pour les barres disposées parallèlement aux poutrelles.

➤ Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A \geq \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :  $L' = 65 \text{ cm}$ .

Nous adaptions :  $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_T = 15 \text{ cm}$

➤ Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A \geq \frac{A}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend :  $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

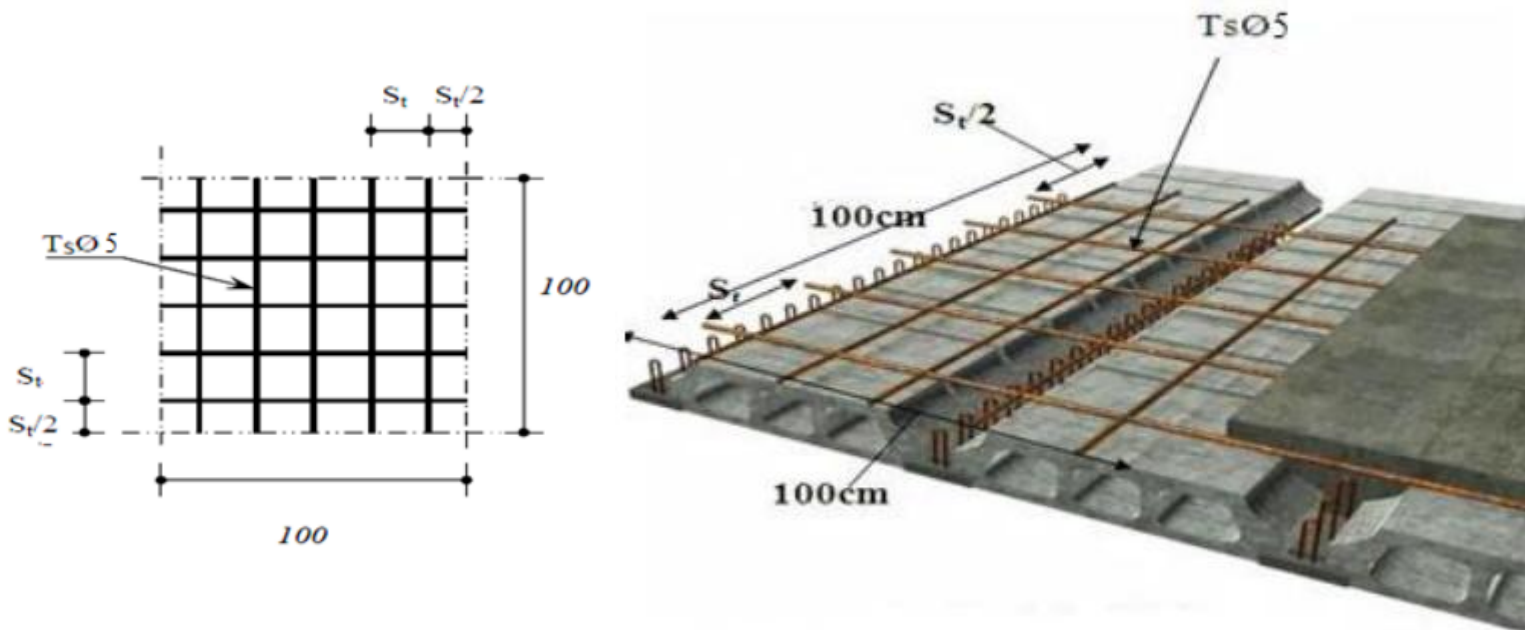


Figure III-1-1 : Disposition constructive de la dalle de compression

### III-1-2-Calculs des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

#### 1<sup>ère</sup> Étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 1KN/ml

#### ➤ Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12KN/ml$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62KN/ml$$

- Poids total :

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74KN/ml$$

#### ➤ Surcharges d'exploitation :

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1KN/ml$$

❖ Ferraillage à l'ELU :

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{KN/ml}$$

- Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

➤ Moment maximal en travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{KN.m}$$

➤ Effort tranchant maximal :

$$V_{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{KN}$$

➤ Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple.

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivants :

$$b = 12 \text{cm}$$

$$h_0 = 4 \text{cm}$$

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \text{cm}$$

$$\text{La hauteur utile : } d = h - c = 18 \text{cm}$$

$f_{bu}$ : La contrainte du béton comprimé = 14.2MPa

$$\mu = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 7.33 > \mu_l = 0.392$$

→ section est doublement armée « S.D.A; ASC ≠ 0 ».

❖ Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles (12×4) sont très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

➤ Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage la poutrelle sera considérée comme une poutre de section en « T »

Elle reprend son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et des surcharges qui revient aux planchers.

Elle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie

Dimensionnement de la poutrelle :

$$b_0: \text{ largeur de la nervure } b_0 = 12 \text{cm}$$

$L$  : distance entre axe des poutrelles  $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$

$L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 400\text{cm}$

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4\text{cm}$

$H$  : hauteur totale de plancher  $H = 20\text{cm}$

Les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99).

$$b_1 = \min\left(\frac{4}{10}; \frac{65-12}{2}\right)$$

$$b_1 = 26.5\text{cm}$$

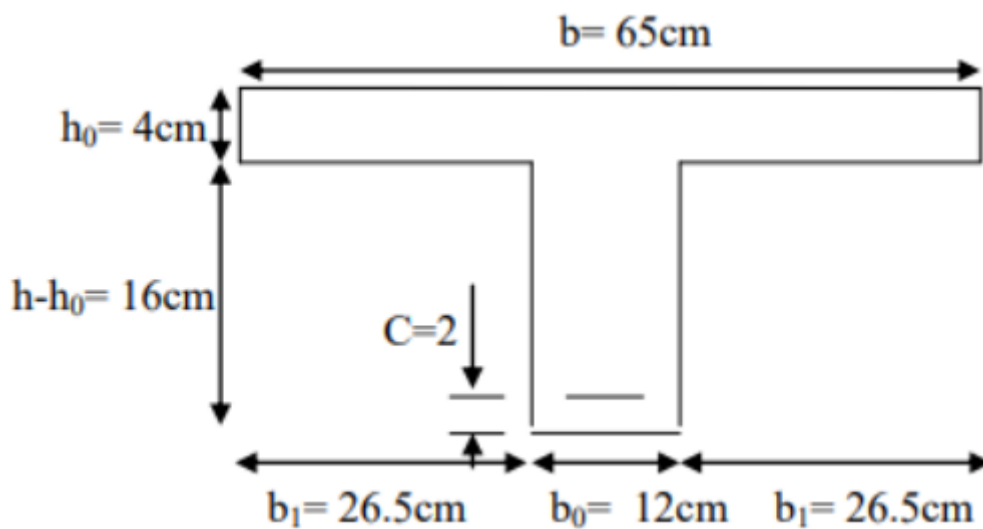


Figure III-1-2 : schéma représentatif de la poutrelle en T

❖ Calcul des charges et surcharges et leurs combinaisons :

• Plancher terrasse inaccessible :

- Poids propre de plancher :  $G = 5,46 \times 0,65 = 3.692\text{KN /ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ KN/ml}$

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3.692) + (1,5 \times 0,65) = 5.96\text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 3.692 + 0,65 = 4,342\text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

- Poids propre de plancher :  $G = 5,16 \times 0,65 = 3.354\text{KN /ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0,65 = 0,975\text{ KN/ml}$

ELU :  $q_u = (1,35 \times 3.354) + (1,5 \times 0,975) = 5.99\text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = 3.354 + 0,975 = 4.33\text{ KN/ml}$

❖ Remarque :

Nous remarquons que le chargement du plancher de l'étage courant est le plus défavorable, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage des poutrelles.

❖ Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

❖ Remarque :

Nous avons deux cas de poutre continu à étudier, avec :

1<sup>er</sup> cas : la poutre repose sur 8 appuis

2<sup>eme</sup> cas : la poutre repose sur 4 appuis

✓ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) La charge d'exploitation  $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$ .

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 5.16 = 10.32 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

2) La fissuration est non préjudiciable.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.  
 $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

On a :  $\frac{3.95}{3.1} = 1.27 \rightarrow$  Condition non vérifiée

❖ Conclusion :

La condition de la portée successive n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Selon (Annexe E2 du BAEL) si la condition a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c, et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minoré

Donc dans notre cas le calcul des poutrelles sera fait avec la méthode de Caquot minoré.

✚ Principe de la méthode :

Appliquer la méthode de Caquot minoré revient à réduire la charge permanente et la remplacer avec «  $G' = \frac{2}{3}G$  » dans le calcul des moments aux appuis seulement (BAEL91/99 Art B.6.2 ,210).

Pour le calcul des moments en travée on utilise la charge réel «  $G$  » et non la charge «  $G'$  ».

- Etude des poutrelles :

1<sup>er</sup> cas : la poutre repose sur 8 appuis

- Calculs des moments :
- Moments sur appuis :

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

Poutre une charge concentrée :

$$M_q = \frac{K_g \times p_g \times L'_g{}^2 + K_d \times p_d \times L'_d{}^2}{L'_g + L'_d}$$

Tels que :

$l'_d$  et  $l'_g$  : longueur fictive des travées

$q_g$  et  $q_d$  : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$l' = 0.8l$  : travée intermédiaire

$l' = l$  : travée de rive

- Moments en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times X}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \frac{X}{L}$$

Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = (q_{reel} \times \frac{L}{2}) + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$V_d = -(q_{reel} \times \frac{L}{2}) + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q_u \times L}$$

Avec :

$M_g$  : la valeur du moment en appuis de gauche de la travée considérée.

$M_d$  : la valeur du moment en appui de droite de la travée considérée.

$L$  : la portée de la travée considérée

$$q_u^{réduit} = 1.35 \times \left(\frac{2}{3}G\right) + 1.5Q$$

$$q_u^{réel} = 1.35 \times G + 1.5Q$$

Application d la méthode :

À L'ELU :

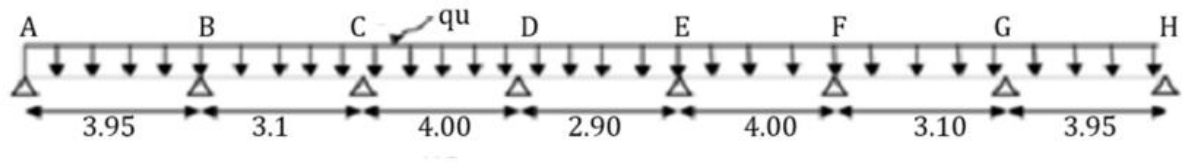


Figure III-1-3 : schéma représentatif de la poutrelle a 7 travées

On a :

$$\begin{cases} G = 3.35 \\ Q = 0.98 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{reel} = 5.99 \\ q_s^{reel} = 4.33 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{reduit} = 1.35 \left( 2 \times \frac{3.35}{3} \right) + (1.5 \times 0.98) = 4.48 \text{KN/ml} \\ q_s^{reduit} = \left( \frac{2}{3} \times 3.35 \right) + (0.98) = 3.21 \text{KN/ml} \end{cases}$$

✚ Travée AB : (travée de rive)

➤ Moments aux appuis :

$$M_A = 0 \text{KN.m}$$

$$M_B = \frac{(-4.48 \times 3.95^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.95 + 2.48)} = -6.3 \text{KN.m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants

$$V_g = \left( 5.99 \times \frac{3.95}{2} \right) + \frac{-6.3 - 0}{3.95} = 10.23 \text{KN}$$

$$V_d = - \left( 5.99 \times \frac{3.95}{2} \right) + \frac{-6.3 - 0}{3.95} = -13.42 \text{KN}$$

$$X = \frac{3.95}{2} + \frac{-6.3 - 0}{5.99 \times 3.95} = 1.7 \text{m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tAB} = \frac{5.99 \times 1.7}{2} \times (3.95 - 1.7) - 0 \times \left( 1 - \frac{1.7}{3.95} \right) - \left( 6.3 \times \frac{1.7}{3.95} \right) = 8.74 \text{KN.m}$$

✚ Travée BC : (travée intermédiaire)

➤ Moments aux appuis :

$$M_B = \frac{(-4.48 \times 3.95^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.95 + 2.48)} = -6.3 \text{KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = l = 3.95$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.48$$

$$M_C = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 2.48)} = -4.46 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = l = 2.48 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.2 \text{ m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-4.46 + 6.3}{3.1} = 9.87 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-4.46 + 6.3}{3.1} = -8.69 \text{ KN}$$

$$X_0 = \frac{3.1}{2} + \frac{-4.46 + 6.3}{5.99 \times 3.1} = 1.64 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tBC} = \frac{5.99 \times 1.45}{2} \times (3.1 - 1.64) - 6.3 \left(1 - \frac{1.64}{3.1}\right) - 4.46 \left(\frac{1.64}{3.1}\right) = 1.84 \text{ KN.m}$$

✚ Travée CD : (travée intermédiaire)

➤ Moments aux appuis :

$$M_C = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 2.48)} = -4.46 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.48 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.2 \text{ m}$$

$$M_D = \frac{(-4.48 \times 3.2^3) + (-4.48 \times 2.32^3)}{8.5(3.2 + 2.32)} = -4.32 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.32 \text{ m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{-4.46 + 4.32}{3.1} = 12.015 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{-4.46 + 4.32}{3.1} = -11.94 \text{ KN}$$

$$X = \frac{4}{2} + \frac{-4.46 + 4.42}{5.99 \times 3.1} = 2 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tCD} = \frac{5.99 \times 2}{2} \times (4 - 2) - 4.46 \left(1 - \frac{2}{3.1}\right) - 4.2 \left(\frac{2}{3.1}\right) = 7.59 \text{ KN.m}$$

✚ Travée DE : (travée intermédiaire) :

➤ Moments aux appuis :

$$M_D = \frac{(-4.48 \times 3.2^3) + (-4.48 \times 2.32^3)}{8.5(3.2 + 2.32)} = -4.32 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.32 \text{ m}$$

$$M_E = \frac{(-4.48 \times 2.32^3) + (-4.48 \times 3.2^3)}{8.5(2.32 + 3.2)} = -4.32 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.32 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.2 \text{ m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{2.9}{2}\right) + \frac{-4.32 + 4.32}{2.9} = 8.68 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{2.9}{2}\right) + \frac{-4.32 + 4.32}{2.9} = -8.68 \text{ KN}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{-4.32 + 4.32}{5.99 \times 3.1} = 1.45 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tDE} = \frac{5.99 \times 1.45}{2} \times (2.9 - 1.45) - 4.32 \left(1 - \frac{1.45}{2.9}\right) - 4.32 \left(\frac{1.45}{2.9}\right) = 1.97 \text{ KN.m}$$

✚ Travée EF : (travée intermédiaire) :

➤ Moments aux appuis :

$$M_E = \frac{(-4.48 \times 2.32^3) + (-4.48 \times 3.2^3)}{8.5(2.32 + 3.2)} = -4.32 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.32$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.2$$

$$M_F = \frac{(-4.48 \times 3.2^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.2 + 2.48)} = -4.46 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.2$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.48$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{-4.46+4.32}{3.1} = 11.94KN$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{-4.46+4.32}{3.1} = -12.015KN$$

$$X = \frac{4}{2} + \frac{-4.46+4.32}{5.99 \times 4} = 1.99 m$$

• Moments en travée :

$$M_{tEF} = \frac{5.99 \times 1.99}{2} \times (4 - 1.99) - 4.32 \left(1 - \frac{1.64}{3.1}\right) - 4.46 \left(\frac{1.64}{3.1}\right) = 7.59KN.m$$

✚ Travée FG : (travée intermédiaire)

➤ Moments aux appuis :

$$M_F = \frac{(-4.48 \times 3.2^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.2+2.48)} = -4.46 KN.m$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.2m$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.48m$$

$$M_G = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 3.95^3)}{8.5(2.48+3.95)} = -6.3 KN.m$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.48m$$

$$l'_d = l_d = 3.95m$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-6.3+4.46}{3.1} = 8.69KN$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-6.3+4.46}{3.1} = -9.87KN$$

$$X = \frac{3.1}{2} + \frac{-6.3+4.46}{5.99 \times 3.1} = 1.45 m$$

• Moments en travée :

$$M_{tFG} = \frac{5.99 \times 1.45}{2} \times (3.1 - 1.45) - 4.46 \left(1 - \frac{1.45}{3.1}\right) - 6.3 \left(\frac{1.45}{3.1}\right) = 1.84KN.m$$

✚ Travée GH : (travée de rive) :

➤ Moments aux appuis :

$$M_G = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 3.95^3)}{8.5(3.95+2.48)} = -6.3 KN.m$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.48m$$

$$l'_d = l_d = 3.95m$$

$$M_H = 0 \text{ KN.m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{3.95}{2}\right) + \frac{-0+6.3}{3.95} = 13.42 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{3.95}{2}\right) + \frac{-0+6.3}{3.95} = -10.23 \text{ KN}$$

$$X = \frac{3.95}{2} + \frac{0+6.3}{5.99 \times 3.95} = 2.24 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tGH} = \frac{5.99 \times 2.24}{2} \times (3.95 - 2.24) - 6.3 \left(1 - \frac{2.24}{3.95}\right) - 0 \left(\frac{2.24}{3.95}\right) = 8.74 \text{ KN.m}$$

Travées	L(m)	$q_u^{\text{réel}}$ (KN/ml)	$q_u^{\text{réduit}}$ (KN/ml)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.95	5.99	4.48	0	-6.3	10.23	-13.42	1.70	8.74
B-C	3.1	5.99	4.48	-6.3	-4.46	9.87	-8.69	1.64	1.84
C-D	4	5.99	4.48	-4.46	-4.32	12.015	-11.94	2	7.59
D-E	2.9	5.99	4.48	-4.32	-4.32	8.68	-8.68	1.45	1.97
E-F	4	5.99	4.48	-4.32	-4.46	11.94	-12.015	1.99	7.59
F-G	3.1	5.99	4.48	-4.46	-6.3	8.69	-9.87	1.45	1.84
G-H	3.95	5.99	4.48	-6.3	0	13.42	-10.23	2.24	8.74

Tableau III-1-1 : Valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELU.

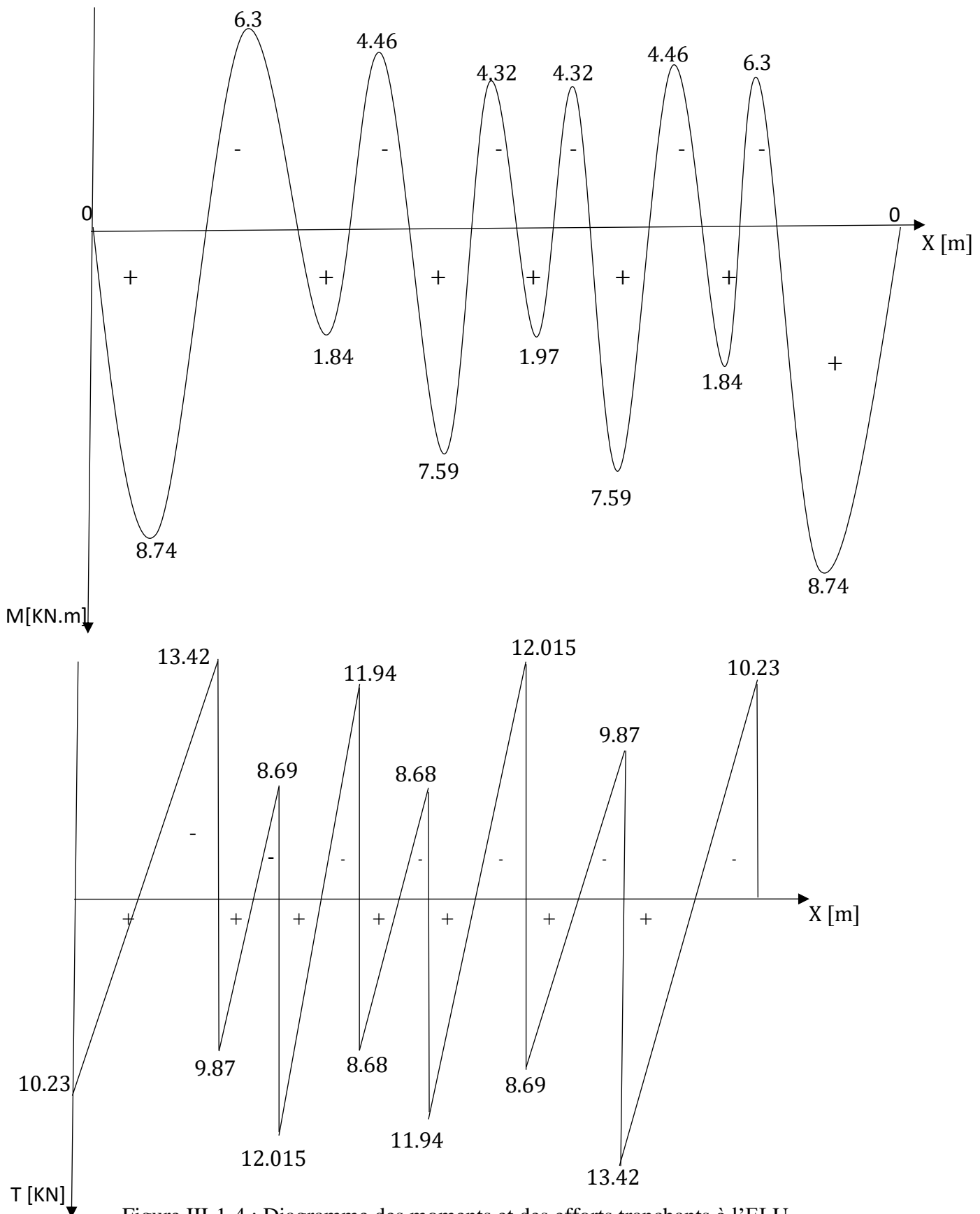


Figure III-1-4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

2<sup>ème</sup> cas :

La poutre repose sur 4 appuis :

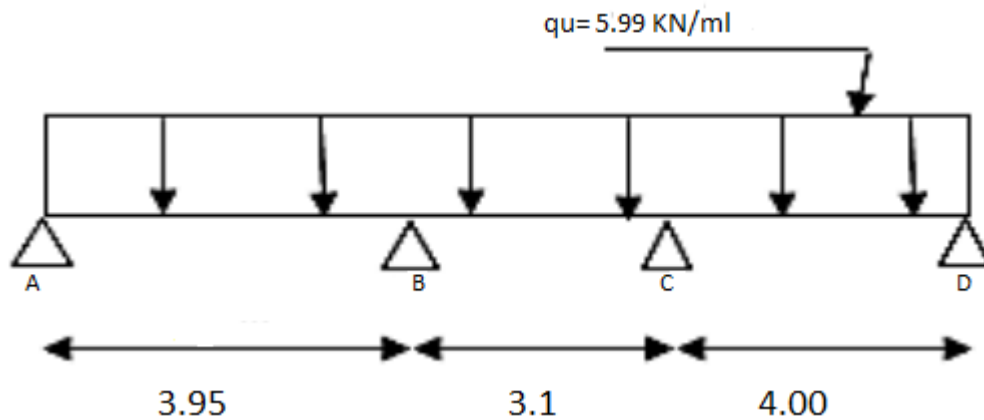


Figure III-1-5 : schéma représentatif de la poutrelle a 3 travées

✚ Travée AB : (travée de rive)

➤ Moments aux appuis :

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{(-4.48 \times 3.95^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.95 + 2.48)} = -6.3 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = l_g = 3.95 \text{ m}$$

$$l'_g = 0.8l_d = 2.48 \text{ m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{3.95}{2}\right) + \frac{-6.3 - 0}{3.95} = 10.23 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{3.95}{2}\right) + \frac{-6.3 - 0}{3.95} = -13.42 \text{ KN}$$

$$X = \frac{3.95}{2} + \frac{-6.3 - 0}{5.99 \times 3.95} = 1.7 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tAB} = \frac{5.99 \times 1.7}{2} \times (3.95 - 1.7) - 0 \times \left(1 - \frac{1.7}{3.95}\right) - \left(6.3 \times \frac{1.7}{3.95}\right) = 8.74 \text{ KN.m}$$

✚ Travée BC : (travée intermédiaire)

➤ Moments aux appuis :

$$M_B = \frac{(-4.48 \times 3.95^3) + (-4.48 \times 2.48^3)}{8.5(3.95 + 2.48)} = -6.3 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = l_g = 3.95$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.48$$

$$M_C = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 4^3)}{8.5(4 + 2.48)} = -6.44 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.48 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 4 \text{ m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-6.44 + 6.3}{3.1} = 9.23 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{3.1}{2}\right) + \frac{-6.44 + 6.3}{3.1} = -9.32 \text{ KN}$$

$$X_0 = \frac{3.1}{2} + \frac{-6.44 + 6.3}{5.99 \times 3.1} = 1.54 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tBC} = \frac{5.99 \times 1.54}{2} \times (3.1 - 1.54) - 6.3 \left(1 - \frac{1.54}{3.1}\right) - 6.44 \left(\frac{1.54}{3.1}\right) = 0.82 \text{ KN.m}$$

✚ Travée CD : (travée de rive)

➤ Moments aux appuis :

$$M_C = \frac{(-4.48 \times 2.48^3) + (-4.48 \times 4^3)}{8.5(4 + 2.48)} = -6.44 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$l'_g = 0.8l_g = 2.48 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 4 \text{ m}$$

$$M_D = 0 \text{ KN.m}$$

✓ Calculs des efforts tranchants :

$$V_g = \left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{0 + 6.44}{4} = 13.59 \text{ KN}$$

$$V_d = -\left(5.99 \times \frac{4}{2}\right) + \frac{0 + 6.44}{4} = -10.37 \text{ KN}$$

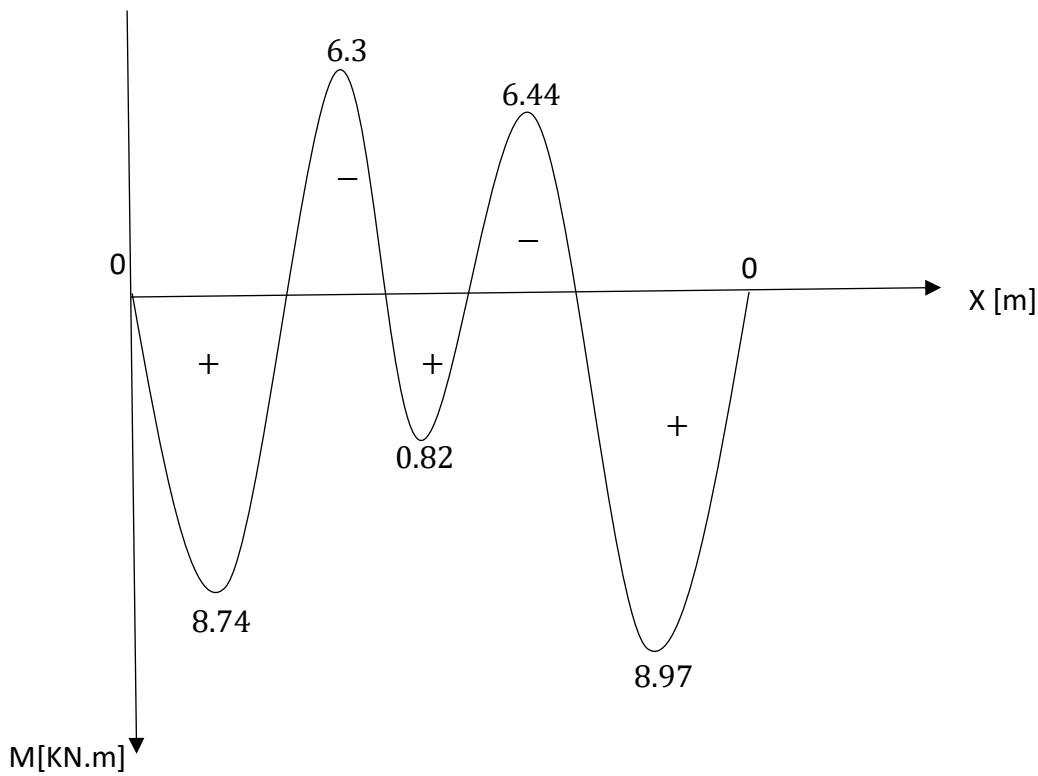
$$X = \frac{4}{2} + \frac{0 + 6.44}{5.99 \times 4} = 2.26 \text{ m}$$

• Moments en travée :

$$M_{tCD} = \frac{5.99 \times 2.18}{2} \times (4 - 2.26) - 6.44 \left(1 - \frac{2.26}{4}\right) - 0 \left(\frac{2.26}{4}\right) = 8.97 \text{ KN.m}$$

Travées	L(m)	$q_s^{\text{réel}}$ (KN/ml)	$q_s^{\text{réduit}}$ (KN/ml)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.95	5.99	4.48	0	-6.3	10.23	-13.42	1.70	8.74
B-C	3.1	5.99	4.48	-6.3	-6.44	9.23	-9.32	1.54	0.82
C-D	4	5.99	4.48	-6.44	0	13.59	-10.37	2.26	8.97

Tableau III-1-2 : Valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELU.



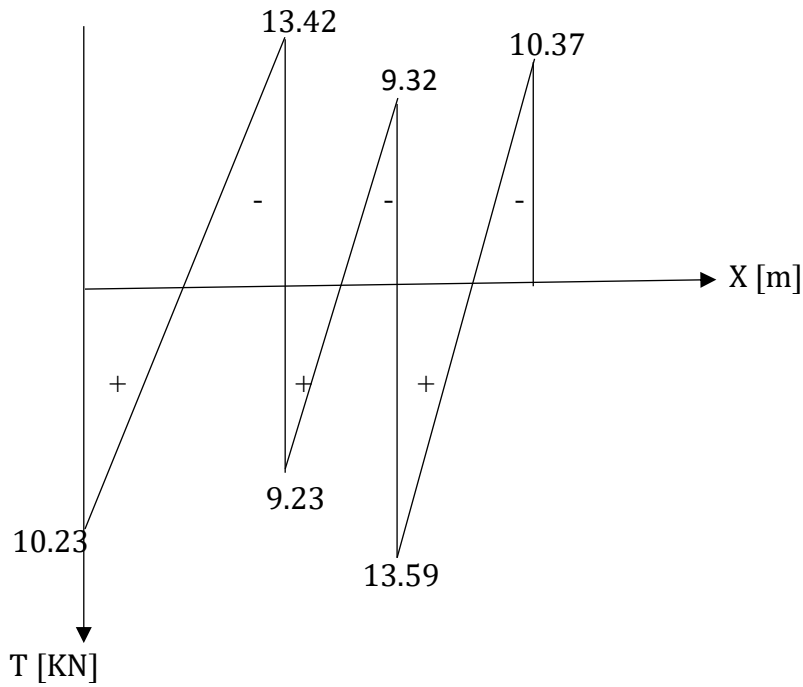


Figure III-1-6 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

❖ Remarque :

Après le calcul des moments et les efforts tranchants à l'ELU en multipliant la travée la plus sollicitée (la travée [CD] en type 2) par les coefficients de correction pour obtenir la valeur corrigée des moments en travée et en appuis :

En appuis :  $M_{amax} = -0.3 \times 8.97 = -2.69 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{tmax} = 0.85 \times 8.97 = 7.62 \text{ KN.m}$

III-1-3 Calculs des armatures à L'ELU :

Le ferrailage se fera pour une section en T, en considérant les moments maximaux :

-En travée :  $M_{tmax} = 7.62 \text{ KN.m}$

- Sur appui :  $M_{amax} = 2.69 \text{ KN.m}$

Si :  $M_{tmax} < M_0$  : l'axe neutre est dans la table de compression

Si :  $M_{tmax} > M_0$  : l'axe neutre est dans la nervure

$M_0$  : Le moment équilibré par la table de compression

On a :

$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5}$$

a) Armatures longitudinales :

- En travées :

On a :  $M_{tmax} = 7.62KN.m$

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

$$M_0 = f_{bc} \times h_0 \times b \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 KN.m$$

$M_{tmax} < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20)$

$$\mu_u = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.62 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.025$$

$\mu_u = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0cm^2$ )

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.0316$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.0316) = 0.987$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.37 \times 10^2}{0.987 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.23cm^2$$

Donc on choisit comme armatures :  $A_{st} = 3HA10 = 2.36cm^2$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut que  $A_{min} \leq A_{st}$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ avec : } f_{t28} = 2.1 MPa$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$A_{min} = 1.41cm^2 < A_{st} = 2.36cm^2 \Rightarrow$  Condition vérifié

- Aux appuis :

Le moment max aux appuis :  $M_{amax} = 2.69KN.m$

$$M_0 = f_{bc} \times h_0 \times b \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 KN.m$$

$M_{amax} < M_0 \rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

- Le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire  $(b_0 \times h)$

avec :  $b_0 = 12cm$  et  $h = 20cm$

$$\mu_u = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.69 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.048$$

$\mu_u = 0.048 < \mu_l = 0.3922 \Rightarrow$  La section est simplement armée

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.061$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.69 \times 10^2}{0.975 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.44 cm^2$$

Donc on choisit comme armatures :  $A_{st} = 2HA10 = 1.57 cm^2$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.23 cm^2$$

$A_{min} = 0.26 < A_{st} = 1.57 cm^2 \Rightarrow$  Condition vérifié

Donc on choisit comme armatures :  $A_{st} = 2HA10 = 1.57 cm^2$

b) Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\emptyset_t \leq \min[\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}]$$

$$\emptyset_t \leq \min[10cm ; 0.57cm ; 1.2cm]$$

Soit  $\emptyset_t = 8mm$

Donc :  $A_t = 2HA8 = 1.01 cm^2$

a) Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm) = \min(16.2cm ; 40cm) = 16.2cm$$

Soit :  $S_t = 15cm$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 MPa \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 > 0.4 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

III-1-4-Vérification à l'ELU :

a) Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91, Art A.5.1.211)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres il faut que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{13.59 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.621 MPa$$

La Fissuration est Peu Préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

$\bar{\tau}_u = \min[3.33MPa; 5MPa] = 3.33MPa > \tau_u = 0.621MPa \Rightarrow$  Condition vérifier  $\Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

Il faut que :  $\tau_s < \bar{\tau}_s$ ;  $\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28}$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1.5 pour les barres de haute adhérence.

$$\tau_s = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma ui}$$

$$\Sigma ui = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{13.59 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.32MPa$$

-Calcul de la contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_s = 1.32MPa < \bar{\tau}_s = 3.15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) : (BAEL91-art A.6.1,221)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

Donc :

$$l_s = \frac{1 \times f_e}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

▪ Forfaitairement :

$$l_s = 40\varnothing = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL91-art A.6.1.2.5.3)

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On adoptera  $l_c = 16 \text{ cm}$

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 (Art. A.5.1.313)

- Influence sur le béton

Il faut que :  $V_{umax} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \times b \times a$

Avec :  $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$

$$V_{umax} = 13.59KN < 0.4 \times 12 \times 16.2 \times \frac{2.5}{1.5} = 129.6 KN$$

$$V_{umax} = 13.59KN < 129.6 KN \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Influence sur les appuis :

$$A \geq \left( T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 13.59 - \frac{2.69 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.5}{40} = -0.11 cm^2$$

$$A = -0.11cm^2 < A_{st} = 1.57cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-1-5- Calculs à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

Plancher terrasse inaccessible : ELS :  $q_s = G + Q = 3.6 + 0.65 = 4.25KN/ml$

Plancher étage courant : ELS :  $q_s = G + Q = 3.35 + 0.98 = 4.33KN/ml$

Remarque : Nous remarquons que le chargement du plancher de l'étage courant est le plus défavorable. Donc on utilise ce plancher pour le calcul à L'ELS.

On a :

$$\begin{cases} G = 3.35 \\ Q = 0.98 \end{cases}$$

$$q_s^{reel} = 4.33KN/ml$$

$$q_s^{reduit} = \left( \frac{2}{3} \times 3.35 \right) + 0.98 = 3.21KN/ml$$

1<sup>er</sup> Cas : le calcul sera fait avec la méthode de caquot minoré

Les résultats se résument dans le tableau récapitulatif suivant :

Travées	L(m)	$q_s^{\text{réel}}$ (KN/ml)	$q_s^{\text{réduit}}$ (KN/ml)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.95	4.33	3.21	0	-4.51	7.40	-9.69	1.70	6.34
B-C	3.1	4.33	3.21	-4.51	-3.19	7.13	-6.28	1.64	1.37
C-D	4	4.33	3.21	-3.19	-3.09	8.68	-8.63	2	5.52
D-E	2.9	4.33	3.21	-3.09	-3.09	6.27	-6.27	1.45	1.46
E-F	4	4.33	3.21	-3.09	-3.19	8.63	-8.68	1.99	5.52
F-G	3.1	4.33	3.21	-3.19	-4.51	6.28	-7.13	1.45	1.37
G-H	3.95	4.33	3.21	-4.51	0	9.69	-7.40	2.24	6.34

Tableau III-1-3 : Valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELS

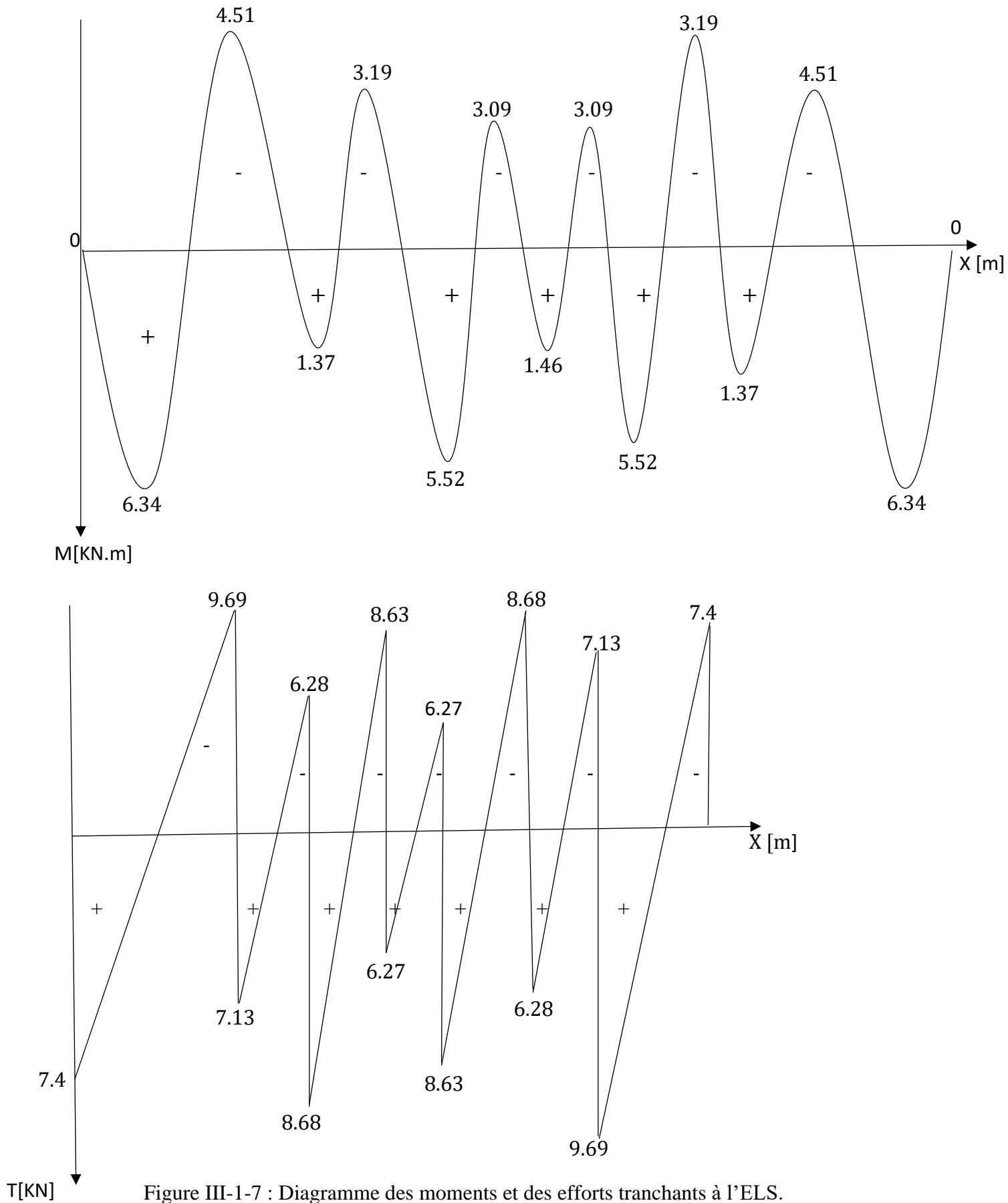


Figure III-1-7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

2<sup>ème</sup> cas: la poutre repose sur 4 appuis

Travées	L(m)	$q_s^{\text{réel}}$ (KN/ml)	$q_s^{\text{réduit}}$ (KN/ml)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.95	4.33	3.21	0	-4.51	7.40	-9.69	1.70	6.34
B-C	3.1	4.33	3.21	-4.51	-4.61	6.67	-6.74	1.54	0.64
C-D	4	4.33	3.21	-4.61	0	9.81	-7.50	2.26	6.50

Tableau III-1-4 : Valeurs des efforts internes (M ; V) à L'ELS.

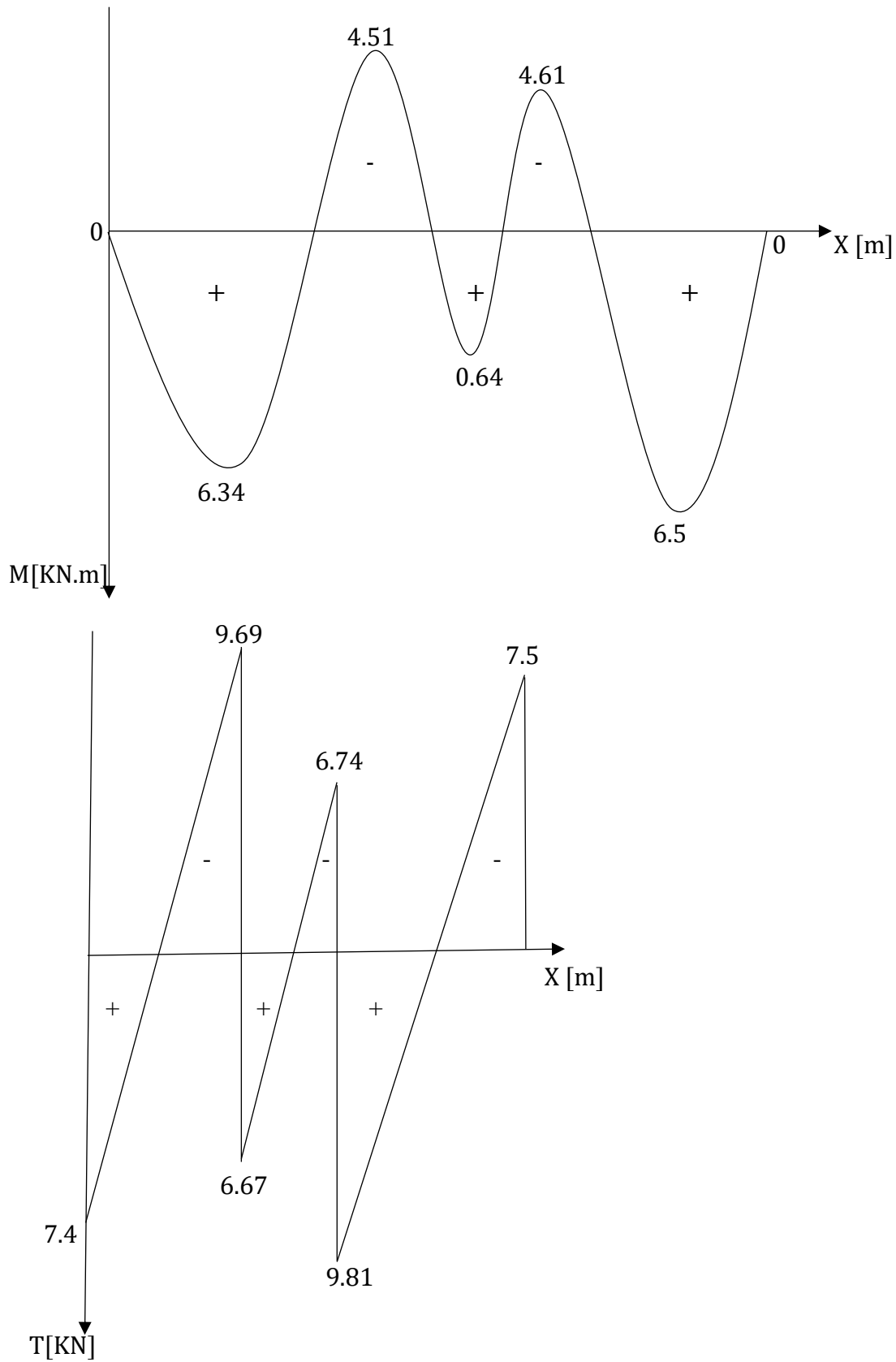


Figure III-1-8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

❖ Remarque :

Après le calcul des moments et les efforts tranchants à l'ELU en multipliant la travée la plus sollicitée (la travée [CD] en type 2) par les coefficients de correction pour obtenir la valeur corrigée des moments en travée et en appuis :

En appuis :  $M_{amax} = -0.3 \times 6.5 = -1.95 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{tmax} = 0.85 \times 6.5 = 5.52 \text{ KN.m}$

III-1-6-Vérification des contraintes à l'ELS :

En état limite de service en doit vérifier les trois conditions suivantes :

- a) Etat limite d'ouverture des fissures [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :  
 Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.
- b) Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAE91/99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

-La contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieur ou égale à la contrainte admissible.

- La section adoptée en travée :  $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- La section adoptée en appui :  $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- En travée :  $M_{tmax} = 5.52 \text{ KN.m}$

❖ La contrainte dans les aciers :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.0926$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 1.0926 ; K_1 = 19.72 ; \beta_1 = 0.8561$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}^{ser}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{5.52 \times 10^2}{2.36 \times 0.8561 \times 18} = 15.178 \text{ KN/cm}^2 = 151.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 151.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{151.78}{19.747} = 7.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis :  $M_{amax} = 1.95 \text{ KN.m}$

❖ Contrainte dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.727 ; K_1 = 25.485 ; \beta_1 = 0.8765$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{amax}^{ser}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{1.95 \times 10^2}{1.57 \times 0.8765 \times 18} = 7.872 \text{ KN/cm}^2 = 78.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78.72 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78.72}{25.485} = 3.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) Vérification de la flèche : [Art.B.6.5.2 BAEL91 /99] :

Il est nécessaire que la flèche développée au niveau de la poutrelle reste inférieure à la flèche admissible afin de préserver l'aspect et l'utilisation de la construction

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{22.5}{5} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{4} = 0.05 > \frac{22.5}{5} = 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{tmax}}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{4} = 0.05 > \frac{6.06}{15 \times 9.85} = 0.041 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ Calcul de la flèche

$$f_i = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}}$$

$$f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} \rightarrow f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$E_i = 32164.195 MPa$ : Module de déformation instantané

$E_v = 10818.865 MPa$ : Module de déformation différé

$l = 4m$ : la longueur de la poutrelle.

$f_{adm}$ : La flèche admissible.

$I_f$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

✓ Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$If_v = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \times \mu} \quad \text{et} \quad If_i = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_i \times \mu}$$

Calcul des coefficients  $\mu$  ;  $\lambda$  :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{12}{65}) \times 0.011} = 3.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.73 = 1.49$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 194.4 + 2.1} = 0.65$$

✓ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B} = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b-b_0) \times h_0 + 15 \times A_{st}} = 7.1 cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 cm$$

✓ Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + [(15 \times A_{st}) \times (V_2 - c)^2]$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + [(15 \times 2.36) \times (12.9 - 3)^2]$$

$$I_0 = 20021.06 cm^4$$

Alors :

$$If_i = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \times \mu} = 1.1 \times \frac{20021.06}{1+3.73 \times 0.65} = 6431.06 cm^4$$

$$If_v = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \times \mu} = 1.1 \times \frac{20021.06}{1+1.49 \times 0.65} = 11187.79 cm^4$$

Donc :

$$f_i = \frac{5.52 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.195 \times 6431.06 \times 10^4} = 4.27 \text{ mm}$$

$f_i = 4.27 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée

$$f_v = \frac{5.52 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.865 \times 11187.79 \times 10^4} = 7.3 \text{ mm}$$

$f_v = 7.3 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée

❖ Conclusion :

La flèche est vérifiée donc ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

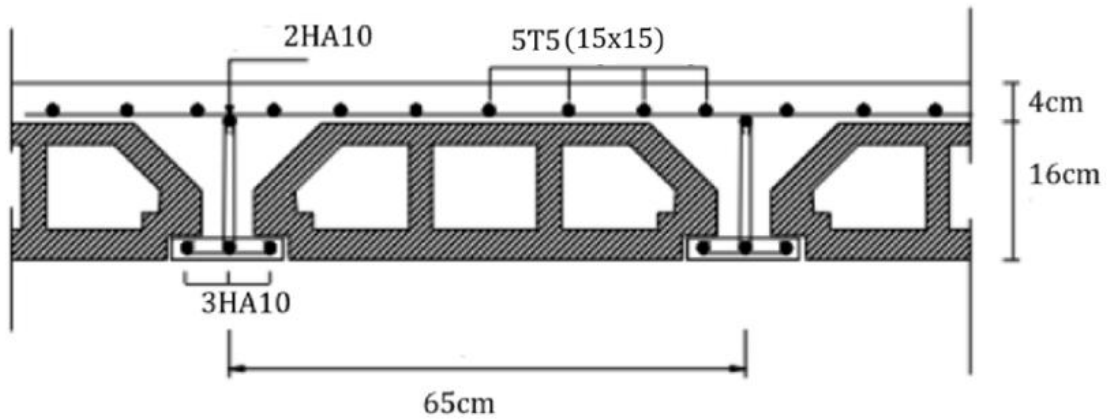
➤ Armatures longitudinales :

3HA10  $\Rightarrow$  Pour les armatures principales (En travée).

2HA10  $\Rightarrow$  Pour l'armature d'âme (Aux appuis).

➤ Armatures transversales :

2HA8 avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$



Ferrailage des poutrelles

III-2- Les escaliers :

III-2-1-Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

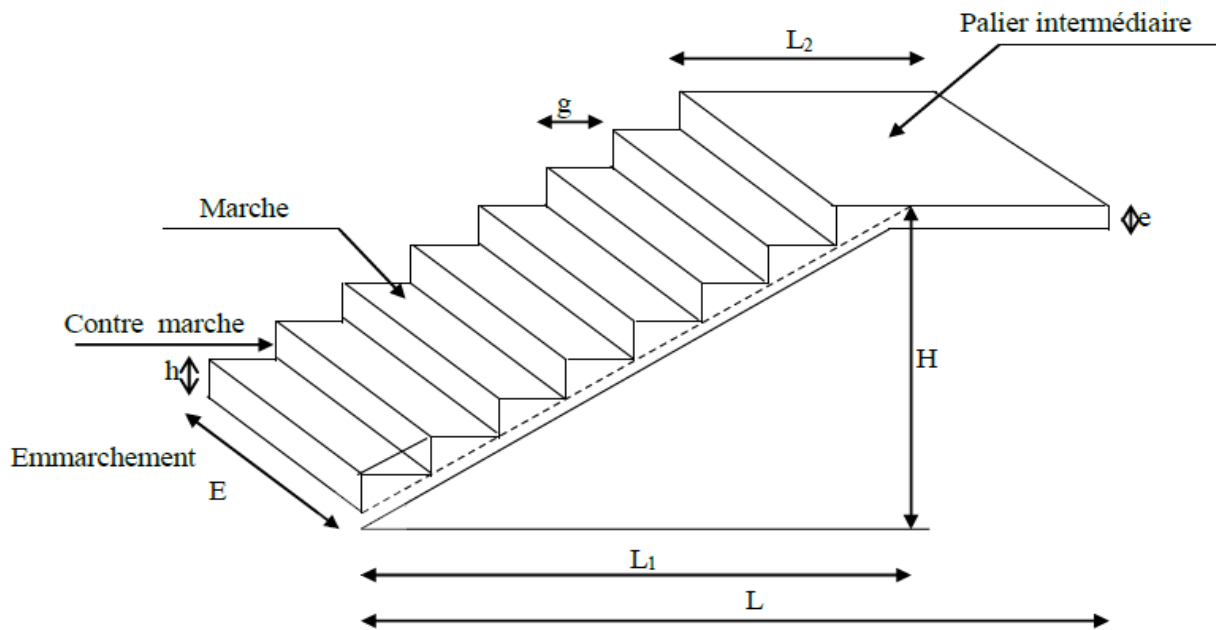


Figure III-2-1 : schéma de l'escalier.

$h$ : La hauteur de la contre marche

$g$ : La largeur de la marche

$n$ : nombre de contre marches

$H$  : hauteur de la volée

$m = n - 1$ : nombre de marches

- Le calcul des escaliers se fait en suivant ses étapes :
  - Le pré dimensionnement d'escaliers.
  - Détermination des charges et des surcharges.
  - Le calcul des efforts internes à ELU et ELS.
  - Le ferrailage et les vérifications.

III-2-2- Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : c'est la partie horizontale sur la quel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur  $g$  (giron) ; telle que  $25cm \leq g \leq 32cm$

Sachant que :  $n = \frac{H}{h}$

- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche  
Avec :  $15cm \leq h \leq 20cm$
- **Palier intermédiaire (ou de repos)** : C'est la partie horizontale d'un escalier séparent deux volées successives
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée** : C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.  
(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 19 marches).

❖ Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier. L'escalier menant du RDC au premier étage comporte trois volets dont deux sont identiques et l'autre étage comporte deux volets identiques et un palier repos intermédiaire.

Comme nous avons deux hauteurs différentes (**4.08 m** pour le **RDC** ; **3.06 m** pour l'**étage courant**) ; on aura à calculer deux types de volées comme la méthode de calcul sera la même pour les deux cas ; on va se limiter au calcul du cas le plus défavorable, puis on généralise pour la volée restante.

III-2-3- Pré dimensionnement des escaliers :

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4cm \leq h \leq 17cm \quad \text{et} \quad 28cm \leq g \leq 36cm$$

On prend :

La hauteur des marches  $h = 17cm$  et la largeur des marches  $g = 30cm$

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contre marche

Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

✚ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$59cm \leq 30 + 2 \times 17 = 64cm \leq 66cm \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) L'épaisseur de la paillasse et du palier :

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

$L$  : portée entre appuis de l'escalier  $L = L' + L_2$

Angle d'inclinaison :  $\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.5^\circ$

D'où :  $\cos \alpha = 0.84$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.84} = 285.7 \text{ cm}$$

$L = 285.7 + 120 = 405.7 \text{ cm}$

D'ou :

$$\frac{408.846}{30} \leq e_p \leq \frac{408.846}{20} \rightarrow 13.52 \leq e_p \leq 20.285$$

On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$

III-2-4-Détermination des charges et surcharges :

Étant donné que les dimensions des marches sont négligeables par rapport à la portée de la paillasse, on peut considérer que leur poids est réparti de manière uniforme sur celle-ci.

Le calcul s'effectue sur une bande de 1 mètre de projection horizontale, en supposant une partie simplement appuyée en flexion simple.

- Les charges permanentes :
- ✓ Le palier :

Désignations des élément	Épaisseur <i>m</i>	Poids volumique <i>KN/m<sup>3</sup></i>	Poids surfacique <i>KN/m<sup>2</sup></i>
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.03	22	0.66
<b>Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>Couche de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Poids du palier</b>	0.18	25	4.5
<b>Enduit du ciment</b>	0.015	18	0.27
<b>Charge permanente total du palier &lt;&lt; <math>G_{pt}</math> &gt;&gt;</b>			6.23

Tableau III-2-1 : charges permanentes palier

✓ Volée :

Désignations des éléments	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre de la pailleasse	$\frac{0.2}{\cos(32.5)}$	25	6
Revêtement en carrelage	0.03	22	0.66
Poids des marches	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Poids du garde-corps			0.62
La charge permanente total de la volée << $G_{vt}$ >>			10.055

Tableau III-2-2 : Charge permanente de la volée

✓ La surcharge d'exploitation :

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III-2-5-Selon l'état limite ultime :

a) Combinaison des charges :

• **Palier :**

$$\text{ELU : } q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml + (1.35 \times 6.23) + (1.5 \times 2.5) \times 1ml$$

$$q_{up} = 12.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{up} = (G + Q) \times 1ml = (6.23 + 2.5) \times 1ml$$

$$q_{up} = 8.73 \text{ KN/ml}$$

• **Volée :**

$$\text{ELU : } q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml + (1.35 \times 10.055) + (1.5 \times 2.5) \times 1ml$$

$$q_{up} = 17.32 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{up} = (G + Q) \times 1ml = (10.055 + 2.5) \times 1ml$$

$$q_{up} = 12.555 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Le schéma statique

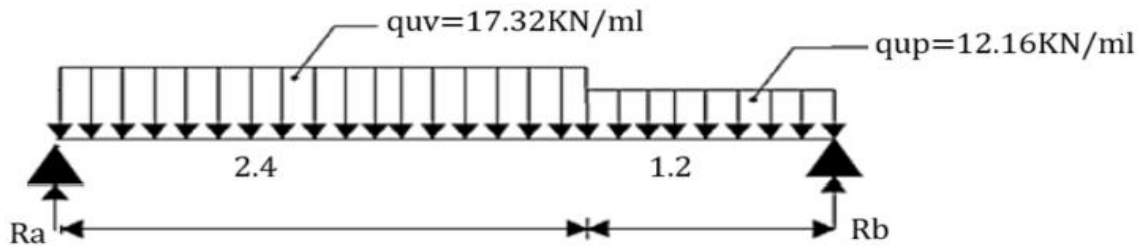


Figure III-2-2 : schéma statique d'escalier à l'ELU

➤ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{uv} \times L_1 - q_{up} \times L_2 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (17.32 \times 2.4) + (12.16 \times 1.2)$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 56.16 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.6R_B - \left(17.32 \times \frac{2.4^2}{2}\right) - (12.16 \times 1.2 \times 3) = 0$$

$$\rightarrow R_B = 26 \text{ KN}$$

Donc

$$R_A = 56.16 \text{ KN} - R_B = 30.16 \text{ KN}$$

D'où :

$$R_A = 30.16 \text{ KN}$$

$$R_B = 26 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts internes :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} < x < 2.4 \text{ m}$

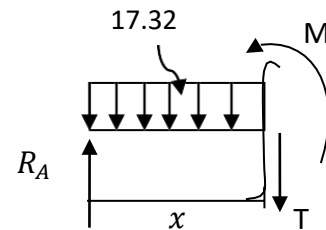
➤ Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_{uv}x$$

$$T(x) = -17.32x + 30.16$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 30.16 \text{ KN}$

$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow T(2.4) = -11.42 \text{ KN}$$



➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{uv} \frac{x^2}{2} + R_A x$$

$$M(x) = -17.32 \times \frac{x^2}{2} + 30.16x$$

Pour :  $x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow M(2.4) = 22.5 \text{ KN.m}$$

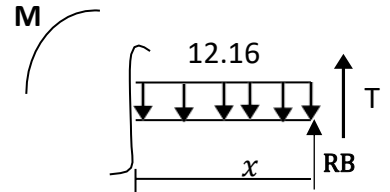
- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0m < x < 1.2m$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = q_{up} \times x - R_B$$

$$T(x) = 12.16 \times x - 26$$

Pour :  $x = 0 \rightarrow T(0) = -26KN$   
 $x = 1.2 \rightarrow T(1.2) = -11.42KN$



➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$M(x) = -12.16 \times \frac{x^2}{2} + 26.016 \times x$$

Pour :  $x = 0m \rightarrow M(0) = 0KN.m$   
 $x = 2.4m \rightarrow M(1.2) = 22.5KN.m$

➤ Calcul du moment maximal  $\ll M_{zmax} \gg$

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

D'où :

$$T_x = -17.32x + 30.16 = 0 \rightarrow x = \frac{30.16}{17.32}$$

$$x = 1.74 m$$

En remplaçant la valeur de « x » dans l'équation  $M_z$

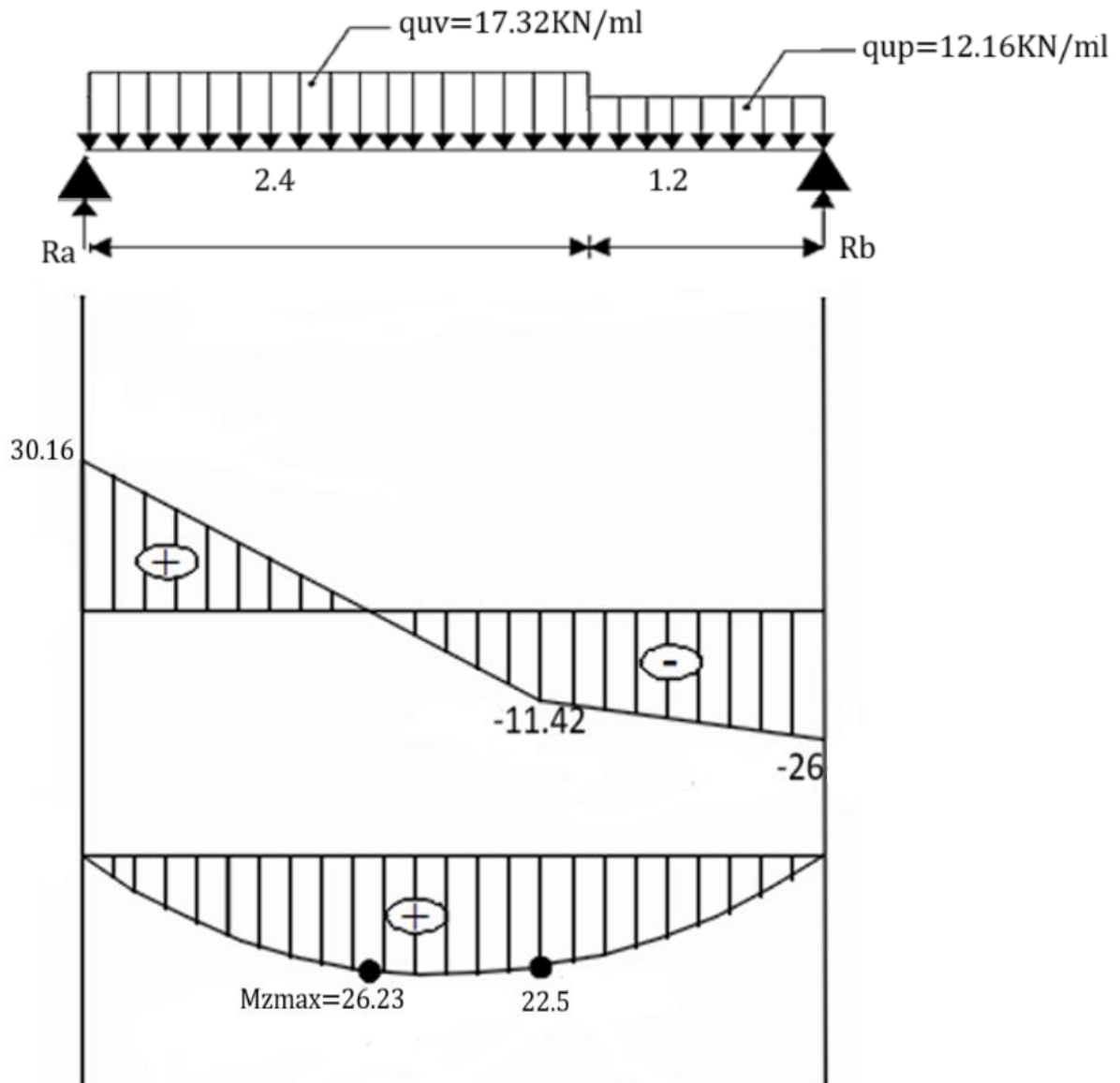
On aura :

$$M_{zmax} = -17.32 \times \frac{1.74^2}{2} + 30.144 \times 1.74$$

$$M_{zmax} = 26.23 KN.m$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- En travée :  $M_t = 0.85M_{zmax} = 21.11 KN$
- En appuie :  $M_t = -0.3M_{zmax} = -7.45 KN$



En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis on aura :

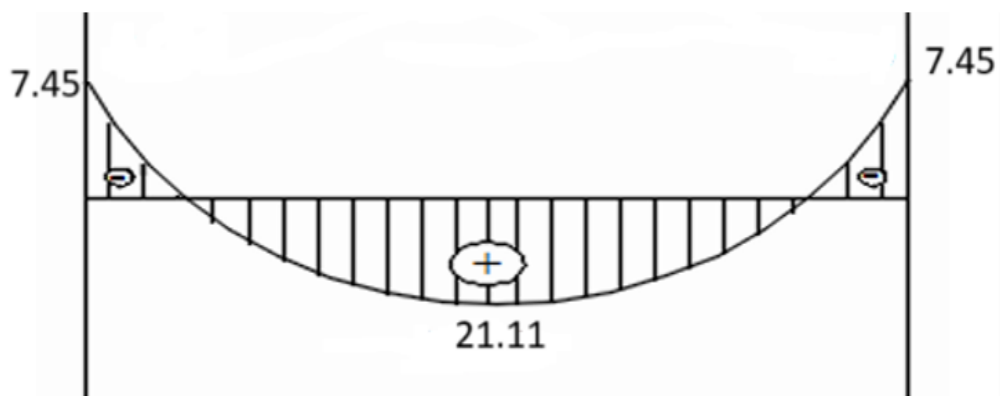


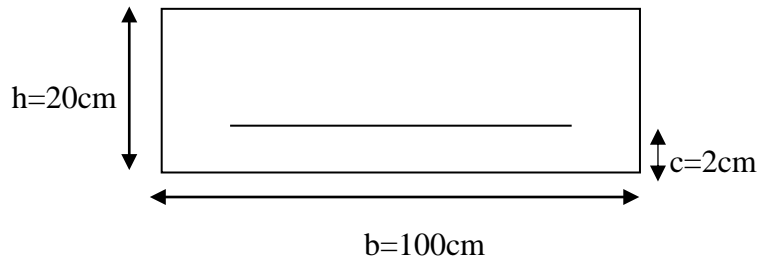
Figure III-2-3 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-2-6-Calcul des armatures :

Le dimensionnement des armatures sera effectué en se basant sur l'analyse d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, appliquée à une bande de 1 mètre de largeur, en utilisant les moments et efforts déterminés précédemment, avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$



➤ Aux appuis :  $M_a = -7.45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.45 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.016$$

$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow$  (section simplement armée)

✓ Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.0201$$

✓ Calcul de  $\beta$ :

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.0201) = 0.992$$

• Armatures principales :

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.45 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{ap} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_{ar} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de :  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :  $M_t = 21.11 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.045$$

$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$  (section simplement armée)

✓ Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.057$$

✓ Calcul de  $\beta$ :

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.057) = 0.977$$

• Armatures principales :

$$A_{tp} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.11 \times 10^2}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{tp} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_{tr} = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{tr} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III-2-7-Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

- Armatures principales :  $A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée
- Armatures de répartition :  $A_{ar} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

➤ En travée :

- Armatures principales :  $A_{tp} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée
- Armatures de répartition :  $A_{tr} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

b) Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91/ 99) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Armatures principales :

$$S_{tmax} \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

- Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
- En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

➤ Armatures de répartition :

$$S_{tmax} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

- Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
- En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91 ArtA .5.1.2) :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_{umax} = 30.144KN$$

❖ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{30.144 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.167 MPa$$

$$\tau_u = 0.167 MPa$$

❖ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{3.33 ; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.167 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{avec : } T_{umax} = 30.144 KN$$

$\Psi_s$  : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$  : pour les barres de haute adhérence

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{30.144 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.23 MPa$$

$$\tau_{se} = 1.23 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\longrightarrow$  (Pas de risque d'entraînement des barres)

e) Vérification de l'ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

La longueur de scellement droit :

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

- En travée :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835}$$

$$L_s = 42.32 cm$$

- En appuie :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835}$$

$$L_s = 35.27 \text{ cm}$$

Les dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers à haute adhérence.

- En travée :

$$L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

f) L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321) :

➤ L'influence sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_{umax} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_{umax} = 30.144 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2.5}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{umax} = 30.144 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ L'influence sur l'acier :

On doit vérifier que :

$$A_{ap} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_{umax} + \frac{M_a}{0.9d}) = \frac{1.15}{40} (30.144 + \frac{7.45 \times 10^2}{0.9 \times 180}) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III-2-8-Calcul à l'ELS :

Le schéma statique :

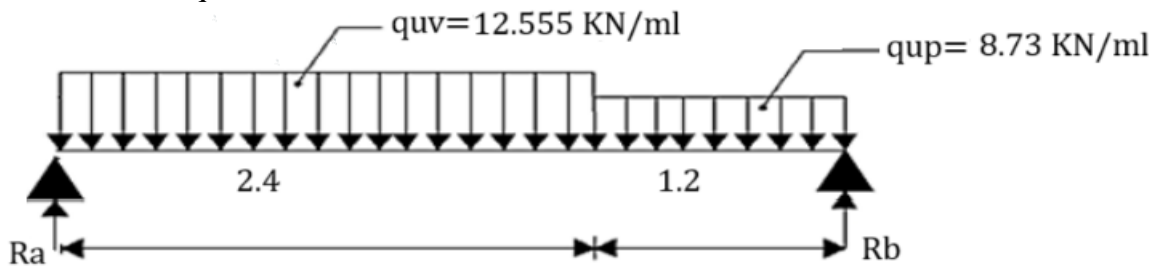


Figure III-2-4 : schéma statique d'escalier à l'ELS

a) Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\implies R_A + R_B - q_{sv} \times L_1 - q_{sp} \times L_2 \\ &\implies R_A + R_B = (12.555 \times 2.4) + (8.73 \times 1.2) \\ &\implies R_A + R_B = 40.608 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\implies 3.6R_B - \left(q_{sv} \frac{2.4^2}{2}\right) - (q_{sp} \times 1.2 \times 3) = 0 \\ &\implies R_B = 18.774 \text{ KN} \end{aligned}$$

Donc :

$$R_A = 40.608 - R_B = 40.608 - 18.774 = 21.834$$

D'où :

$$\begin{cases} R_A = 21.834 \text{ KN} \\ R_B = 18.774 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0m < x < 2.4m$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = -q_{sv}x + R_A$$

$$T(x) = -12.555x + 21.834$$

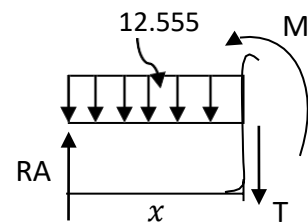
Pour :  $x = 0m \rightarrow T(0) = 21.834 \text{ KN}$   
 $x = 2.4m \rightarrow T(2.4) = -8.29 \text{ KN}$

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{sv} \frac{x^2}{2} + R_A x$$

$$M(x) = -12.555 \frac{x^2}{2} + 21.834x$$

Pour :  $x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$   
 $x = 2.4 \rightarrow M(2.4) = 16.25 \text{ KN.m}$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0m < x < 1.2m$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = q_{sp}x - R_B$$

$$T(x) = 8.73x - 18.774$$

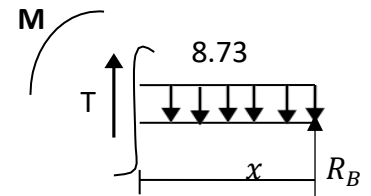
Pour :  $x = 0 \rightarrow T(0) = -18.774 \text{ KN}$   
 $x = 1.2 \rightarrow T(1.2) = -8.29 \text{ KN}$

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = q_{sp} \frac{x^2}{2} - R_B \times x$$

$$M(x) = 8.73 \frac{x^2}{2} - 18.774x$$

Pour :  $x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$   
 $x = 1.2 \rightarrow M(1.2) = 16.25 \text{ KN.m}$



➤ Calcul du moment fléchissant maximales

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

$$\Rightarrow T = -12.555x_0 + 21.834 = 0 \rightarrow x_0 = \frac{21.834}{12.555}$$

$$\Rightarrow x_0 = 1.74 \text{ m}$$

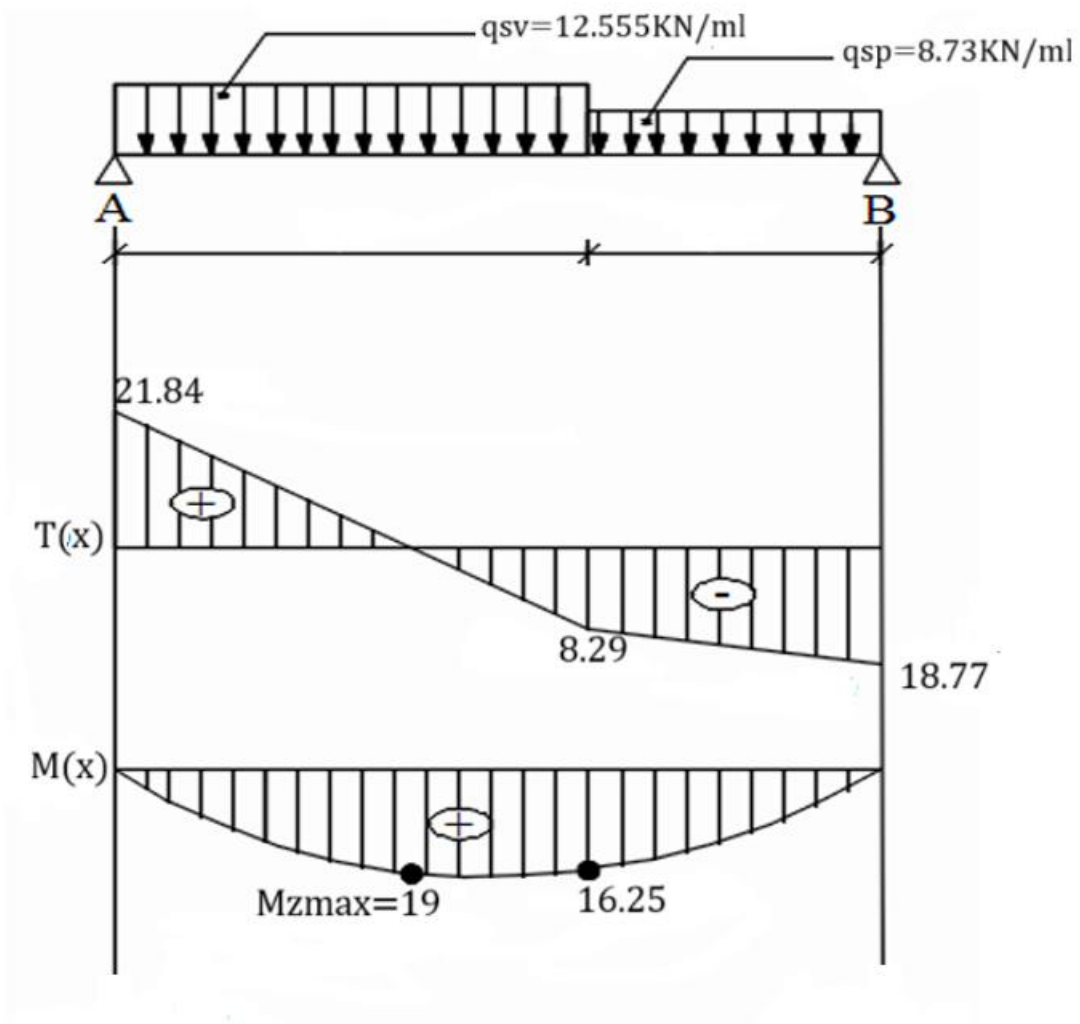
En remplaçant la valeur de  $x_0 = 1.74$  dans l'équation  $M(x)$  on aura :

$$M(1.74) = -12.555 \times \frac{1.74^2}{2} + (21.834 \times 1.74)$$

Donc :  $M_{zmax} = 19KN.m$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max en travées et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_{zmax} = -5.7KN.m$
- ◆ En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{zmax} = 16.15KN.m$



En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis on aura :

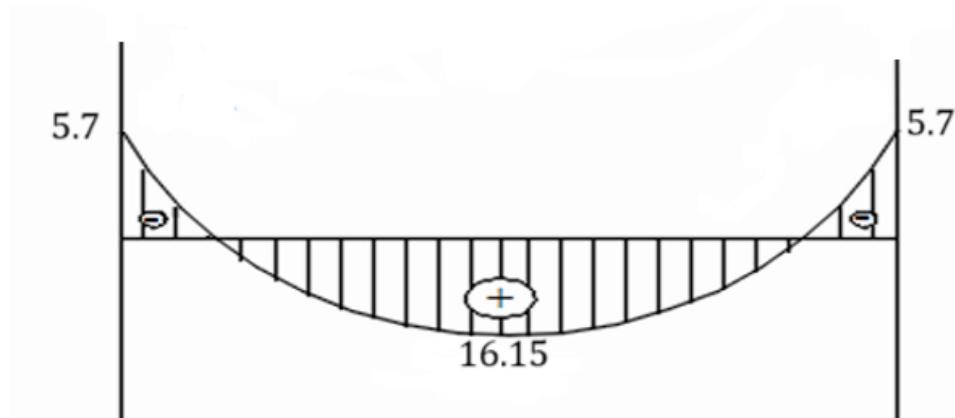


Figure III-2-5 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-2-9-Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

➤ En travée :  $M_t = 16.15KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.5$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{pt}} = \frac{16.15 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 215.76 MPa$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{215.76}{47.5} = 4.54 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.54 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :  $M_a = 5.7KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow K_1 = 70.08$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{pa}} = \frac{5.7 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 108.2 MPa$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108.2}{58.43} = 1.85 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.85 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que le calcul se fera sur une bande de 1m de largeur

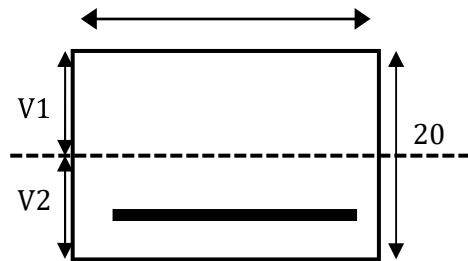


Figure III-2-6 : Schéma statique de calcul

On a :

$$f_i = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}}$$

$$f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{smax} = \max(q_{sv}; q_{sp}; p_m)$$

$$q_{smax} = 12.555 \text{ KN}$$

$E_i$ : Module de déformation instantané

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa}$$

$E_v$  : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{sx'x}{B_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$six'x$  : moment statique par rapport à l'axe  $x'x$

$$six'x = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$six'x = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4.52) = 2067.8 \text{ cm}^2$$

Avec:  $V_1 = \frac{six'x}{B_0} = \frac{27048}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

Donc:

$$I = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 \times (3.519 - 2)^2$$

$$I = 70790.46 \text{ cm}^4$$

✓ Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$If_v = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad \text{et} \quad If_i = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

○ Calcul des coefficients  $\mu$  ;  $\lambda$  :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 20} = 0.0025$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2+3)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0025} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2.8$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 108.2 + 2.1} = 0.15$$

donc:

$$If_v = 1.1 \times \frac{70790.46}{1 + 2.8 \times 0.15} = 54837.68 \text{ cm}^4$$

$$If_i = 1.1 \times \frac{70790.46}{1 + 7 \times 0.15} = 37985.12 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_i = \frac{16.15 \times 10^6 \times (3.6 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.195 \times 37985.12 \times 10^4} = 1.71 \text{ mm}$$

$$f_i = 1.71 \text{ mm} < f_{adm} = 7.2 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{16.15 \times 10^6 \times (3.6 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.865 \times 54837.68 \times 10^4} = 3.52 \text{ mm}$$

$$f_v = 3.52 \text{ mm} < f_{adm} = 7.2 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée :**

**Armatures principales :** 4HA10/ml ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :** 4HA10/ml ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

**Armatures principales :** 4HA12/ml ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :** 4HA10/ml ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

III-3-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calculs'effectue en flexion simple.

III-3-1-Pré dimensionnement :

➤ Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19.33cm \leq h_t \leq 29cm$$

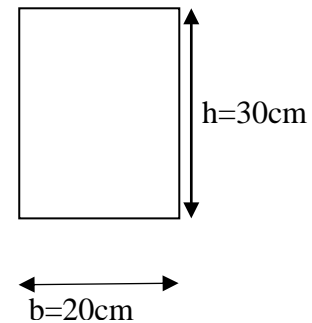
On prend :  $h_t = 30cm$

➤ La largeur :

La largeur des poutres a donné par :

$$0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$$

On prend :  $b = 20cm$



Notre poutre palière a pour dimensions  $(b \times h) = (20 \times 30)$

➤ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \rightarrow b = 20cm \geq 20cm \\ h_t \geq 30cm \rightarrow h_t = 30cm \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

III-3-2-Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5KN/ml$
- Poids propre du mur extérieur :  $G_m = 2.45(1.35 - 0.3) = 3KN/ml$
- Réaction du palier à L'ELU :  $T_u = 37.329KN$
- Réaction du palier à L'ELS :  $T_s = 27.154KN$

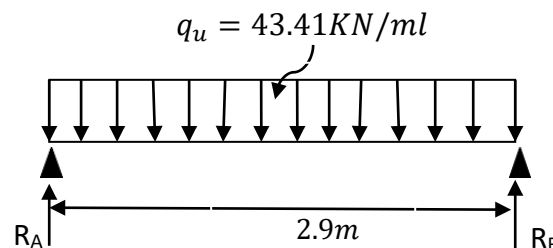


Figure III-3-1 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

III-3-3-Selon l'état limite ultime :

a) Calcul des combinaisons de charges :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35(G_1 + G_2) + T_u \\ q_u &= 1.35(1.5 + 3) + 37.329 \\ q_u &= 43.41KN \end{aligned}$$

b) Calcul des efforts internes :

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43.41 \times 2.9^2}{8} = 45.63 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement :

-  $M_a = -0.3M_0 \times 45.63 = -13.29 \text{ KN.m}$

-  $M_t = 0.85M_0 \times 45.63 = 37.66 \text{ KN.m}$

➤ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43.41 \times 3.2}{2} = 62.94 \text{ KN}$$

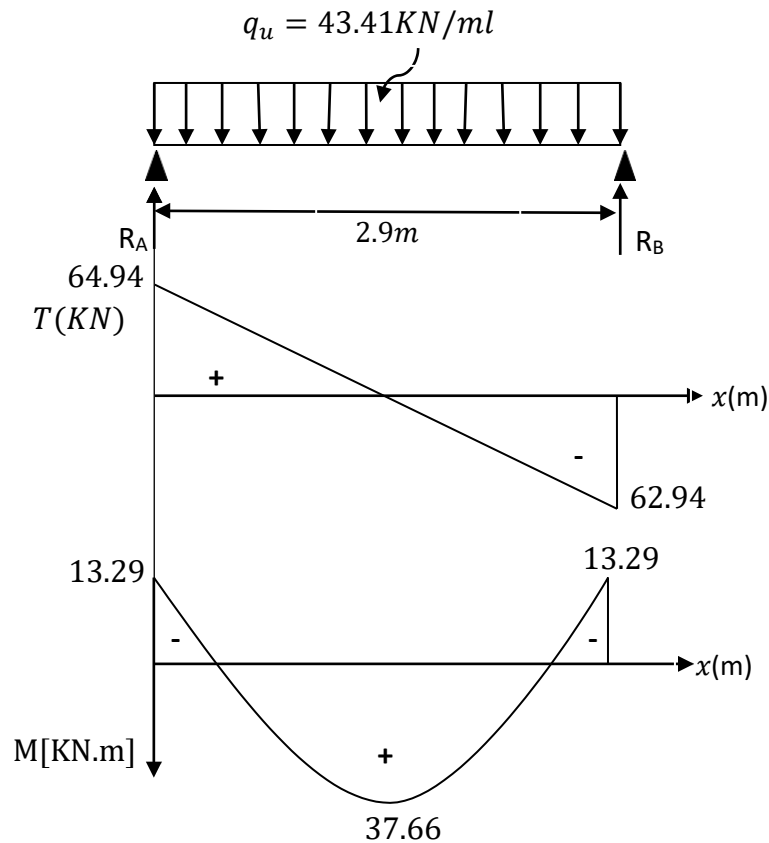


Figure III-3-2 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-3-4-Calcul de Ferrailage :

➤ Aux appuis :  $M_a = 13.29 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.29 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.059$$

$\mu_b = 0.059 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  S.S.A (section simplement armée)

$$\mu_b = 0.059 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.29 \times 10^2}{0.969 \times 28 \times 34.8 \times 10^{-1}} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ En travée :  $M_t = 37.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.66 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.169$$

$\mu_b = 0.169 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armée)}$

$\mu_b = 0.169 \rightarrow \beta = 0.906$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.66 \times 10^2}{0.9395 \times 28 \times 348 \times 10^{-1}} = 4.11 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3HA12 + 2HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

### III-3-5-Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.67 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

➤ En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.67 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec : } V_{u_{max}} = 61.12 \text{ KN}$$

$\Psi_s$  : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$  (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{61.12 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.14 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

c) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 / Art A.5.1)

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$V_{u_{max}} = 61.12 \text{ KN}$$

❖ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b \times d} = \frac{61.12 \times 1000}{200 \times 280} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{ 3.33 ; 5MPa \} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 1.09 MPa < \overline{\tau}_u = 3.325 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant :

✚ L'influence sur le béton (Art. A.5.1.3, 21 / BAEL91) :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_{umax} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 28 = 25.5cm$$

$$0.4 \times \frac{2.5}{1.5} \times 20 \times 25.5 = 336KN$$

$$V_{umax} = 61.12KN \leq 336KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ L'influence sur l'acier (Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{umax} - \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{umax} - \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{40} \left( 61.12 - \frac{13.29}{0.9 \times 28} \right) = 3.27 cm^2$$

$$A_{st} = 3.39cm^2 > 3.27 cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \overline{\tau}_{su}}$$

- En travée :

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 cm$$

$L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0.4L_s, \text{ donc on prend : } L_c = 20cm$$

f) Calcul les armatures transversales :

✚ Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} \mid \emptyset \mid \frac{b}{10} \right\}$$

$\emptyset_t$  : diamètre des armatures transversales

$\emptyset$  : diamètre des armatures longitudinales

$h_t$  : hauteur totale de la poutre ( $h_t$ ).

$b$  : largeur de la poutre ( $b = 20cm$ ).

$$\phi t \leq \min \left\langle \frac{300}{35} \mid 12 \mid \frac{200}{10} \right\rangle$$

$$\phi t \leq \min \langle 8.5 \mid 12 \mid 20 \rangle$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en 3HA8

✚ Espacement des armatures transversale (Art A.5, 22/BAEL91) :

➤ Armatures transversales :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 7.5cm$$

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

- Zone courante :

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

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

✚ La section minimale d'armatures transversales :

$$A_{tmin} = 0.003 \times b \times S_t$$

- Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0.003 \times 20 \times 7 = 0.42cm^2$$

- Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times 20 \times 15 = 0.9cm^2$$

✚ La section d'armatures transversales :

$$\text{On prend : } A_t = 2.01cm^2$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2.01cm^2 > A_{tmin} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-6-Calculs a l'ELS :

a) Combinaison des charges

$$q_s = (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = (1.5 + 2.89) + 23.76$$

$$q_s = 28.15KN/ml$$

b) Calcul des efforts internes

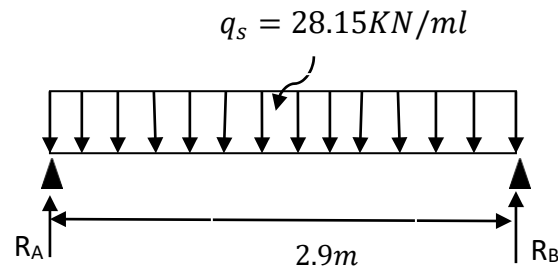


Figure III-3-3 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28.15 \times 2.9^2}{8} = 29.59 \text{KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement :

$$M_a = 0.3M_0 = -0.3 \times 29.59 = -8.87 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 29.59 = 25.15 \text{KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.59 \times 2.9}{2} = 40.81 \text{KN}$$

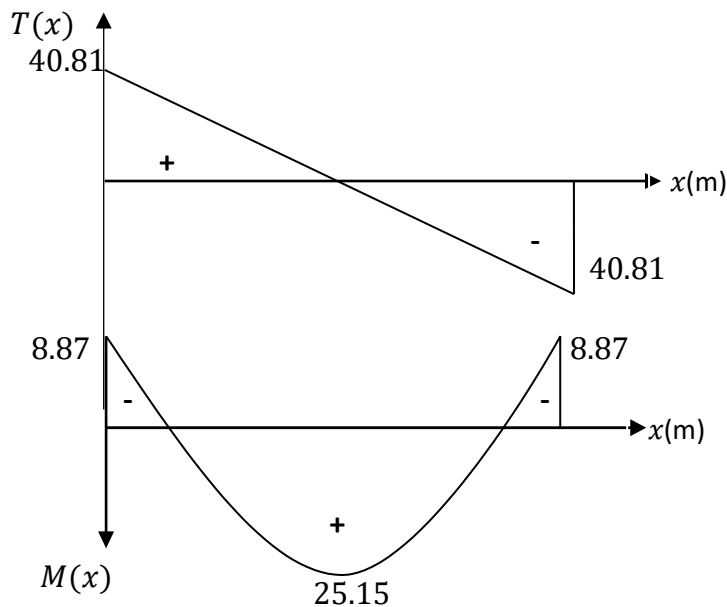


Figure III-3-4 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-3-7-Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;  
Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

➤ En travée ( $M_t = 25.15KN.m$ ) :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{20 \times 28} = 1$$

$$\rho_1 = 1 \rightarrow \beta_1 = 0.86 \rightarrow K_1 = 20.71$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{25.15 \times 10^6}{0.86 \times 280 \times 5.65 \times 10^2} = 182.73 MPa$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{182.73}{20.71} = 8.82 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 8.82 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis ( $M_a = 8.87KN.m$ ):

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.6$$

$$\rho_1 = 0.606 \rightarrow \beta_1 = 0.885 \rightarrow K_1 = 28.48$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8.87 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 105.58 MPa$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{105.58}{28.48} = 3.7 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.7 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{25.15}{29.59} = 0.08 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.00825 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

○ Armatures longitudinales :

Armatures inférieures (En travée) : 3HA12 + 2HA12

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA12

○ Armatures transversales :

Cadre + étrier HA8

Avec :

- Zone nodale :  $S_t = 7cm$
- Zone courante :  $S_t = 15cm$

Le ferrailage retenu est le suivant :

- Aux appuis :  $A_a = 3HA12$
- En travée :  $A_t = 3HA12 + 3HA12$

III-4- la poutre de chaînage :III-4-1-Introduction :

Les poutres de chaînage, réalisées en béton armé et de type continu, entourent les façades à chaque niveau de plancher. Elles sont également disposées au sommet des murs, en correspondance avec chaque refend auquel elles sont reliées.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III-4-2-Calcul des charges et des surcharges à l'ELU :

$$\text{Poids propre du plancher} : 5.16 \times \frac{0.65}{2} = 1.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} : 25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur} : 2.45 \times (3.06 - 0.35) = 7.96 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ch} = 1.68 + 2.18 + 7.96 = 11.82 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.82 + 1.5 \times 0.49$$

$$q_u = 16.69 \text{ KN/ml}$$

III-4-3-Calcul des efforts internes :

- a) Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.69 \times 4}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 33.38 \text{ KN}$$

- b) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{16.69 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 33.38 \text{ KN.m}$$

- ❖ Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 28.37 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -10.01 \text{ KN.m}$$

✚ Diagrammes des efforts interne à l'ELU :

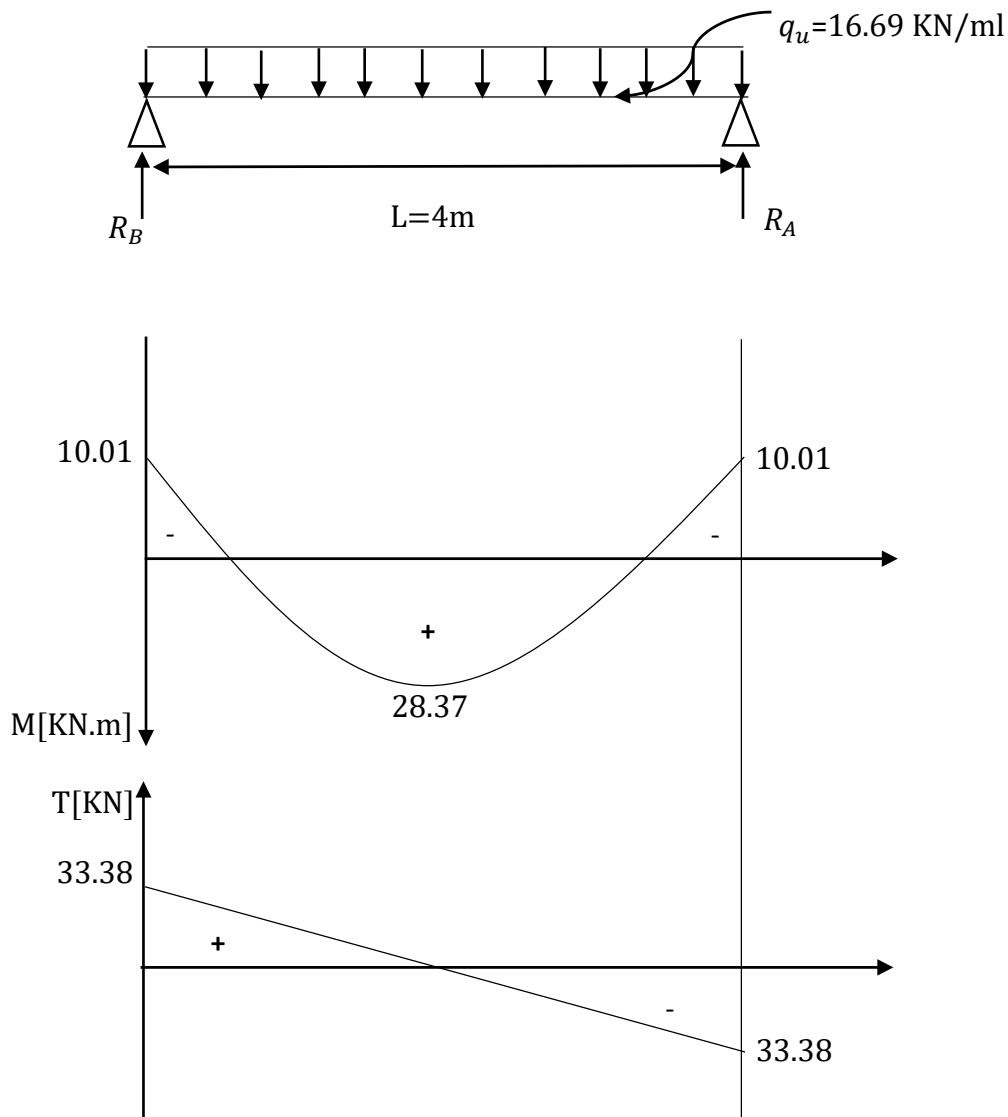


Figure III-4-1 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU

III-4-4-Ferraillage de la poutre de chaînage :

a) Armatures longitudinales :

➤ Aux appuis :  $M_a = 10.01KN.m$

On a :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.01 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.025$$

$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$  (Section simplement armée)

• Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.0316$$

Calcul de  $\beta$  :

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.0316) = 0.988$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.01 \times 10^2}{0.988 \times 32 \times 34.8 \times 10^{-1}} = 0.909cm^2$$

Choix du ferraillage :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39cm^2$

➤ En travée :  $M_t = 28.37KN.m$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.37 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.073$$

$\mu = 0.073 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$  (Section simplement armée)

• Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0.094$$

• Calcul de  $\beta$  :

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.073) = 0.962$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.37 \times 10^2}{0.988 \times 33 \times 34.8} = 2.57cm^2$$

Choix du ferraillage :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39cm^2$

b) Armatures transversales ..... (Article.A.7.2.2 BAEL99) :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right) = \min(10; 25; 12)$$

$$\emptyset_t = 8mm$$

On adopte :  $2HA8 = 1.01cm^2$

c) Espacement des barres ..... (art A.1, 22 BAEL 99) :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{29.7cm; 40cm\} = 29.7cm$$

Soit :  $S_{tmax} = 25 cm$

L'espacement est donné selon deux zones :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(8.75; 14.4) \Rightarrow S_t = 7 cm$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15cm \Rightarrow S_t = 15 cm$$

III-4-5-Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.966 cm^2$$

En travée :

$$A_t = 3.39 cm^2 \geq A_{min} = 0.652 cm^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3.39 cm^2 \geq A_{min} = 0.652 cm^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement ..... (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{33.38 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.404 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.404MPa < \tau_{adm} = 3.33MPa \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification de la condition d'entraînement des barres ..... (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :  $\sum ui = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04 \text{ mm}$

n : nombre de barres.

$\emptyset$  : Diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{33.38 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.99 \text{ MPa}$$

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

$\tau_s = 0.99 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$  Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

d) Calcul de la longueur de scellement droit ..... (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$$

e) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis ..... (Art.A5.1,313/BAEL99)

➤ L'influence sur le béton :

On doit vérifier que :  $T_{max} < \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b}$

$$\frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 32 \times 25}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

$T_{max} = 33.38 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \longrightarrow$  Condition vérifier

➤ L'influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a > \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{40} \left( 33.38 - \frac{10.01 \times 10^2}{0.9 \times 32} \right) = -0.039 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > -0.039 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifier

III-4-6-Calcul des efforts internes à l'ELS :➤ Charge et surcharge

$$G_T = 11.82 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_s = G_T + Q \Rightarrow q_s = 12.31 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul de l'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{G_T \times l}{2} = \frac{11.82 \times 4}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 24.62 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{G_T \times l^2}{8} = \frac{11.82 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 24.62 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 20.93 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -7.93 \text{ KN.m}$$

✚ Diagrammes des efforts interne à l'ELS :

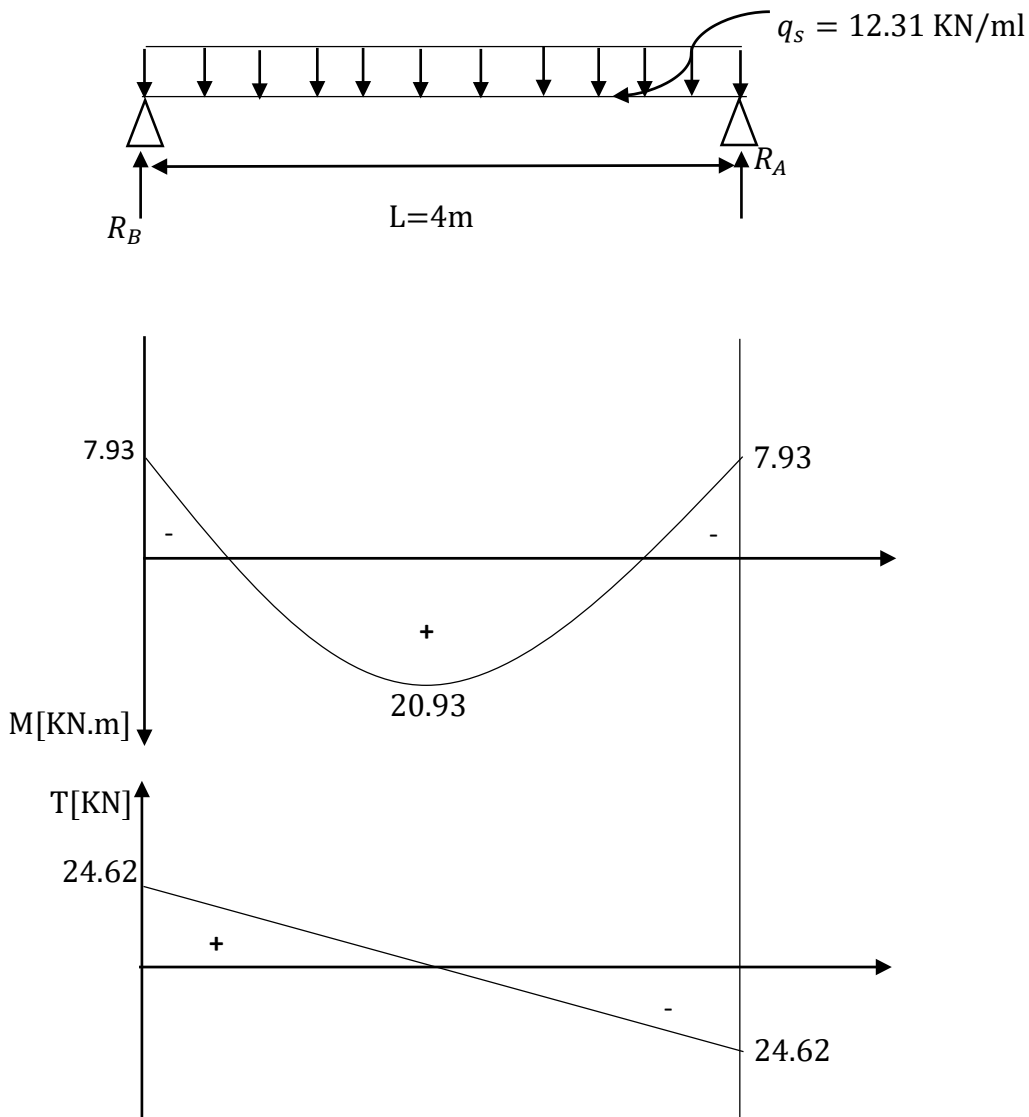


Figure III-4-2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

III-4-7-Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :  $M_a = 7.93\text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.42$$

D'où :  $\beta_l = 0.901 \rightarrow K = 35.5$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{7.93 \times 10^6}{3.39 \times 10^2 \times 0.901 \times 330} = 78.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 78.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78.67}{35.5} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :  $M_t = 20.93 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.42$$

D'où :  $\beta_l = 0.901$  ;  $K = 35.5$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{20.93 \times 10^6}{3.39 \times 10^2 \times 0.901 \times 330} = 207.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 207.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{207.88}{35.5} = 5.85 \text{ MPa}$$


$$\sigma_{bc} = 5.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche ..... (Art.B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{20} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \longrightarrow \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{4.43}{10 \times 12.56} = 0.03 \longrightarrow \text{condition vérifier} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

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

 Récapitulatif :

La poutre de chaînage a pour dimension :  $(25 \times 35)cm^2$

**Armatures principales :**

En travée :  $A_t = 3HA12 = 3.39cm^2$

Aux appuis :  $A_a = 3HA12 = 3.39cm^2$

III-5-l'acrotère :

III-5-1-Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contretoute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre ( $G$ ).
- Un moment dû à la surcharge ( $Q$ ).

Elle a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

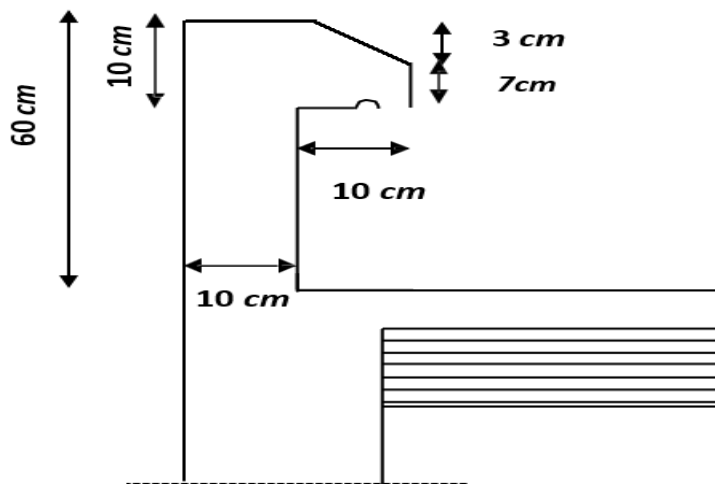


Figure III-5-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère :

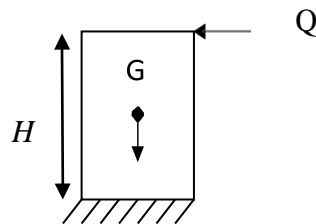


Figure III-5-2 : Schéma statique de l'acrotère.

## III-5-2-Calcul des sollicitations :

a) Evaluation des charges✚ Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton} \times 1m$$

Avec :

 $S_{acr}$ : Section transversal de l'acrotère. $\rho_{beton}$ : Masse volumique du béton = 25KN/m<sup>3</sup>

$$G = [0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713KN/ml$$

✚ Surcharge d'exploitation

$$Q = 1KN/ml$$

✚ Combinaison de charge

- L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.713 = 2.31KN$$

$$M_u = 1.35M_G = 1.35 \times 0.6 = 0.9KN.m$$

$$T_u = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN$$

- À l'ELS :  $q_s = G + Q$

$$N_s = N_G = 1.713KN$$

$$M_s = M_Q = 0.6KN.m$$

$$T_s = T_Q = 1KN$$

b) Les efforts internes:

- Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1ml = 1.713 \times 1 = 1.713KN$$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1ml = 1KN$$

- Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6KN.m$$

- Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

c) Diagrammes des efforts internes

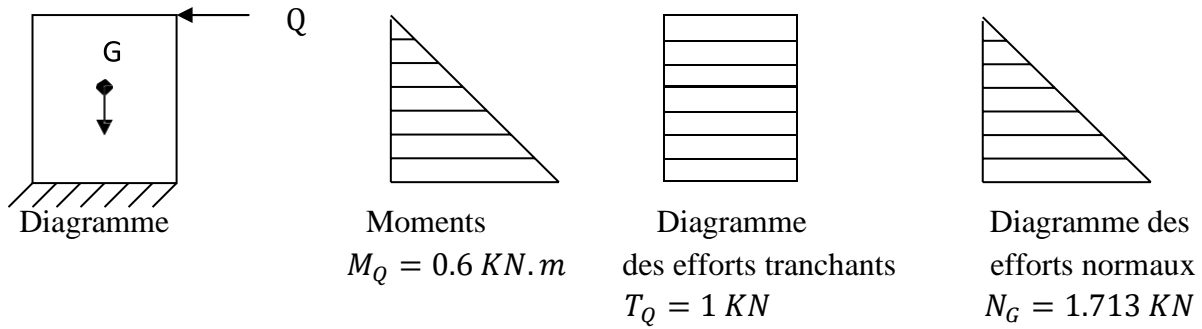


Figure III-5-3 : Diagrammes des efforts internes.

III-5-3-Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) \text{ cm}^2$  soumise à un effort normal «  $N$  » et un moment de renversement «  $M$  ». Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS

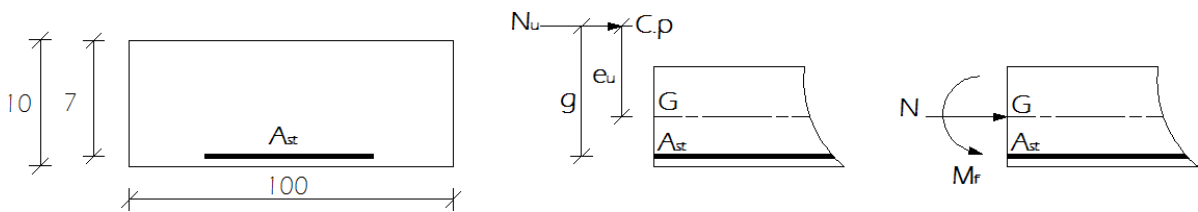


Figure III-5-4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

$h$  : Epaisseur de la section = 10cm

$b$  : largeur de la section = 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : = 2cm

$d = h - c$  : Hauteur utile : = 7cm

a) Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{ m} = 38.96 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

➔  $e_u > a$

$a$ : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendu

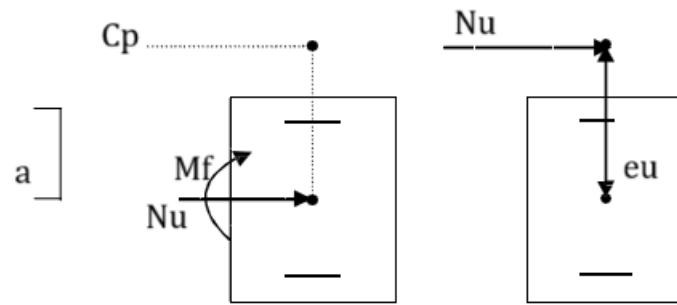


Figure III-5-5 : Position du centre de pression

❖ **Remarque :**

Le centre de pression ( $cp$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

**Avec :**

$M_u$  : Moment du a la compression

$N_u$  : Effort de compression

$e_u$  : L'excentricité

Donc : l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif ( $M_f$ ), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u(0.5h - c) = 0.9 + 2.31 \times (0.5 \times 1 - 0.03) = 0.946 \text{KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^2}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.0136$$

$$\mu_u = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow ASC = 0$$

$$\mu_u = 0.0136 \rightarrow \beta = 0.993$$

➤ Armatures fictives

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^2}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

➤ La section des armatures réelles

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III-5-4-Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \quad (\text{Pratiques du BAEL, P 199})$$

**Avec :** 
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_{st} = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{adopté} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{1}{3} A_{adoptée} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 MPa$$

$$\tau_u = 0.0214 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : aciers haute adhérence} \rightarrow 1.5\psi_s = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{es} = 3.15 MPa.$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 mm$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 MPa$$

$$\tau_{es} = 0.19 MPa < \bar{\tau}_{es} = 3.15 MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25MPa$ , la longueur de scellement droite  $L_s$  est égale à :

$$L_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28cm$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

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

avec :

$$\tau_{se} = 0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 = 2.835MPa$$

$$L_s = 0.8 \times \frac{400}{4 \times 2.835} = 28.2cm$$

Donc le scellement droit est prise égale à  $L_s = 30cm$  de longueur

e) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

➤ Armatures principales :

$$S_t = 20\text{cm} < \min(2h; 25\text{cm}) = 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-5-Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

a) Contraintes dans les aciers :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

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

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

**Avec :**  $\rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.360$  ;  $\beta = 0.907$  ;  $K_1 = 38.76$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

b) Contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

🚧 Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/ version 2003. Art 6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

-  $A$ : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone IIa, groupe d'usage 2  
 $A = 0.25$

- $C_p$ : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8
- Éléments en console :

$W_p$  : Poids de l'acrotère  $W_p = 1.713 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.713 = 1.713 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

. Armatures principales : 5 HA 8/ml ( $S_t = 20$  cm).

. Armatures de répartition : 4 HA 8 ( $S_t = 20$  cm).

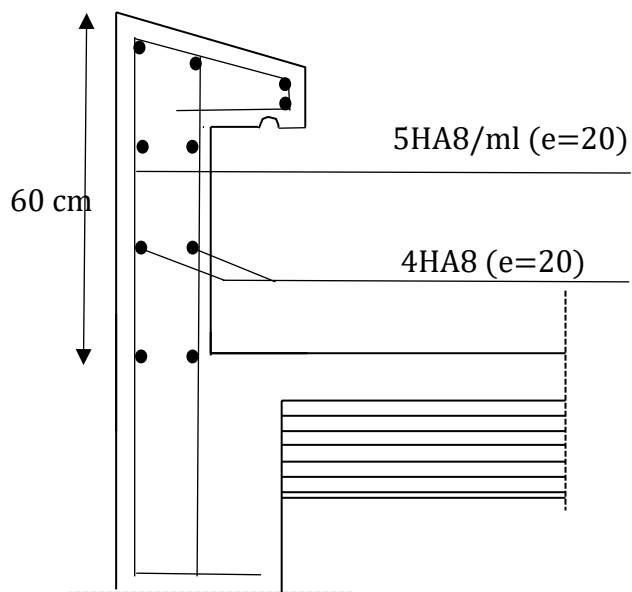
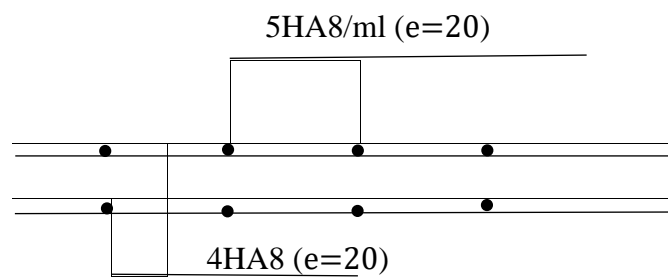
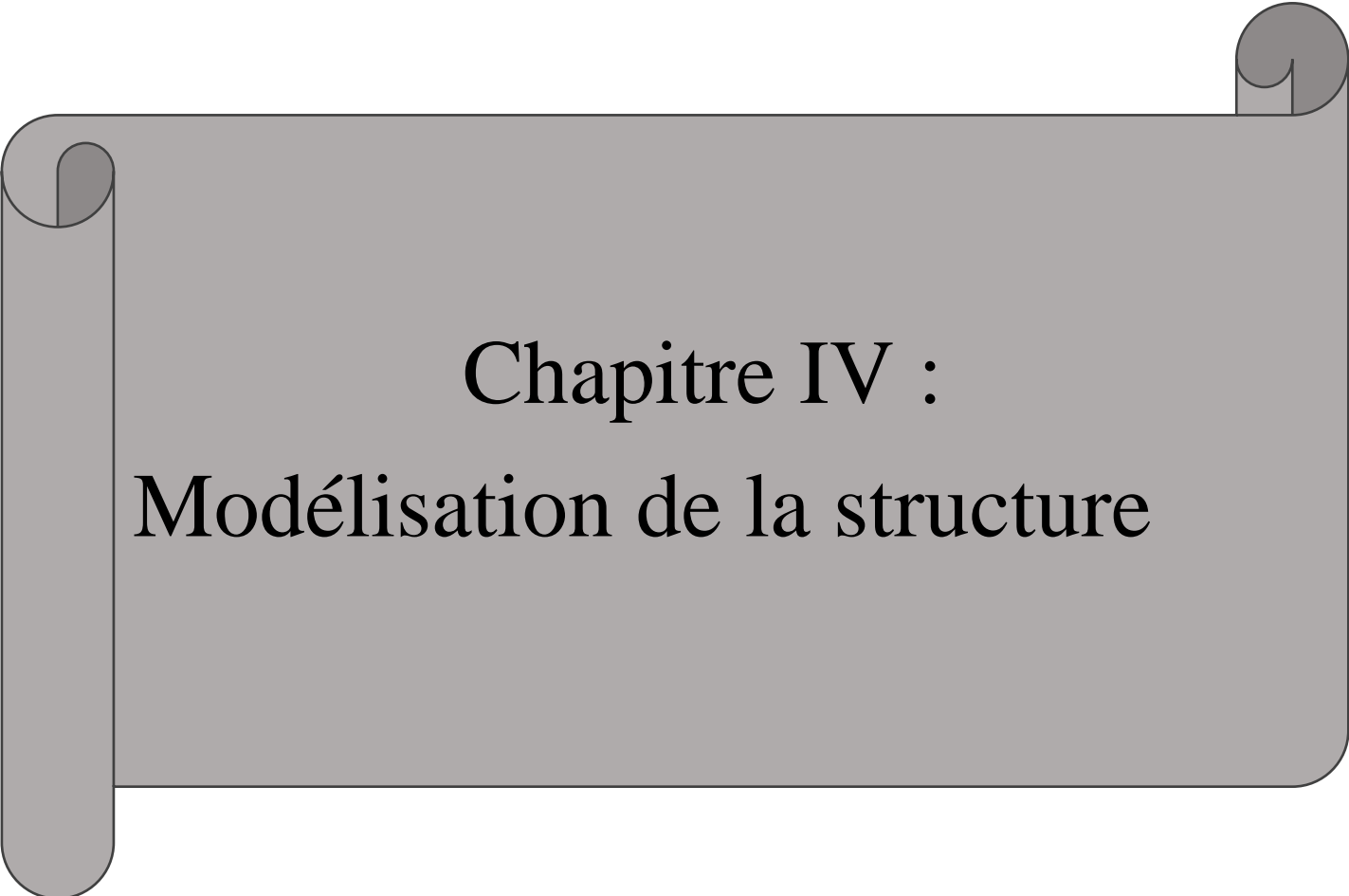


Figure III-5-6 : Plan de ferrailage de l'acrotère



Coupe A - A



**Chapitre IV :**  
**Modélisation de la structure**

**IV-1-INTRODUCTION :**

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS Version 9.6 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).

**IV-2-Déscription du logiciel etabs :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil, basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments suivant les différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.) grâce à une interface graphique unique. Il permet aussi : la prise en compte des propriétés des matériaux, le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**IV-3- Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées de la façon suivante :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse.

**IV-3-1 : Introduction de la géométrie du modèle :**

- a-** Choix des unités : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne (KN.m)

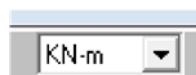


Figure IV-1 : choix de l'unité

- b-** Géométrie de base : on clique sur :

File → New model → No → Custom grid spacing → Edit grid

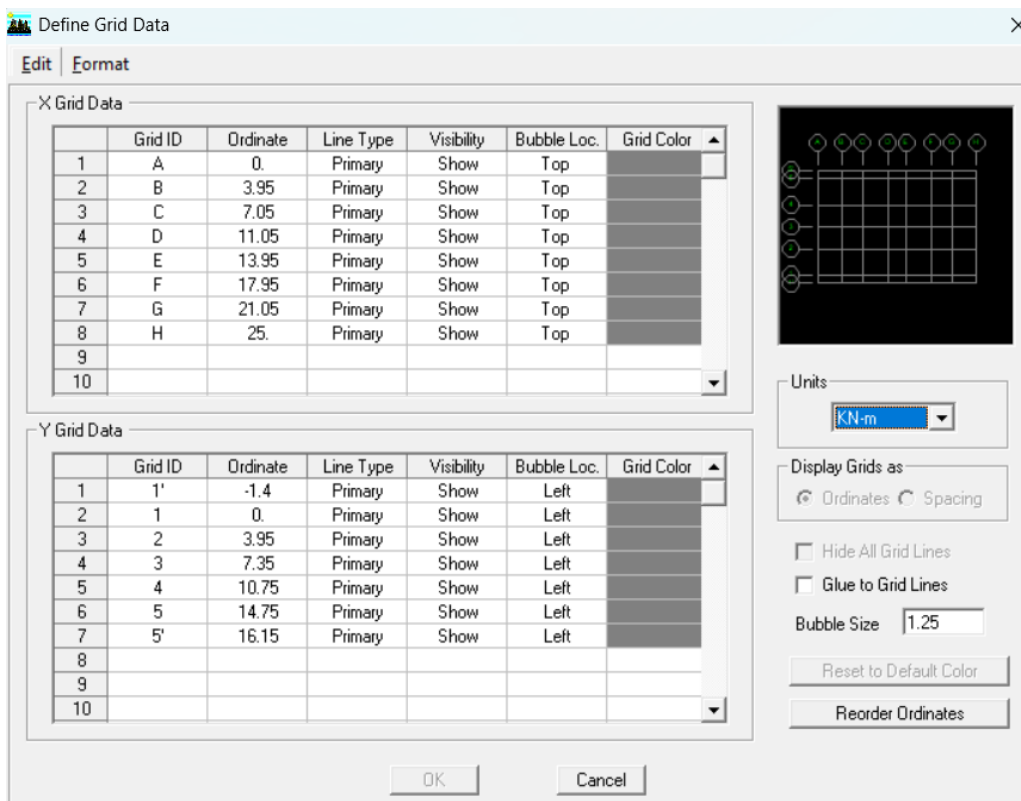


Figure IV-2 : introduction des lignes de construction en plan

IV-3-2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux béton et acier, on clique sur :

Define → Material properties → conc → Modify/Show Material

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

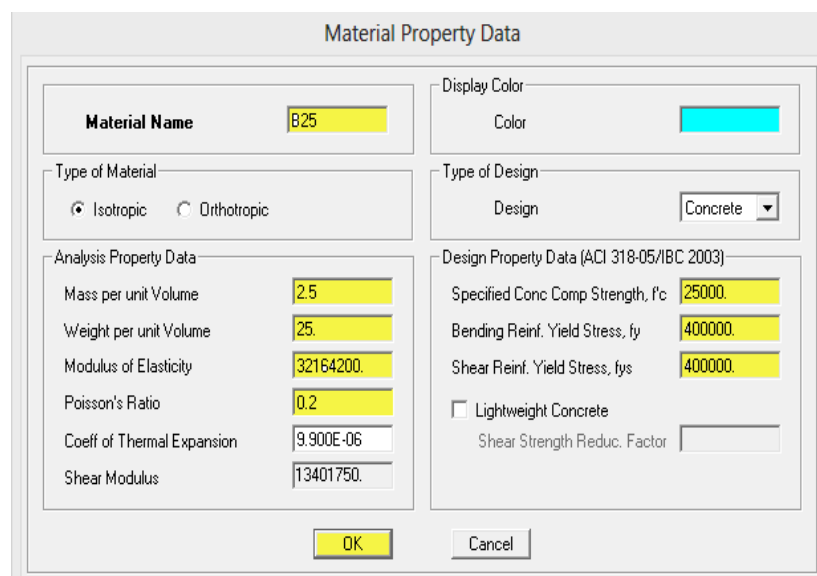


Figure IV-3 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

IV-3-3-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define →Frame sections→ Add rectangular.

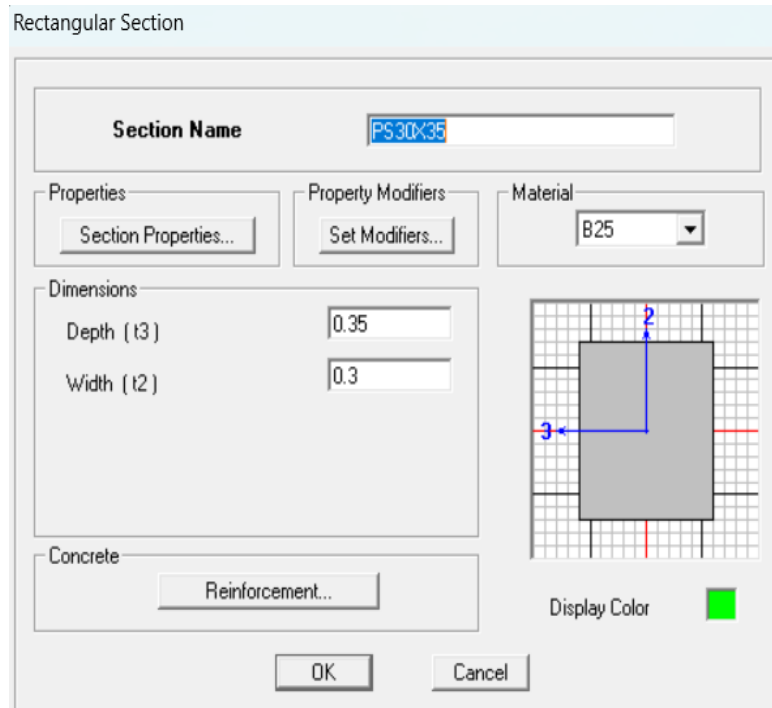
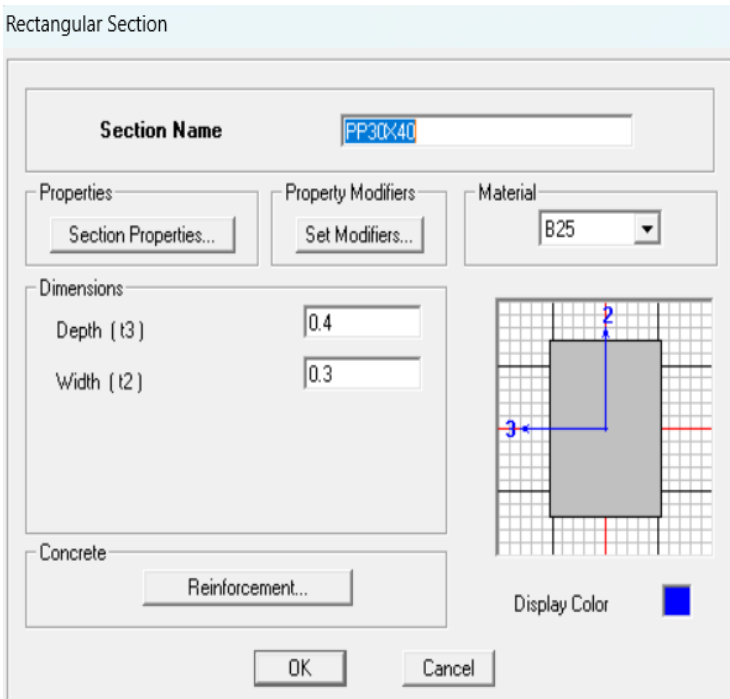
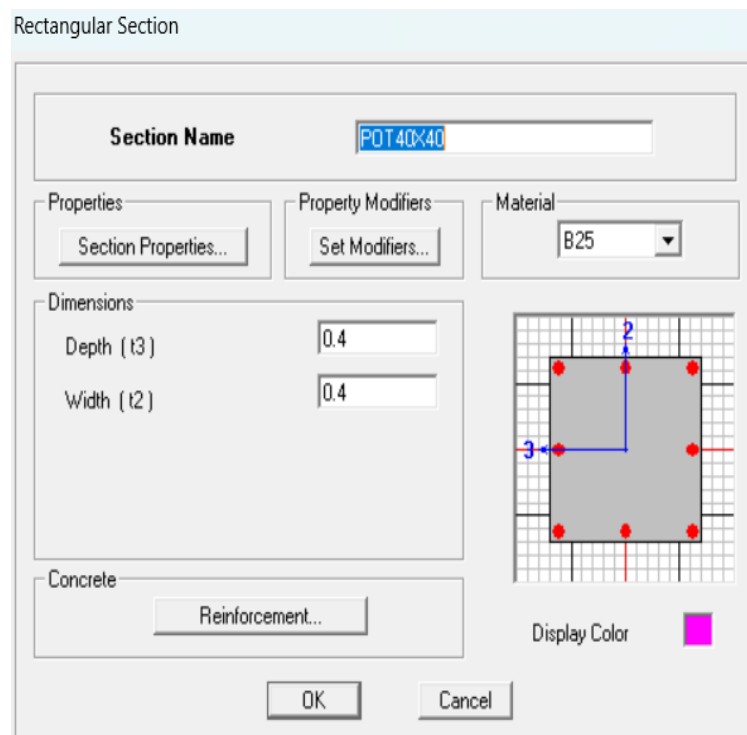
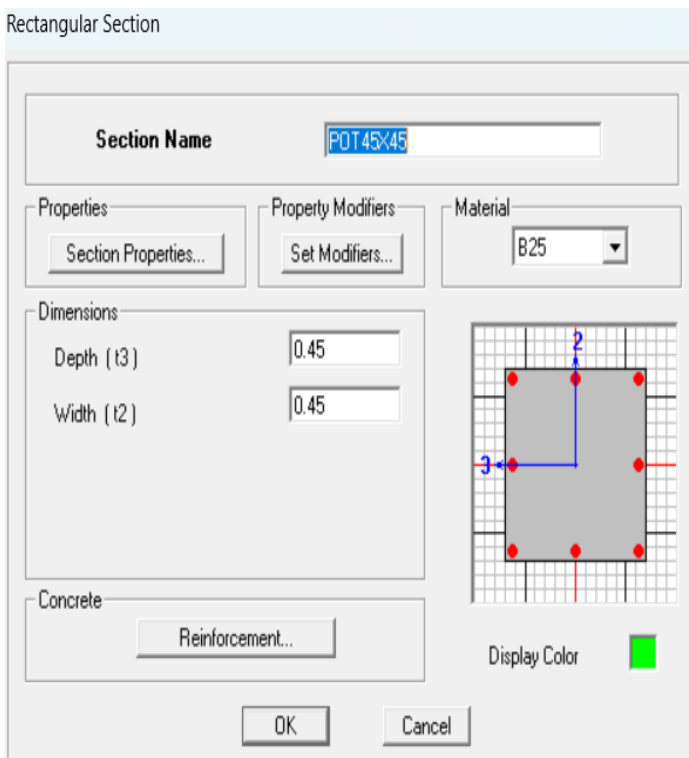


Figure IV-4 : définition des dimensions des poutres principales et secondaires

On procède de la même manière pour les poteaux.



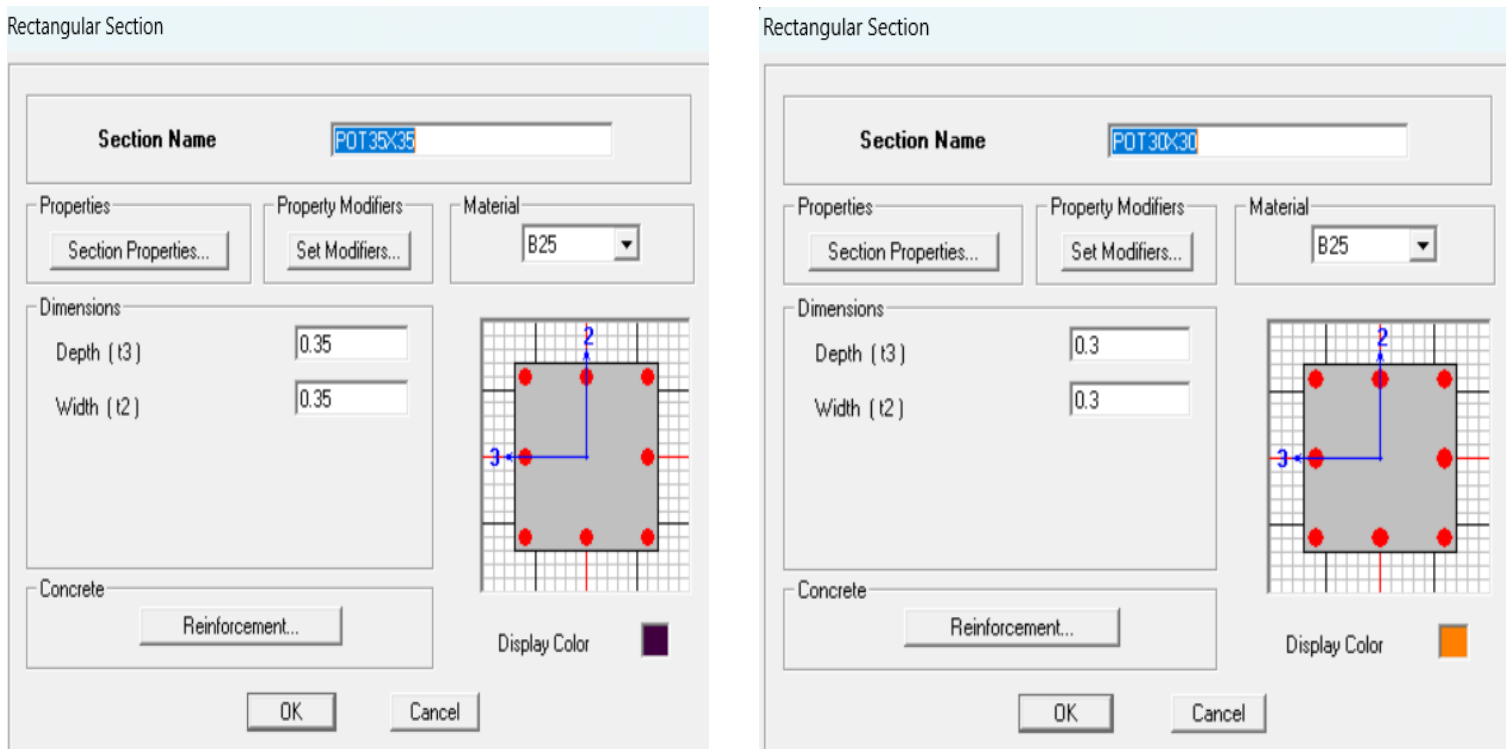


Figure IV-5 : définition des dimensions poteaux.

- Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : Les planchers, les voiles et les balcons, ...
- On commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  
 Define → wall/slab → Add New slab ..... (Pour les dalles pleines et planchers).  
 Define → wall/slab → Add New wall ..... (Pour les voiles).

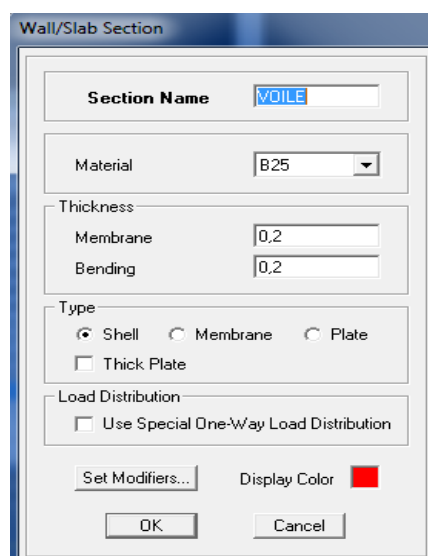


Figure IV-6 : définition des dimensions des voiles

**IV-3- 4-Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur :

Define → Static Load Cases

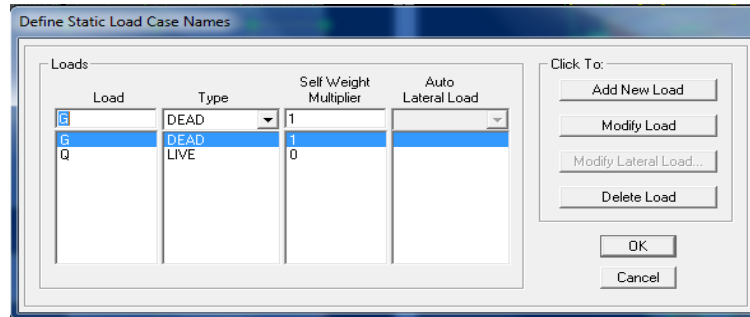


Figure IV-7 : Définition des charges G et Q

IV-3-5-Chargement des éléments :

Après sélection de l'élément à charger on procède comme suit :

Assign → frame/line loads ..... (Pour les éléments barres).

Define → shell/area loads..... (Pour les éléments plaques).

IV-3-6 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

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 à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : II-a
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA2003 on prend R=5 ; qu'on doit le justifier par la suite.
- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 10\%$  : Remplissage (Dense, béton armé/maçonnerie)
- Site : meuble S3
- Facteur de qualité : Q donné par le RPA2003 par la formule (4-4)

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec :  $p_q$  c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (tableau 4.4 RPA2003).

On prend :  $Q=1.15$

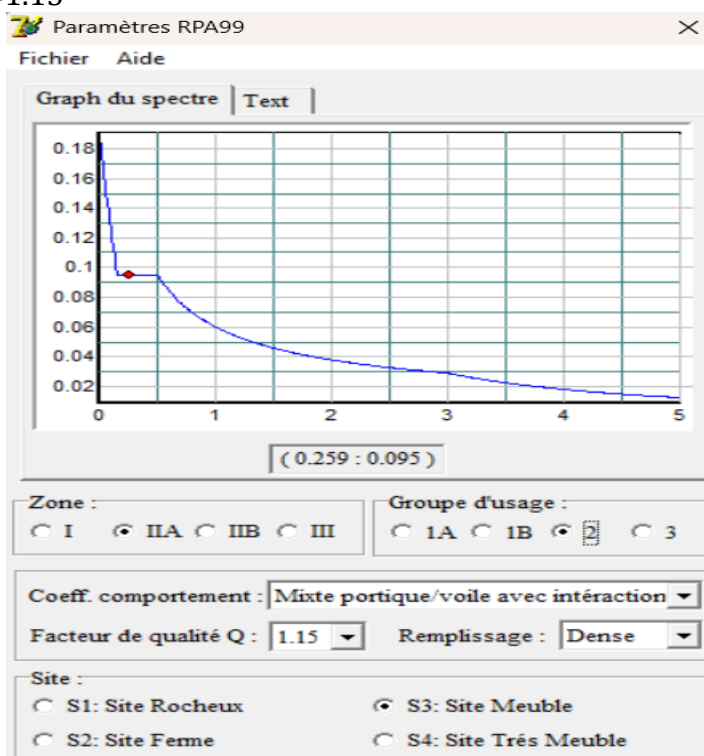


Figure IV-8 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

IV-3-7-Définition de la charge sismique E.

Pour définir les charges sismiques EX et EY on doit d'abord injecter le spectre dans le logiciel ETABS en cliquant sur : Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file

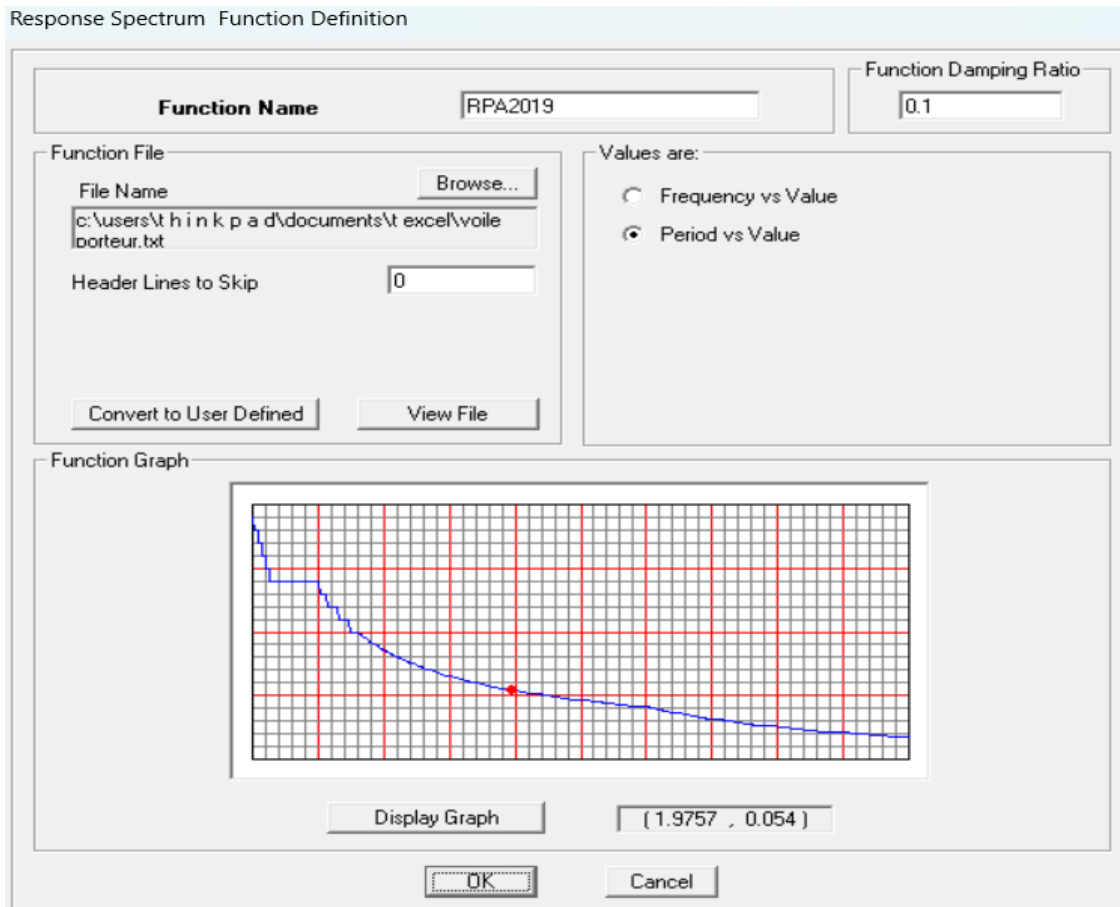


Figure IV-9 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, en cliquant sur : Define → Response Spectrum cases Add New Spectrum

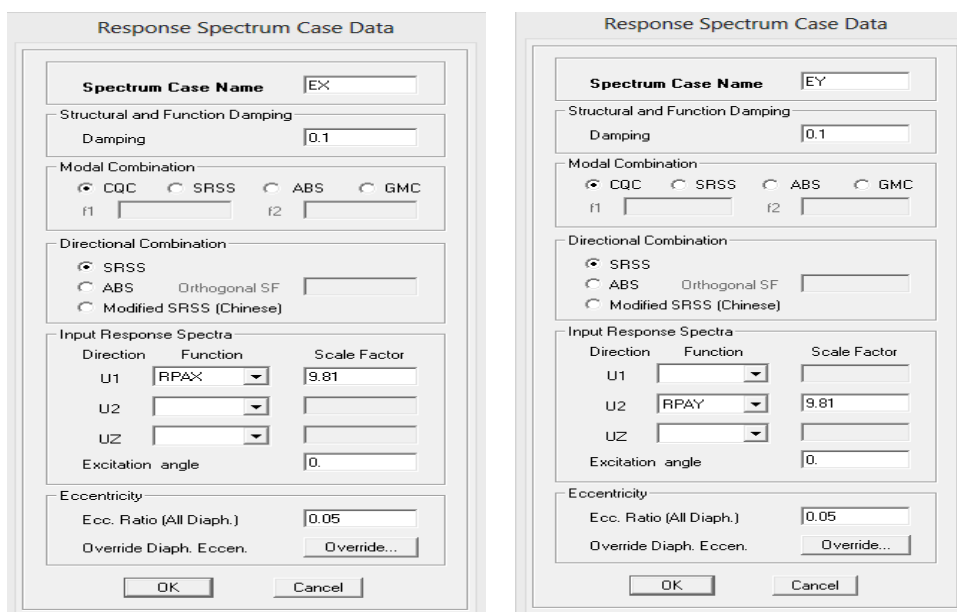


Figure IV-10 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

IV-3-8 -Introduction des combinaisons d'actions :

- Combinaisons aux états limites :

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

- Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE :  $G+Q\pm E$

08GE :  $0.8G\pm E$

- Combinaison poids :

$G+0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinations → Add New Combo.

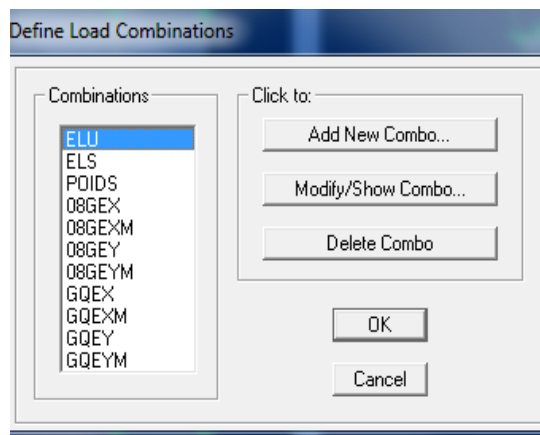


Figure IV-11 : création des combinaisons de charges.

IV-3-9-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

- Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm

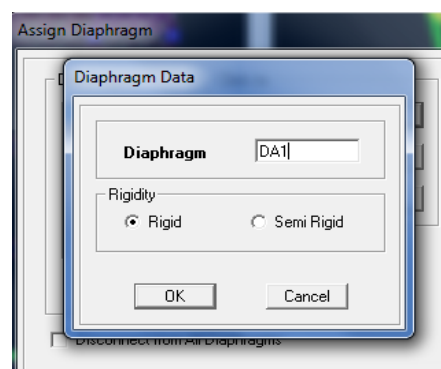


Figure IV-12 : définition du diaphragme

➤ Appuis :

On doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign→ Joint/point→ Restraints

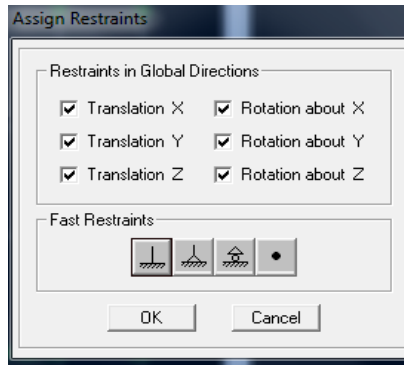
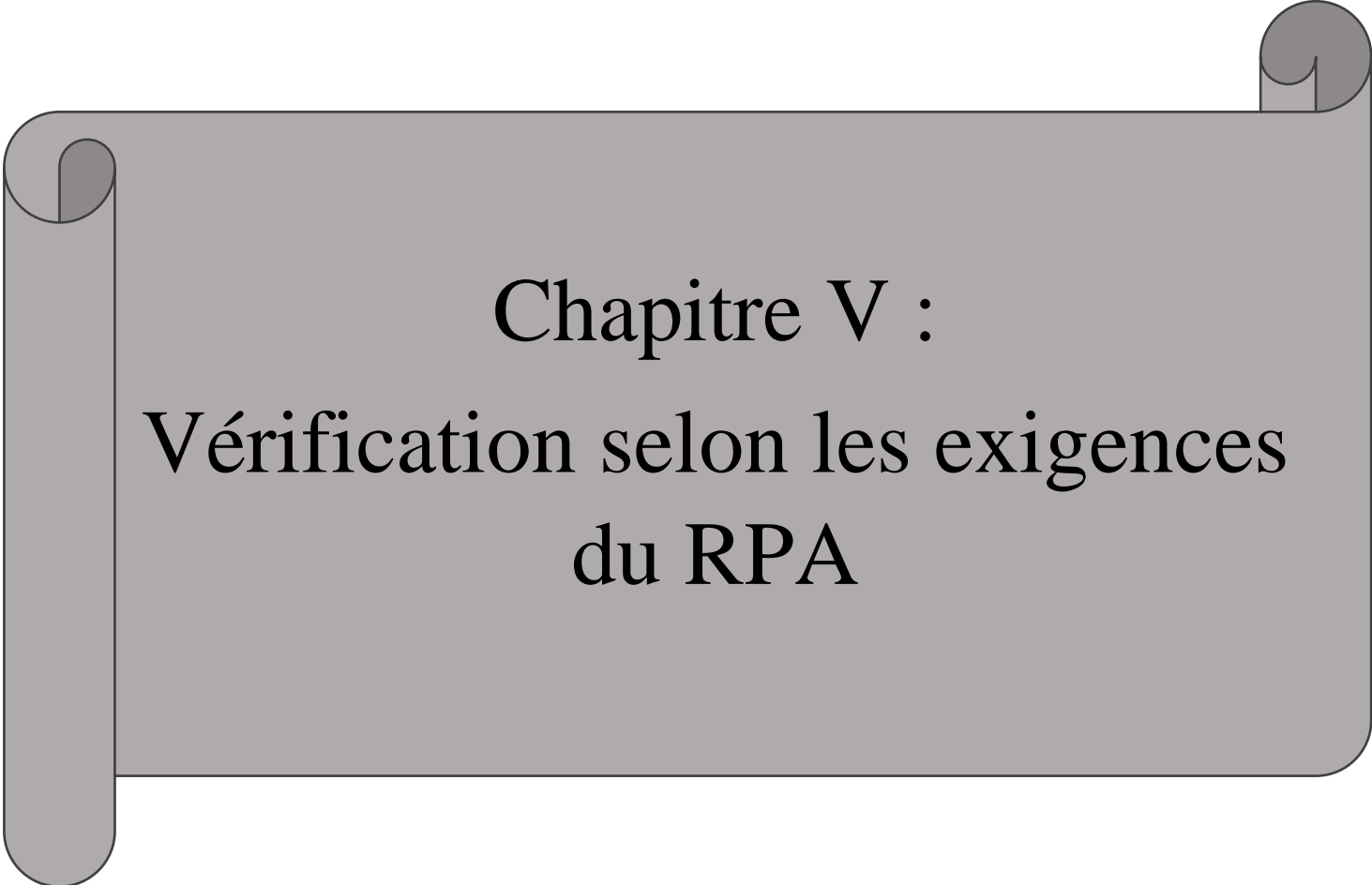


Figure IV-13 : Encastrement de la base de la structure.

IV-3-10-Déroulement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur :

Analyse→ Run Analysis



Chapitre V :  
Vérification selon les exigences  
du RPA

V-Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de faire certaines vérifications qui sont :

- 1- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2- Justification du système de contreventement.
- 3- La résultante des forces sismiques de calcul.
- 4- Les déplacements relatifs.
- 5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 6- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 7--Vérification de l'excentricité

V-1-Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4-6. :

La période empirique :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné.

$$T = 0.05 \times 19.38^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.47s$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de on a 30%:

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.47$$

$$T_{maj} = 0.61s$$

$T_{maj}$  : La période majorée.

➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci- après :

Display → show tables

-Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → modal information → Building Modal Information Modal information → Modal participating Mass Ratios

- Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combos

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.627242	76.3131	0.0000	0.0000	76.3131	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.364345	0.0000	72.2165	0.0000	76.3131	72.2165	0.0000	98.0433
	3	0.296757	0.0016	0.0000	0.0000	76.3147	72.2165	0.0000	0.0000
	4	0.178528	14.9816	0.0000	0.0000	91.2964	72.2165	0.0000	0.0000
	5	0.083146	0.0000	20.8140	0.0000	91.2964	93.0305	0.0000	1.7651
	6	0.078019	5.0879	0.0000	0.0000	96.3843	93.0305	0.0000	0.0000
	7	0.066133	0.0000	0.0000	0.0000	96.3843	93.0305	0.0000	0.0000
	8	0.043346	2.2252	0.0000	0.0000	98.6096	93.0305	0.0000	0.0000
	9	0.037672	0.0000	4.9833	0.0000	98.6096	98.0138	0.0000	0.1646
	10	0.029683	0.0034	0.0000	0.0000	98.6129	98.0138	0.0000	0.0000
	11	0.028375	1.0271	0.0000	0.0000	99.6401	98.0138	0.0000	0.0000
	12	0.024165	0.0000	1.4422	0.0000	99.6401	99.4560	0.0000	0.0207

◀ ▶ ⏪ ⏩ [OK]

Figure V-1 : périodes et participations massiques

-Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 :  $T = 0.62s$

- Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

Donc : La période est vérifiée

- Le pourcentage de participation de la masse modale.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à prendre en considération dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (Article 4.3.4 RPA 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué dessus .

-Nous avons constaté que dans le premier 1<sup>er</sup> mode une translation suivant le sens X.

Ainsi qu'une translation suivante l'axe Y dans le 2<sup>ème</sup> mode.

La somme des masses modales dans le 5<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

#### IV-2-Justification du système de contreventement :

L'objectif de cette étape est d'évaluer les pourcentages respectifs des sollicitations dues aux charges horizontales et verticales supportées par les voiles et les portiques, afin de justifier le choix de la valeur du coefficient de comportement R à adopter.

- Les charges horizontales et verticales reprises par les voiles sont données par ETABS en suivant ces étapes :

➤ Selon le sens X-X:

- On va d'abord afficher sur la fenêtre active une vue en 3D en allant sur :  
View → Set 3D View → xz
- Puis on choisit la combinaison en cliquant sur :  
Display → show deformed shape → Load: Ex spectra
- On doit dessiner un trait de coupe à la base en allant sur :  
Draw → Draw Section Cut :

- Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

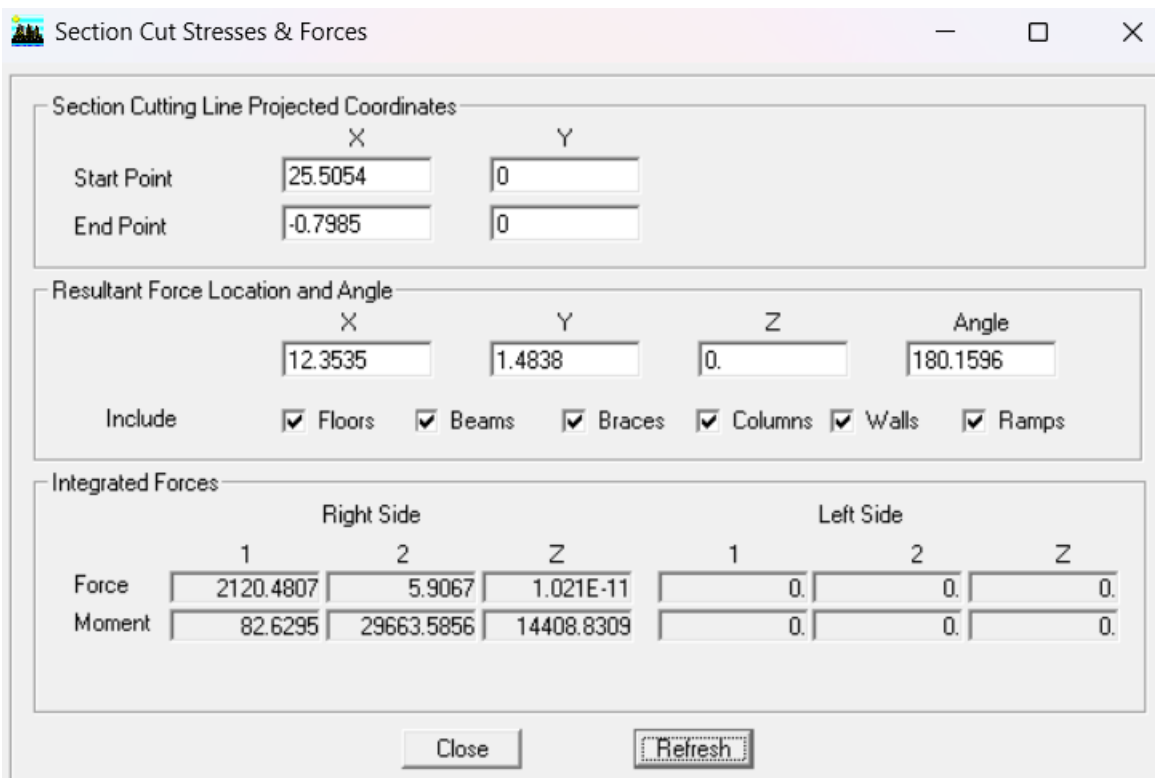


Figure V-2 : Effort tranchant repris par les éléments de la structure suivant X-X

Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force sismique reprise par les voiles et les portiques à la fois.

- Puis on décoche les autres cases sauf la case « Wall » ; on clique sur Refresh

On relève de nouveau la valeur de la force reprise par les voiles uniquement comme indiqué sur l'image suivante :

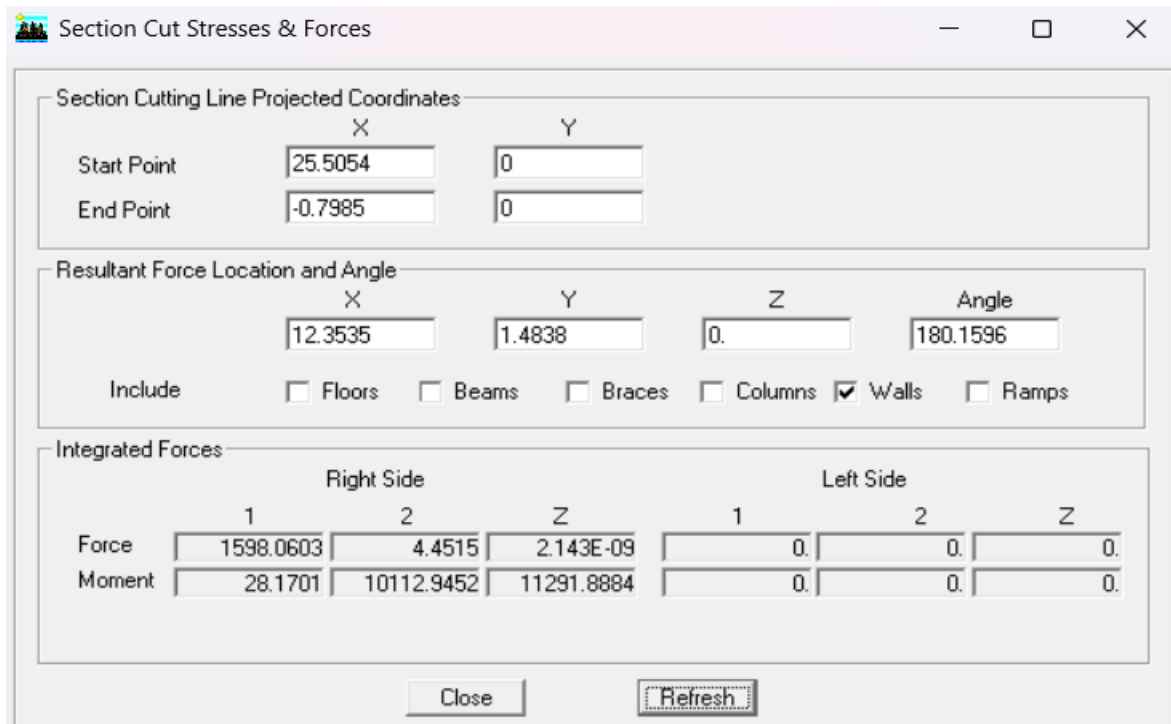


Figure V-3 : Effort tranchant repris par le voile suivant X-X

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on changeant la hauteur ( y ) afin d’obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages.

Niveau	$F_X$ total	$F_X$ voile	$F_X$ portique	Pourcentage voile%	Pourcentage portique %
RDC	2110.48	1598.06	524.44	75.72	24.84
ETG 1	2017.87	1089	933.36	53.96	46.25
ETG 2	1811.05	762.66	1054.52	42.11	58.22
ETG 3	1516.32	706.23	815.42	46.57	53.77
ETG 4	1135.35	625.14	518.88	55.06	45.7
ETG 5	645.84	199.7	543.25	30.92	69.08
				50.72	49.64

Tableau V-1 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

➤ Selon les sens Y-Y :

- On choisi la combinaison en cliquant sur :

Display → show deformed shape → Load: Ey spectra

Puis : View → Set 3D View → YZ

- On va dessiner un trait de coupe à la base en allant sur :

Draw → Draw Section Cut :

- Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

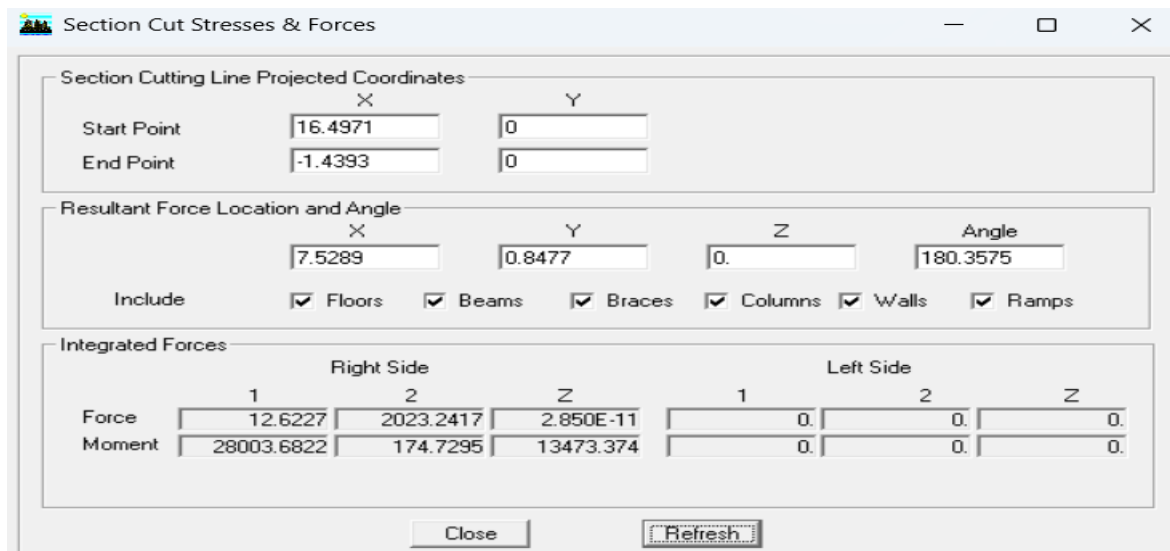


Figure V-4 : Effort tranchant repris par les éléments de la structure suivant Y-Y

Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-2) : c'est la valeur de la force sismique reprise par les voiles et les portiques à la fois.

-Puis on décoche les autres cases sauf la case « Wall » ; on clique sur Refresh

On relève de nouveau la valeur de la force reprise par les voiles uniquement comme indiqué sur l'image suivante :

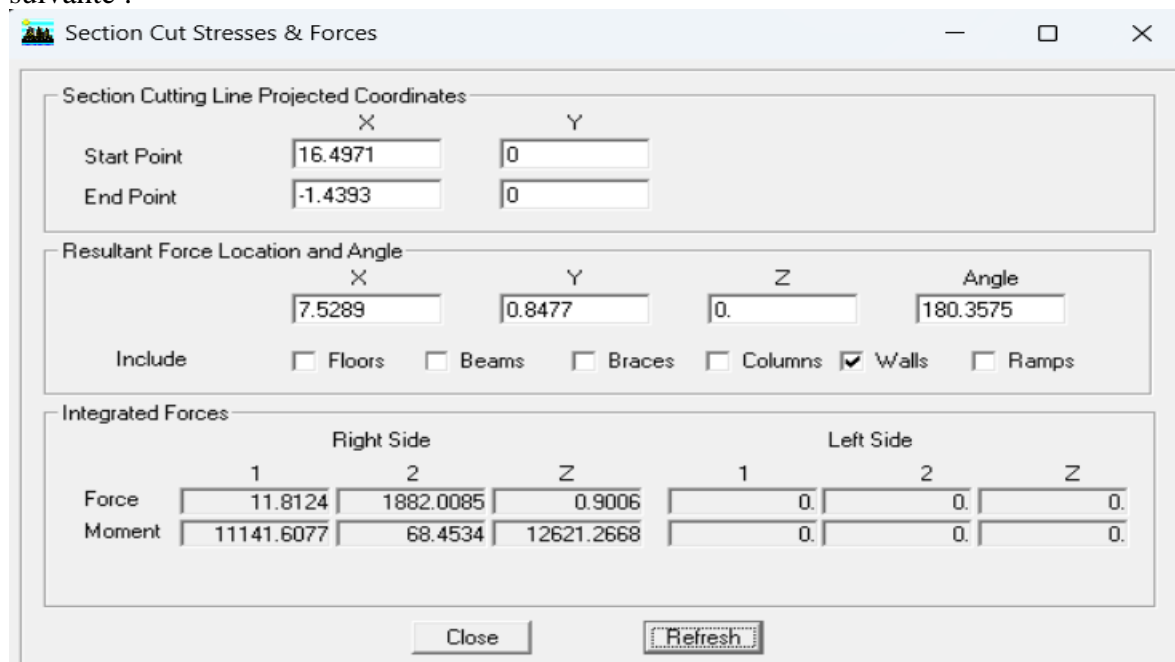


Figure V-5 : Effort tranchant repris par le voile suivant Y-Y

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on change la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étage.

Niveau	$F_y$ total	$F_y$ voile	$F_y$ portique	Pourcentage voile%	Pourcentage portique %
RDC	2398.67	2211.39	188.52	92.19	7.85
ETG 1	2268.77	1979.29	293.46	87.24	12.93
ETG 2	2040.79	1652.39	391.05	80.96	19.16
ETG 3	1731.71	1404.02	328.84	81.07	18.98
ETG 4	1330.82	1108.62	227.02	83.30	17.05
ETG 5	773.75	536.03	263.03	69.27	33.99
				82.34	18.36

TableauV-2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

b) Charge vertical :

➤ Selon le sens Z-Z :

Display → Deformed shape → ELS → Draw → Draw section cut (dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison «Poids» puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Niveau	$F_y$ total	$F_y$ voile	$F_y$ portique	Pourcentage voile%	Pourcentage portique %
RDC	22108.33	4791.65	17316.69	21.67	78.33
ETG 1	18553.25	4268.74	14284.51	23	77
ETG 2	14579.05	3367.93	11211.12	23.1	76.9
ETG 3	10719.61	2588.29	8131.31	24.14	75.86
ETG 4	6959.61	1709.05	5250.55	24.55	75.45
ETG 5	3199.61	664.16	2535.45	20.75	79.25
				22.87	77.13

TableauV-3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Z-Z

❖ Conclusion :

- La répartition des pourcentages des forces dans le sens X-X :

Charges horizontales : {  
 Voile : 50.72%  
 Portique : 49.64%

Charges verticales : {  
 Voile : 22.87%  
 Portique : 77.13%

→ Les portiques reprennent, plus de 25% de l'effort tranchant d'étage ; les sollicitations dues aux charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA99 /version 2003 du tableau 4.3, la structure est de catégorie 4.a Mixte portiques/voiles avec interaction. D'où le coefficient de comportement :  $R = 5$

- La répartition des pourcentages des forces dans le sens Y-Y

Charges horizontales {  
 Voile : 82.34%  
 Portique : 18.36%

Charges verticales : {  
 Voile : 22.87%  
 Portique : 77.13%

→ Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Selon le RPA99 /version 2003 du tableau 4.3, la structure est de catégorie 2 voiles porteurs. D'où le coefficient de comportement :  $R = 3.5$

- D'après les valeurs tirées du tableau 4.3 :

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

- ❖ Donc : on prend  $R=3.5$  (structure à voiles porteurs).

IV-3-Vérification de l'effort tranchant à la base (art 4.3.6 RPA2003) :

Selon le RPA les forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (Article 4.2 RPA 2003).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Calcul des paramètres A, D et Q :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (Tableau 4.1 RPA 2003) dépend de la zone sismique (II-a) et le groupe d'usage (2) du bâtiment

A= 0.15.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

$T_2$ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7  
(Site S3)  $T_2 = 0.5s$

$\eta$ : le facteur de correction d'amortissement donné par la formule : (formule (4-3) RPA2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) : le pourcentage de l'amortissement critique ; dépend du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4-2 RPA 2003).

$\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.763 > 0.7$$

On a :  $T_{etabs} = 0.62 s$

$T_2 \leq T_{etabs} \leq 3s \rightarrow 0.5s \leq 0.62 \leq 3s$

D'où :  $D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.93$

- Q : Facteur de qualité  $Q = 1 + \sum P_q$

-  $P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ; sa valeur est donnée par le tableau (4-4 RPA 2003)

Critère Q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en élévation	Non	0,05
4- Régularité en plan	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

Tableau V-4 : valeurs des pénalités  $P_q$

$Q = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15$

Alors :  $Q = 1.15$

$W_T$ : poids de la structure donné par le logiciel ETABS

$W_T = 23442.49KN$

R : coefficient de comportement :  $R = 3.5$

$$V = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.15}{3.5} \times 23442.49 = 2229.88 \text{ KN}$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes

Display → show tables → building output → story shears

Sélectionné les combinaisons EX et EY (bottom)

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETG4	EY	Bottom	0.00	0.00	1330.90	18356.477	6402.019	0.00
	ETG3	EX	Top	0.00	1516.33	0.00	12308.496	0.000	5401.1
	ETG3	EX	Bottom	0.00	1516.33	0.00	12308.496	0.000	9934.2
	ETG3	EY	Top	0.00	0.00	1731.81	24017.091	6402.019	0.00
	ETG3	EY	Bottom	0.00	0.00	1731.81	24017.091	11576.210	0.00
	ETG2	EX	Top	0.00	1811.07	0.00	14792.715	0.000	9934.2
	ETG2	EX	Bottom	0.00	1811.07	0.00	14792.715	0.000	15311.9
	ETG2	EY	Top	0.00	0.00	2040.90	28487.432	11576.210	0.00
	ETG2	EY	Bottom	0.00	0.00	2040.90	28487.432	17586.821	0.00
	ETG1	EX	Top	0.00	2017.89	0.00	16598.345	0.000	15311.9
	ETG1	EX	Bottom	0.00	2017.89	0.00	16598.345	0.000	21276.0
	ETG1	EY	Top	0.00	0.00	2268.90	31876.986	17586.821	0.00
	ETG1	EY	Bottom	0.00	0.00	2268.90	31876.986	24205.682	0.00
	RDC	EX	Top	0.00	2120.49	0.00	17555.084	0.000	21276.0
	RDC	EX	Bottom	0.00	2120.49	0.00	17555.084	0.000	29663.7
	RDC	EY	Top	0.00	0.00	2398.81	33890.703	24205.682	0.00
	RDC	EY	Bottom	0.00	0.00	2398.81	33890.703	33569.473	0.00

Figure V-6 : Effort tranchant sismique

$$V_{Xetabs} = 2120.49 \text{ KN}$$

$$V_{Yetabs} = 2398.81 \text{ KN}$$

Vérification : Sens XX :  $V_{Xetabs} = 2120.49 \text{ KN} > 80\%V = 1783.9 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée

Sens YY :  $V_{Yetabs} = 2398.81 \text{ KN} > 80\%V = 1783.9 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée

V-4-vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage ( $h_e$ ). (Article 5.10 RPA 2003).

D'après l'article 4.43 RPA 2003, le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement dû au forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement ( $R = 3.5$ )

Le déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K - 1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS comme suit :

➤ Dans le sens X

Display → show tables → Displacements → Displacement Data → Table : Diaphragme CM Displacements

Définir la combinaison  $E_X$

➤ Dans le sens Y :

De même pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison  $E_X$  par  $E_Y$ .

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant le sens X :

Etages	Diaphragme	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_K$	$1\%h_e$	Condition
ETG 5	D6	0.0144	3.5	0.0518	0.0091	0.0306	CV
ETG4	D5	0.0121	3.5	0.0427	0.0097	0.0306	CV
ETG3	D4	0.0094	3.5	0.033	0.01	0.0306	CV
ETG2	D3	0.0067	3.5	0.023	0.01	0.0306	CV
ETG1	D2	0.0039	3.5	0.013	0.00775	0.0306	CV
RDC	D1	0.0015	3.5	0.00525	0.00525	0.0408	CV

Tableau V-5 : Vérification des déplacements relatifs suivant X.

Etages	Diaphragme	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_K$	$1\%h_e$	Condition
ETG 5	D6	0.0058	3.5	0.0203	0.005	0.0306	CV
ETG4	D5	0.0046	3.5	0.0161	0.004	0.0306	CV
ETG3	D4	0.0034	3.5	0.0119	0.0033	0.0306	CV
ETG2	D3	0.0023	3.5	0.008	0.00315	0.0306	CV
ETG1	D2	0.0013	3.5	0.00455	0.0028	0.0306	CV
RDC	D1	0.0005	3.5	0.00175	0.00175	0.0408	CV

Tableau IV-6 : Vérification des déplacements relatifs suivant Y.

❖ Conclusion :

D'après les valeurs trouvées dans le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V-5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

D'après l'article 5.9 RPA 2003, l'effet P-Delta ou effet du 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux si :

$$\frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K ».

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K - 1 ».

$h_K$  : hauteur de l'étage « K ».

- Selon le sens X :

Étage	$P_K$	$\Delta_K$	$V_K$	$h_k$	$\theta$	Vérification
ETG5	3855.99	0.0091	645.93	3.06	0.017	CV
ETG4	7615.98	0.0097	1135.36	3.06	0.021	CV
ETG3	11475.43	0.01	1516.33	3.06	0.024	CV
ETG2	15449.63	0.01	1811.07	3.06	0.027	CV
ETG1	19423.83	0.00775	2017.89	3.06	0.024	CV
RDC	23442.49	0.00525	2120.49	4.08	0.014	CV

Tableau V-7 : L'évaluation de l'effet P-Delta suivant X-X

- Selon le sens Y :

Étage	$P_K$	$\Delta_K$	$V_K$	$h_k$	$\theta$	Vérification
ETG5	3855.99	0.005	773.8	3.06	0.008	CV
ETG4	7615.98	0.004	1330.9	3.06	0.00	CV
ETG3	11475.43	0.0033	1731.81	3.06	0.007	CV
ETG2	15449.63	0.00315	2040.9	3.06	0.007	CV
ETG1	19423.83	0.0028	2268.9	3.06	0.007	CV
RDC	23442.49	0.00175	2398.81	4.08	0.004	CV

Tableau V-8 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens Y-Y

❖ Conclusion :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :

V-6-Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

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 : (art 7.4.3.1 RPA 2003)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :  $N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

Poteaux	$N_d$	$B_c \times f_{c28}$	V	Observation
Zone I (45*45)	969.1	5062.5	0.19	cv
Zone II (40*40)	808.35	4000	0.2	cv
Zone III (35*35)	478.08	3062.5	0.15	cv
Zone IV (30*30)	316	2250	0.14	cv

Tableau IV-9 : Vérification de l'effort normal réduit

❖ Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

V-7-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle en plus de l'excentricité calculée une excentricité accidentelle égal à  $\pm 5\%L$

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

L'excentricité accidentelle doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

On doit vérifier que  $|C_M - C_R| \leq 5\%L$

$C_M$  : centre de masse.

$C_R$  : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculée :

a) Sens longitudinal :

$$5\%L_x = 0.05 \times 25.4 = 1.27m$$

b) Sens transversal :

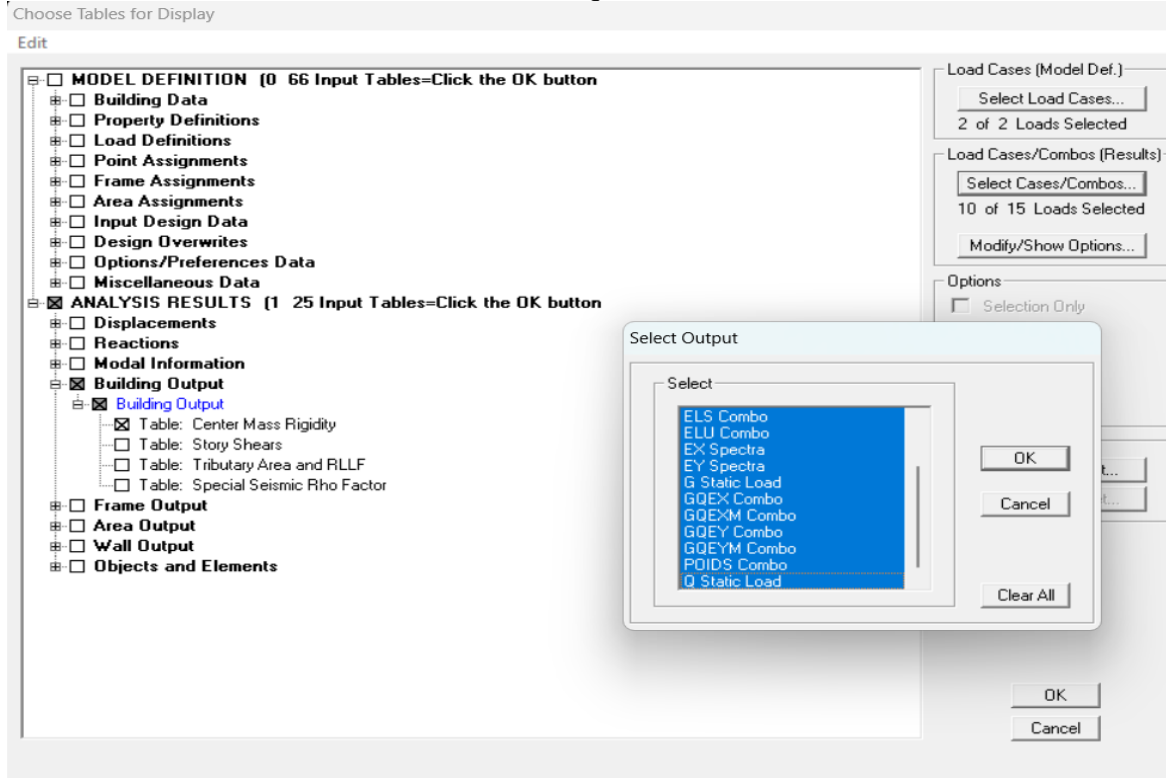
$$5\%L_y = 0.05 \times 17.55 = 0.877m$$

➤ Détermination de l'excentricité à partir de logiciel ETABS :

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

Display  $\longrightarrow$  show tables  $\longrightarrow$  Building Output  $\longrightarrow$  Table : Center Mass Rigidity

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combo



FigureV-7 : Méthode d'affichage des valeurs de l'excentricité

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	D1	377.5320	377.5320	12.500	7.388	377.5320	377.5320	12.500
ETG1	D2	396.7356	396.7356	12.500	7.197	396.7356	396.7356	12.500
ETG2	D3	390.8850	390.8850	12.500	7.195	390.8850	390.8850	12.500
ETG3	D4	381.0288	381.0288	12.500	7.190	381.0288	381.0288	12.500
ETG4	D5	377.0232	377.0232	12.500	7.188	377.0232	377.0232	12.500
ETG5	D6	353.3458	353.3458	12.500	7.151	353.3458	353.3458	12.500

FigureV-8 : Les valeurs de l'excentricité de la structure

- Puis on relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec :

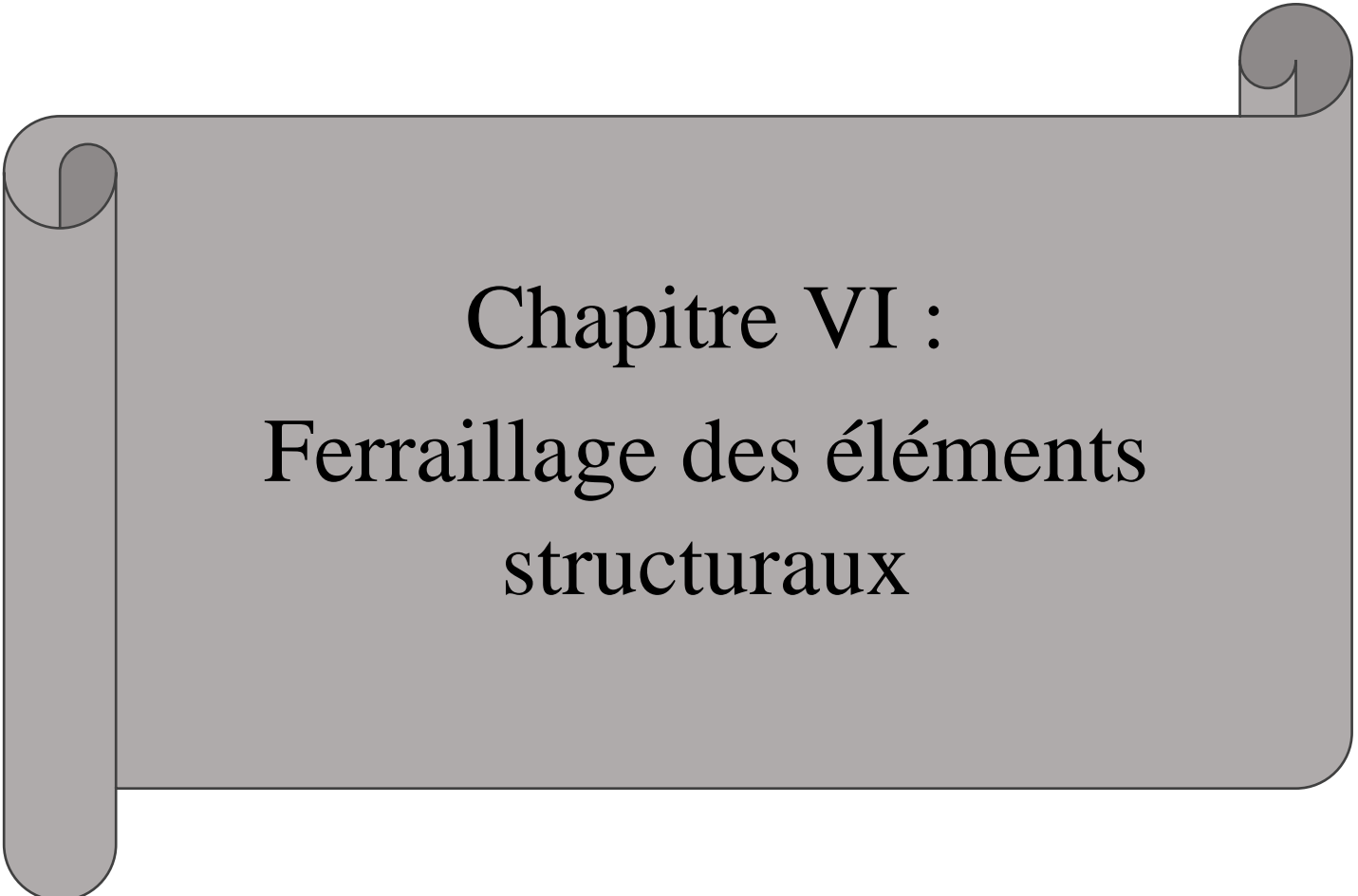
$$\begin{cases} e_X = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_Y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Story	$X_{CM}$	$X_{CR}$	$e_X$	$5\%L_X$	$e_X \leq 5\%L_X$	$Y_{CM}$	$Y_{CR}$	$e_Y$	$5\%L_Y$	$e_Y \leq 5\%L_Y$
ETG5	12.5	12.5	0	1.27	CV	7.38	7.326	0.062	0.877	CV
ETG4	12.5	12.5	0	1.27	CV	7.19	7.29	0.093	0.877	CV
ETG3	12.5	12.5	0	1.27	CV	7.19	7.268	0.073	0.877	CV
ETG2	12.5	12.5	0	1.27	CV	7.19	7.262	0.072	0.877	CV
ETG1	12.5	12.5	0	1.27	CV	7.18	7.265	0.077	0.877	CV

Tableau V-10 : Vérification de l'excentricité suivant le sens X-X et Y-Y

❖ Conclusion

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens  
 → L'excentricité suivant les deux sens sont Vérifiées.



Chapitre VI :  
Ferrailage des éléments  
structuraux

VI-1-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux, éléments linéaires verticaux soumis à des efforts normaux, tranchants et moments fléchissant, sont calculés à l'état limite ultime en flexion composée. Le dimensionnement prend en compte les sollicitations les plus défavorables, incluant les efforts normaux et moments, qu'ils soient maximaux ou minimaux

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\gamma_s$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21.74	1	400	400

Tableau VI-1-1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

➤ Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal en zone II est limité à 0.8%

-Le pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-Le diamètre minimum de recouvrement est de **50Φ en zone II-a.**

-La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

$$S_t = 25cm$$

	$A_{min} = 0.8\% \times b \times h$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{cmax} = 6\% \times b \times h$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{rmax} = 4\% \times b \times h$ [cm <sup>2</sup> ]
Pot (45×45)	16.2	121.5	81
Pot (40×40)	12.8	96	64
Pot (35×35)	9.8	73.5	49
Pot (30×30)	7.2	54	36

Tableau VI-1-2 : la section minimal et maximal d'armature.

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

**1. Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[ 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment relatif.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

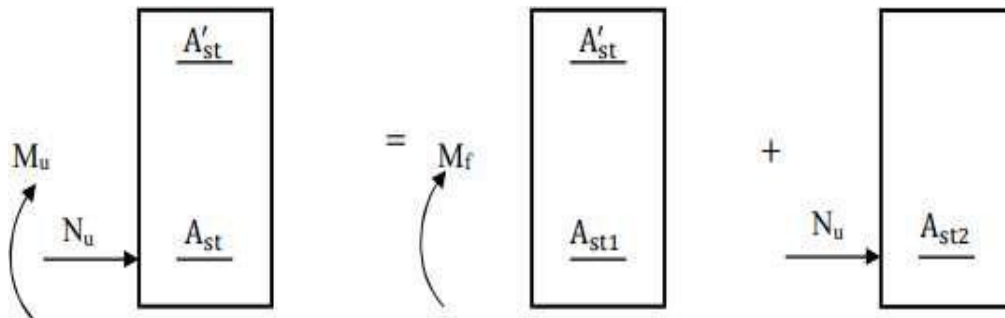


Figure VI-1-1 : Section partiellement comprimée (SPC)

-Détermination des armatures :

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

$$\text{Avec : } \frac{0.85 \times f_{bc}}{\theta \times \gamma_b}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée  $\rightarrow A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée  $\rightarrow A' \neq 0$

On calcul :  $M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc} \times \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

### 2-Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left[ 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

#### 1<sup>er</sup> cas :

Si  $N_u (d - c') - M_f \geq \left[ 0.5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$  la section est doublement armée

$$A_1 > 0 \text{ et } A_2 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $N_u (d - c') - M_f < \left[ 0.5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$  la section est simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**3. Section entièrement tendue (SET) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \quad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{s_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{s10}} \quad A_{s_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{s_i}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$  excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \times f_{bu}}{\sigma_{st}}$

$B$ : aire de la section du béton seul.

$\sigma_{st}$ : Contrainte de l'acier.

**VI-1-1-Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveau.

- **Zone I** : RDC : section (45×45) cm<sup>2</sup>
- **Zone II** : étage 1 et 2 : sections (40×40) cm<sup>2</sup>
- **Zone III** : étage 3 : section (35×35) cm<sup>2</sup>
- **Zones VI** : étage 4 et 5 sections (30×30) cm<sup>2</sup>

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ». On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

➤ **Présentation de logiciel SOCOTEC :**

SOCOTEC est un logiciel qui s'appuie sur les règles de calcul du BAEL (Béton Armé aux États Limites). Pour garantir la fiabilité des résultats, il est impératif que l'utilisateur respecte certains paramètres lors de son utilisation.

Il est important de noter que les conventions de signes pour les efforts normaux varient selon les logiciels : dans ETABS, une valeur positive indique un effort de traction et une valeur négative une compression, alors que dans SOCOTEC, c'est l'inverse : une valeur positive désigne une compression et une valeur négative une traction.

Section	Sollicitation ( $cm^2$ )	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculé}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Choix d'armatures	$A_{adopté}$
45 × 45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	969.1	0.34	0	16.2	4HA20 +4HA14	18.71
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>x</sub>	150.49	1.01	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>y</sub>	414.6	51.59	0			
40 × 40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	808.3	-16.59	0	12.8	4HA16 +4HA14	14.19
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>x</sub>	96.49	16.87	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>x</sub>	260.27	73.8	0.43			
35 × 35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	478.08	0.70	0	9.8	4HA14 +4HA12	10.67
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>x</sub>	74.65	15.433	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>y</sub>	195.44	57.067	1.13			
30 × 30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	316	0.79	0	7.2	4HA14 +4HA12	10.67
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>x</sub>	26.5	11.562	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>x</sub>	67	43.552	1.26			

Tableau VI-1-3 : ferrillage des armatures longitudinales

🚦 Longueur minimale de recouvrement pour la zone II-a :

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 50\phi$

- $\phi = 20mm \rightarrow L_r = 50 \times 2 = 100cm$
- $\phi = 16mm \rightarrow L_r = 50 \times 1.6 = 80cm$
- $\phi = 14mm \rightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70cm$

➤  $\phi = 12mm \rightarrow L_r = 50 \times 1.2 = 48cm$

VI-1-2-Vérification à l'ELU :

Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003) :

- ❖ Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :  $50\phi$  en zone II.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau est inférieure ou égale à 25cm.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

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

Poteaux	$h_e$	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$
45 × 45	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 45; 45; 60cm \right\} = 68cm$
40 × 40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60cm \right\} = 60cm$
35 × 35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 35; 60cm \right\} = 60cm$
30 × 30	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 30; 60cm \right\} = 60cm$

Tableau VI-1-4 : hauteur de la zone nodale

b) Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : (RPA99 révisé 2003/ Art 7.4.2.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99 révisée 2003. Art 7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

- $\rho_a = 2.5$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .
- $\rho_a = 3.75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$ : Armatures transversales.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

- Calcul d'élanement (élanement géométrique) :

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \mid \frac{l_f}{b} \right\}$$

Avec :

$a$  et  $b$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement.

$l_0$ : longueur libre du poteau

Section des poteaux ( $cm^2$ )	$l_0$ (m)	$l_f = 0.7 l_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	Coefficient correcteur $\rho$
(45×45)	408	2.856	7.14	2.5
(40×40)	306	2.142	5.355	2.5
(35×35)	306	2.142	6.12	2.5
(30×30)	306	2.142	7.14	2.5

Tableaux VI-1-5 : valeurs de l'élanements géométrique  $\lambda_g$

✚ Espacement des armatures transversales selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante (pour zone II-a) :

$$S_t \leq \{15\phi_{lmin}\} = 15 \times 1.2 = 18cm \rightarrow S_t = 15cm$$

- En zone nodale (pour zone II-a) :

$$S_t \leq \min\{15cm; 10\phi_{lmin}\} = \min\{15cm; 10 \times 1.2\} = 12cm \rightarrow S_t = 10cm$$

✚ Quantité d'armatures transversales minimal (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

$\frac{A_t}{b \times S_t}$  En % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  interpolé entre les valeurs précédentes

Poteau	$l_0$	$l_f$	$\lambda_g$	$A_{tmin}$		$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	Observation
				Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		
45 × 45	408	258.6	6.35	2.02	1.35	3.14	CV
40 × 40	306	214.2	5.35	1.8	1.2	2.01	CV
35 × 35	306	214.2	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
30 × 30	306	214.2	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

Tableau VI-1-6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales

✚ Détermination des armatures transversales :

Section [cm]	$\rho_a$	$V_u$ [KN]	$S_t$ [cm]	$h_e$ [cm]	$f_e$ [MPa]	$A_{tcal}$ [ $cm^2$ ]	$A_{tmin}$ [ $cm^2$ ]	Ferrailage [ $cm^2$ ]	$A_{adoptée}$ [ $cm^2$ ]
45 × 45	2.5	8.14	10	45	400	0.1	1.35	4HA8	3.14
			15			0.17	2.02		
40 × 40	2.5	16.09	10	40		0.25	1.2	4HA8	2.01
			15			0.38	1.8		
35 × 35	2.5	14.74	10	35		0.27	1.05	4HA8	2.01
			15			0.4	1.57		
30 × 30	2.5	16.22	10	30		0.36	0.9	4HA8	2.01
			15			0.55	1.35		

Tableau VI-1-7 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

Section [cm <sup>2</sup> ]	$V_{maxELU}$ [KN]	$V_{maxE}$ [KN]	$\tau_{bu}$ [MPa]	$\tau_u$ [MPa]	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
45 × 45	8.14	20.8	0.043	0.11	0.075	1.875	3.33	C.V
40 × 40	16.09	49.41	0.1	0.33	0.075	1.875	3.33	C.V
35 × 35	15.14	39.88	0.13	0.35	0.075	1.875	3.33	C.V
30 × 30	17.37	29.86	0.2	0.36	0.075	1.875	3.33	C.V

Tableau VI-1-8 : Vérification des contraintes tangentielles

- Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99
- On a la fissuration Peu Préjudiciable

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_{bu} \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \{3,33; 5MPa\}$$

- Article 7.4.3.2 du RPA 99/version 2003

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

- Si  $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
- Si  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$

VI-1-3-Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$  : excentricité à l'ELS

Section	$N_s$	$M_s$	$e_s$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté} > A_{min}$
45 × 45	-705.57	-2.26	0.32	5.55	4HA20 + 4HA14	C.V
	-362.85	1.684	-0.46	5.22		
	-650.78	13.727	-2.1	4.7		
40 × 40	-589.04	-11.99	2.036	5.39	4HA16 + 4HA14	C.V
	-225	2.73	-1.21	3.88		
	-282.81	17.02	-6.01	3.07		
35 × 35	-348.51	0.462	-0.13	3.23	4HA16 + 4HA14	C.V
	-161.59	2.85	-1.76	2.82		
	-207.59	14.78	-7.11	2.2		
30 × 30	-230.52	0.532	-0.23	2.34	4HA14 + 4HA12	C.V
	-46.88	3.26	-6.95	1.57		
	-65.95	16.49	-25.01	1.21		

Tableau VI-1-9 : Vérification de la condition de non fragilité

**a) État limite de compression du béton (BAEL91 modifié 99/ Art A.4.5,2) :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous allons vérifions que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Contrainte admissible du béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Section ( $cm^2$ )	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )	$\sigma_{bcsup}$ [MPa]	$\sigma_{bcinf}$ [MPa]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
(45 × 45)	$N_{max} = -705.57$	$M_{2corr} = -2.26$	18.71	2.16	4.11	CV
	$N_{min} = -362.85$	$M_{2corr} = 1.68$		1.03	2	
	$N_{corr} = -650.78$	$M_{2max} = 13.72$		4.49	1.4	
(40 × 40)	$N_{max} = -589.04$	$M_{2corr} = -11.99$	14.19	1.58	5.19	CV
	$N_{min} = -225$	$M_{2corr} = 2.73$		1.83	0.8	
	$N_{corr} = -282.81$	$M_{2max} = 17.02$		4.07	0	
(35 × 35)	$N_{max} = -348.51$	$M_{2corr} = -0.46$	10.67	1.29	1.9	CV
	$N_{min} = -161.59$	$M_{2corr} = 2.85$		1.36	0.57	
	$N_{corr} = -207.59$	$M_{2max} = 14.78$		2.7	0	
(30 × 30)	$N_{max} = -230.52$	$M_{2corr} = 0.53$	10.67	1.44	3.04	CV
	$N_{min} = -46.88$	$M_{2corr} = 3.26$		1.19	0	
	$N_{corr} = -65.95$	$M_{2max} = 16.49$		4.81	0	

Tableau VI-1-10 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

❖ **Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

❖ **Schéma de ferrailage des poteaux :**

➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA14 = 18.71cm^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3.14cm^2$

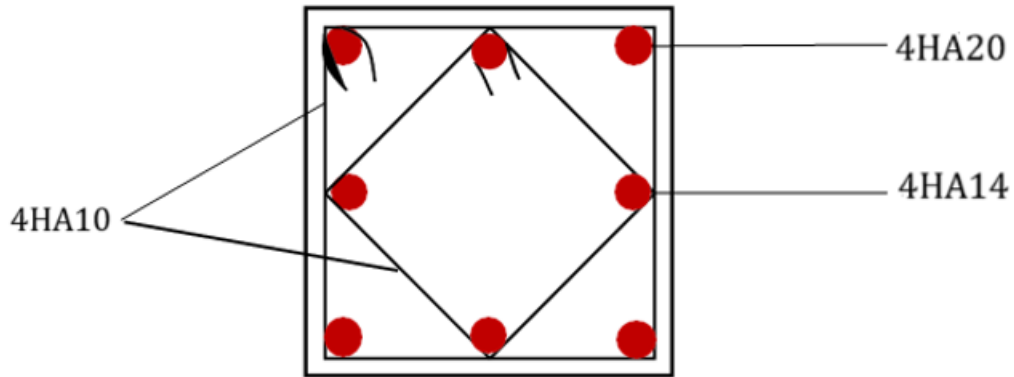


Figure.VI-1-2 : Schéma de ferrailage des poteaux 45×45.

➤ **Poteaux (40×40) ; (35×35) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA16 + 4HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

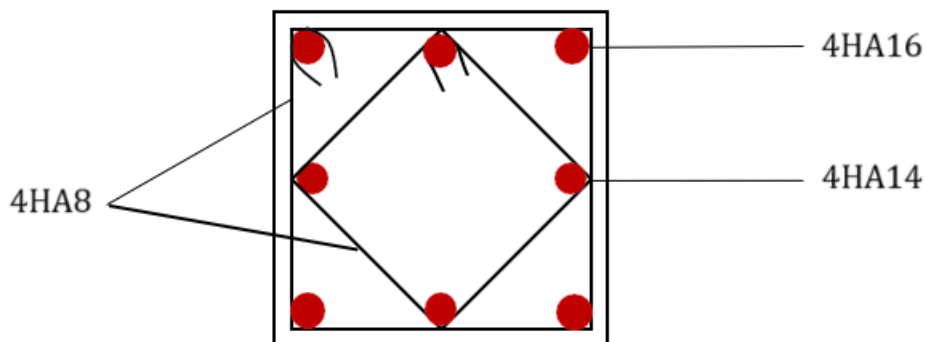


Figure. VI-1-3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40) ; (35×35).

➤ **Poteaux (30×30) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA14 + 4 HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

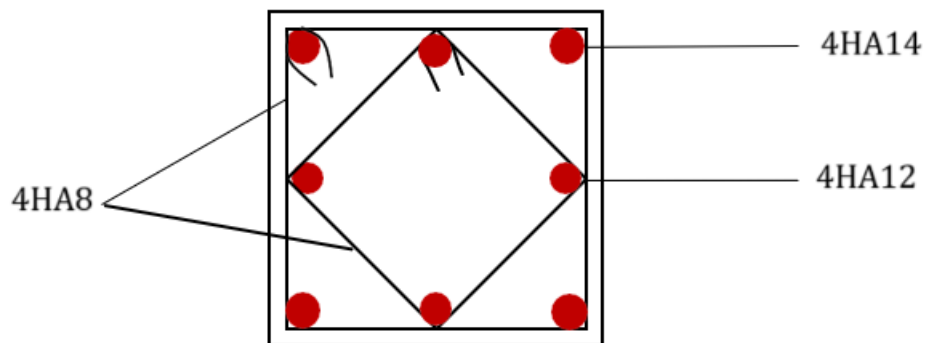


Figure VI-1-4 : Schéma de ferraillage des poteaux (30×30)

IV-2-Etude des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

❖ Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

VI -2-1-Les recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement.
- Dans notre cas la longueur de recouvrement est de  $40\emptyset$
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99/version 2003 sont rapportées dans le tableau suivant :

	$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$ Toute section	$A_{max} = 4\% \times b \times h$ Zone courante	$A_{max} = 6\% \times b \times h$ Zone de recouvrement
<b>Poutres principales</b> <b>Section (30 × 40)</b>	6 cm <sup>2</sup>	48 cm <sup>2</sup>	72 cm <sup>2</sup>
<b>Poutres secondaires</b> <b>Section (30 × 35)</b>	5.25 cm <sup>2</sup>	42 cm <sup>2</sup>	63 cm <sup>2</sup>

Tableau VI -2-1 : Sections minimale et maximales des armatures longitudinales

b) Les armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_{tmax} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \rightarrow \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone de recouvrement}$$

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- ❖ Remarque : Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

VI -2-3-Etape de calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées à l'état limite ultime (ELU) en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$A_{st}$  : Section d'acier inférieure tendue

$A_{sc}$  : Section d'acier supérieure la plus comprimée

$h$  : Hauteur de la section du béton

$b$  : Largeur de la section du béton,

$M_u$  : Moment de flexion,

$d$  : Hauteur utile  $d = h - c$ ,

$c, c'$  : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ Calcul du moment réduit «  $\mu$  »

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits :  $\mu$  et  $\mu_l$

On a deux cas :

✓ 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée  $\rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

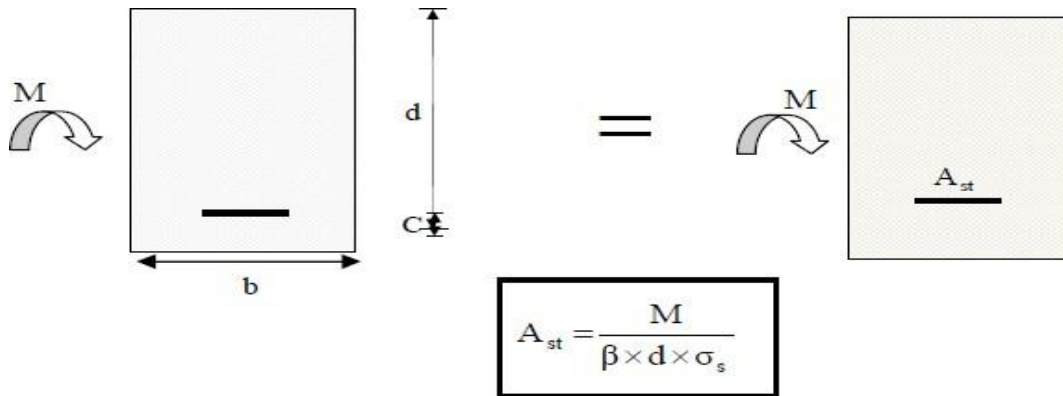


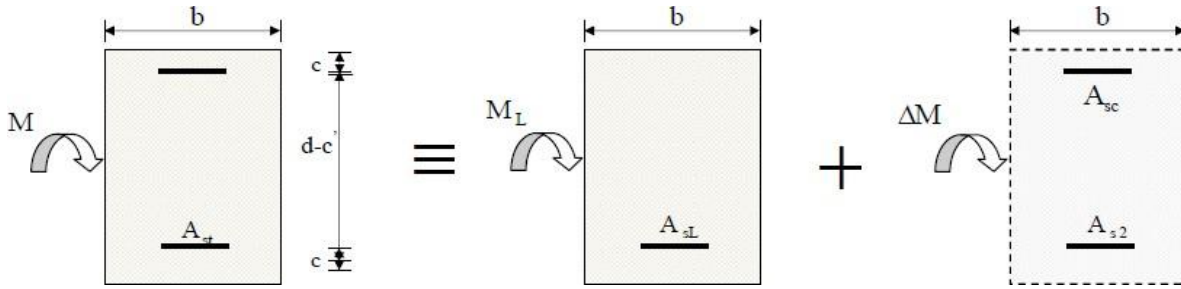
Figure VI-2-1 : section rectangulaire d'une poutre simplement armée

✓ 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est doublement armée

$$A_{st} = A_{st1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$



La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections

Figure VI-2-2 : section rectangulaire d'une poutre doublement armée

IV-2-4-Ferrillage des poutres à l'ELU :

Le ferrillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

❖ Exemple de calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principales en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.31 \times 10^2}{30 \times 37^2 \times 14.21 \times 10^{-1}} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\rightarrow A_{SC} = 0 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.051$$

✓ Calcul de  $\beta$  :

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha)$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.08) = 0.979$$

➤ Calcul de la section d'armature  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \delta_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{23.38 \times 10^2}{0.979 \times 37 \times 34.8} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

	Localisation	$M_u$	$\mu$	<i>Obs</i>	$\beta$	$A_{st}$	Ferraillage	$A_{adoptée}$
<b>Poutre principale liée aux voiles</b>	<b>Appuie</b>	-23.31	0.039	SSA	0.979	1.84	3HA14	4.62
	<b>Travée</b>	14.9	0.025	SSA	0.987	1.17	3HA14	4.62
<b>Poutre principale non liée aux voiles</b>	<b>Appuie</b>	-77.89	0.087	SSA	0.954	5.51	3HA14 + 3HA12	8.01
	<b>Travée</b>	75.85	0.13	SSA	0.93	6.33	3HA14 + 3HA12	8.01

Tableau VI-2-2 : Résumé de calcul des poutres principales (30×40)

	Localisation	$M_u$	$\mu$	$Obs$	$\beta$	$A_{st}$	Ferraillage	$A_{adoptée}$
Poutre secondaire liée aux voiles	Appuie	-117.25	0.17	SSA	0.902	10.14	3HA12 + 6HA12	10.17
	Travée	85.68	0.098	SSA	0.931	7.41	3HA12 + 6HA12	10.17
Poutre secondaire non liée aux voiles	Appuie	64.28	0.096	SSA	0.949	5.29	3HA12 + 3HA12	6.78
	Travée	37.02	0.055	SSA	0.971	2.97	3HA12	3.39

Tableau VI-2-3 : Résumé de calcul des poutres secondaires (30×35)

VI -2-5-Vérifications à l'ELU :

a) Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

**Poutres principales liée au voile :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 37 = 1.34\text{cm}^2 < A_s = 4.62\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres principale non liée au voile : :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 37 = 1.34\text{cm}^2 < A_s = 8.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaire liée au voile :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32 = 1.15\text{cm}^2 < A_s = 10.17\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires non liée au voile :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32 = 1.15\text{cm}^2 < A_s = 6.78\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	$T_{umax}$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	Observation
PP Liée aux voiles	41.2	0.37	3.33	CV
PP non Liée aux voiles	69.19	0.62	3.33	CV
PS Liée aux voiles	90.74	0.94	3.33	CV
PS non Liée aux voiles	64.69	0.67	3.33	CV

Tableau VI-2-4 : Vérification au cisaillement.

❖ Exemple de calcul :

-Poutres principales :

PP reliée aux voiles ( $T_{max} = 41.3 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{41.2 \times 10^2}{300 \times 370} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

c) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_{umax} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \times b \times a$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d$$

- Poutre principal liée aux voiles :

$$T_{umax} = 41.2 \text{ KN} < 0.4 \times 30 \times 33.3 \times \frac{2.5}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = 41.3 \text{ KN} < 666 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre principale non liée aux voiles :

$$T_{umax} = 69.19 \text{ KN} < 0.4 \times 30 \times 33.3 \times \frac{2.5}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = 69.19 \text{ KN} < 666 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire liée aux voiles :

$$T_{umax} = 90.74 \text{ KN} < 0.4 \times 30 \times 28.8 \times \frac{2.5}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = 90.74 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire non liée aux voiles :

$$T_{umax} = 64.69KN < 0.4 \times 30 \times 28.8 \times \frac{2.5}{1.5} = 480 KN$$

$$T_{umax} = 64.69KN < 480 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ pas de risque de cisaillement aux appuis.

d) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

Poutres principales liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

Poutres principales non Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 14) = 244.92 \text{ mm}$$

Poutres secondaires Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) + (6 \times \pi \times 12) = 339.12 \text{ mm}$$

Poutres secondaires non Liée aux voiles :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) + (2 \times \pi \times 12) = 226.08 \text{ mm}$$

Poutre	$T_{umax}$ (KN)	$\tau_{se}$ MPa	$\overline{\tau_{se}}$ MPa	Observation
PP Liée aux voiles	41.3	0.93	3.15	CV
PP non Liée aux voiles	49.19	0.84	3.15	CV
PS Liée aux voiles	26.98	0.92	3.15	CV
PS non Liée aux voiles	10.54	1.93	3.15	CV

Tableau VI-2-5 : l'adhérence et l'entraînement des barres

————— (Pas de risque d'entraînement des barres)

e) Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

Pour  $\varnothing_{12}$ :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing_{14}$ :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.3 \text{ cm}$

Pour l  $\varnothing_{16}$ :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_r$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

Pour  $\varnothing_{12}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 17\text{cm}$

Pour  $\varnothing_{14}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.3 = 20 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing_{16}$ :  $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.34 = 22 \text{ cm}$

f) Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \phi \mid \frac{b}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{350}{35} \mid 12 \mid \frac{250}{10} \right\rangle = \min \langle 10 \mid 12 \mid 25 \rangle$$

Soit :  $\phi_t = 10mm$

g) Espacement des armatures transversales : (RPA 99 Art 7.5.22)

- En zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$
- En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$
  
- En zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1 \right\} \Rightarrow S_t = 10cm$
- En zone courante :  $S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t = 15cm$
- ✓ Définition de la zone nodale :
  - Zone nodale :  $L' = 2 \times h$

$$L' = 2 \times 40 = 80cm$$

h) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times b \times S_t$$

	$A_{tmin}(cm^2)$		$A_{adoptée}(cm^2)$	Obs
	Zone courante $S_t(cm^2)$	Zone nodale $S_t(cm^2)$		
Poutre	1.35	0.9	2.01	CV

Tableau VI-2-6 : Armatures transversales minimales

$$\text{Soit : } A_{tmin} = 4HA8 \text{ (étrier + cadre de } \phi 8) = 2.01cm^2$$

VI -2-6-Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

➤ **Poutres principales :**

Tableau VI -2-7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales liée aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	$K$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Aux appuie	16.92	4.62	0.41	0.901	35.5	109.85	3.09	15	348	CV
En travée	10.81	4.62	0.41	0.901	35.5	70.18	1.97	15	348	CV

Tableau VI-2-8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non liée aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	$K$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
En travée	33.74	8.01	0.72	0.877	25.65	129.81	5.06	15	348	CV
Aux appuis	27.01	8.01	0.72	0.877	25.65	103.91	4.05	15	348	CV

➤ **Poutres secondaires :**

Tableau VI-2-9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires liée aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs
Aux appuie	27.57	10.17	1.05	0.858	20.21	98.73	4.88	15	348	CV
En travée	17.24	6.03	0.62	0.884	28.1	101.06	3.59	15	348	CV

Tableau VI -2-10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non liée aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs
Aux appuie	9.7	6.78	0.7	0.878	25.98	50.92	1.96	15	348	CV
En travée	6.13	3.39	0.35	0.908	39.35	62.23	1.58	15	348	CV

VI-3-Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et a des forces horizontales dues au séisme.

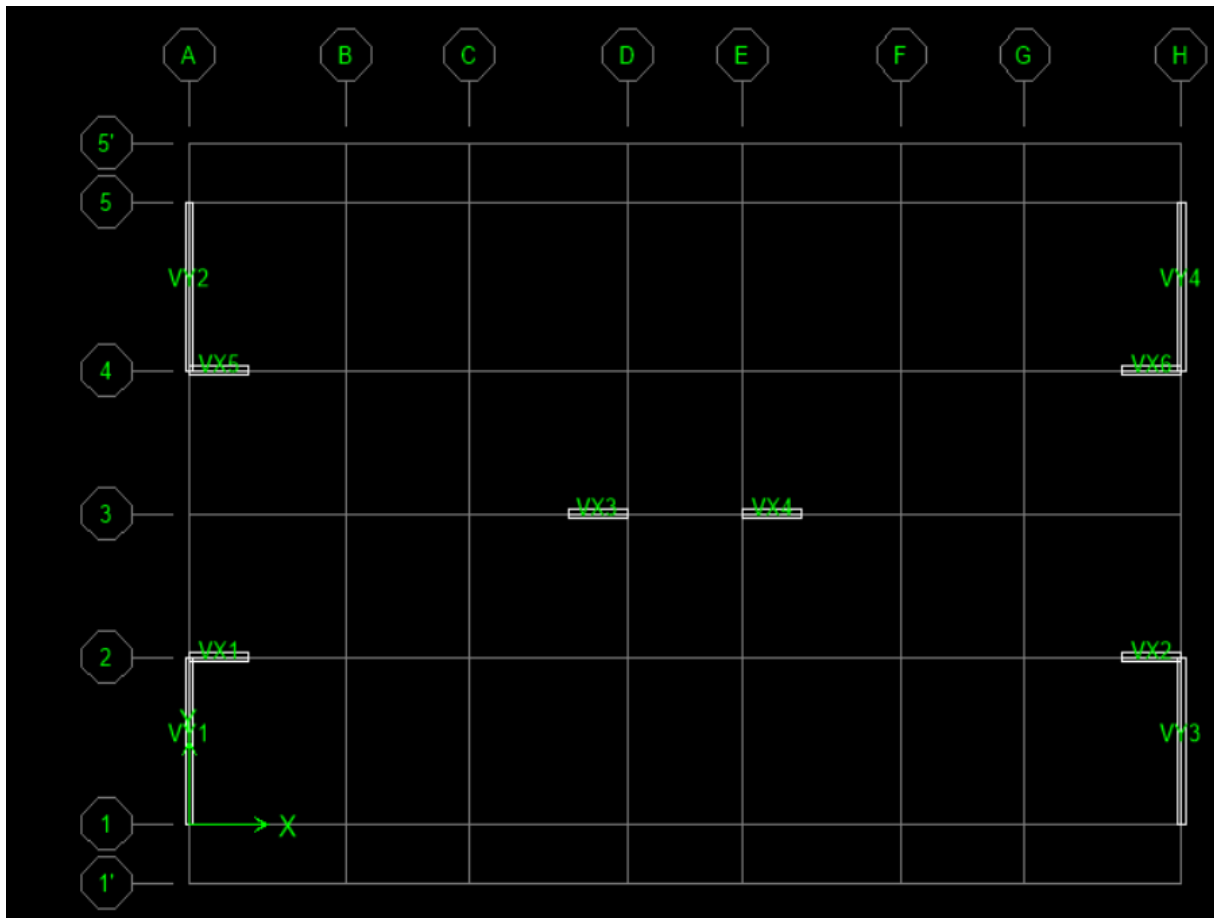
Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (02) types de voiles, voiles longitudinaux et voiles transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91
- Selon le RPA version 2003

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

➤ Exposée de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$B$  : Section du voile ;  $B = e \times L$

$L$  : La longueur de voile.

$e$  : Épaisseur de voile.

$I$  : Moment d'inertie du voile.

Vet  $V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voil}}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

**[Art7.7.4 RPA99/mod2003]**

$$d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right\}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planches du voile considéré.

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Après on aura la longueur de la zone tendue  $L_t$  tel que :  $L_t = L - L_c$

Avec :

$L$  : longueur du voile.

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

VI -3-1-Détermination des armatures :

a) Armature verticale :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normal $N_i$	Effort normal $N_{i+1}$	Section d'armature vertical $A_v$	Armature minimale $A_{min}$	Diagramme des contraintes
S.E.C $\left. \begin{matrix} \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \end{matrix} \right\} < 0$	$\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$\frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2$ $0.2\% < \frac{A_{min}}{B_c} < 0.5\%$	
S.E. T $\left. \begin{matrix} \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \end{matrix} \right\} > 0$	$\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$\frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0.002 \times B$	
S.P.C $\left. \begin{matrix} \sigma_{max} > 0 \\ \sigma_{min} < 0 \end{matrix} \right\}$	$\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$\frac{\sigma_1}{2} \times b \times e$	$\frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0.002 \times B_t$	

Tableau VI-3-1 : résumer de calcul des armatures verticales pour chaque section

Avec :

- e : épaisseur du voile
- B : Section du tronçon considérés
- d : la largeur de la bande sur laquelle se fera le ferrillage
- $\sigma_s$ : la contrainte limite de l'acier
- $f_{bc}$ : la contrainte du béton comprimé

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400 \text{ MPa ; } f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- $\sigma_{max}$ : La contrainte maximale la plus défavorable
- $\sigma_{min}$ : La contrainte minimale la plus défavorable

- Armature minimale :
- Compression simple :

$A_{min} \geq 4cm^2$  Par mètre carré de parement mesure perpendiculaire à ces armatures

$$0.2\% < \frac{A_{min}}{B_c} < 0.5\%$$

$B_c$ : Section du béton comprimé

- Traction simple :

$$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e}$$

$B_t$ : La section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{min} \geq 0.002 \times B_t$$

- b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  [RPA99 VERSION 2003 / Art .7.7.4.2].

- ◆ D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

avec :

$A_H$  : la section des armatures horizontales.

- ◆ D'après le RPA2003 :

$$A_H > 0.15\%B \text{ (Globalement dans la section du voile)}$$

$$A_H > 0.15\%B \text{ (En zone courante)}$$

Les barres horizontales doivent être disposée vers l'extérieur :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile  $\phi < \frac{1}{10} e$ .

- c) Armatures transversales

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 vs 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

- d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u$$

T : l'effort tranchant majoré a la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer

Les efforts de traction dues aux moments de renversement.

e) Armatures de poteles :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales dont la section est  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieurs à l'épaisseur du voile.

**VI -3-2-Vérification à L'ELU :**

a) Vérification des contraintes de cisaillement :

✚ D'après le BAEL :  $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : Contrainte limite de cisaillement.

$\bar{\tau}_u = \min\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\} \dots\dots\dots$  Fissuration préjudiciable

✚ D'après le RPA :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{e \times d} < \bar{\tau}_{bu} = 0.2 \times f_{c28}$

$V = 1.4V_u$

$V_u$ : Effort tranchant calculé dans la zone considérée.

$d$  : la hauteur utile.

$h$  : la hauteur totale de la section.

**VI -3-3-Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

➤ Exemple de calculs :

a) Ferraillage des armatures :

**1-Caractéristique géométrique :**

Ferraillage des voiles longitudinaux pleins : VY1

$L (m)$	$e (m)$	$B(m^2)$
3.50	0.2	0.70

**2-Sollicitations de calcul :**

✚ Zone I : La section est entièrement comprimée.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 2985 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -4789 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

**3-Largeur de la zone comprimée <<  $L_c$  >> et la zone tendue <<  $L_t$  >>:**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{3576}{3576 + 5404} \times 3.5 = 1.39m$$

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.39 = 2.11m$$

**4-Calcul de "d"**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right\} = \min \left\{ \frac{4.08 - 0.4}{2}; \frac{2}{3} \times 1.39 \right\} = 0.93m$$

Soit :  $d = 0.93m$

$$d_2 = L_t - d = 2.11 - 0.93 = 1.18m$$

**5-Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5404(2.11 - 0.93)}{2.11} = 3019.36 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times (d \times e) = \frac{5404 + 3019.36}{2} \times (0.93 \times 0.2) = 782.71 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (d_2 \times e) = \frac{3019.36}{2} \times (1.18 \times 0.2) = 363.78 \text{ KN}$$

**6-Calcul des armatures verticales :**

✓ bande 1

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{782.7}{400 \times 10^{-1}} = 19.57 \text{ cm}^2$$

✓ bande 2

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{363.78}{400 \times 10^{-1}} = 8.88 \text{ cm}^2$$

**7-Les armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u = 1.4 \times 626.09 = 876.52 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{876.52}{400 \times 10^{-1}} = 24.1 \text{ cm}^2$$

**8-Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

avec :  $B = d \times e$

$$A_{min} = \max \left( \frac{93 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 93 \times 20 \right) = 9.8 \text{ cm}^2$$

**9-Calcul des sections totales :**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.57 + \frac{24.1}{4} = 25.59 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.88 + \frac{20.07}{4} = 15.83 \text{ cm}^2$$

**10-Ferraillage adopté :**

Le ferraillage adopté est donné dans le tableau suivant : Tableau VI .3.2 : section de ferraillages adopté et l'espacements pour voile de 3.55m

	Section total	Ferraillage adopté	Espacement
bande 1	22.02 cm <sup>2</sup>	14HA16 = 28.13 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 15 cm
bande 2	14.1 cm <sup>2</sup>	14HA12 = 15.83 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 15 cm

Tableau VI-3-2 : section de ferraillages adopté et l'espacements pour voile de 3.50m

**11-Armatures horizontales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{24.12}{4} = 7.03 \text{ cm}^2$$

✓ D'après le RPa2003 :

$$A_H \geq 0.15\%B \rightarrow A_H \geq 0.0015 \times 0.7 \rightarrow A_H \geq 10.5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_H = 10.5 \text{ cm}^2$

**12-Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carre soit avec (4HA8).

B-Les vérifications :

1) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

bande 1 :

$$S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

bande 2 :

$$S_t = 15 \text{ m} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{854.76}{7000+15 \times 28.13} = 0.115 \text{ KN/cm}^2 = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification des contraintes de cisaillement :

✚ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifié 99) :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{e \times d} < \overline{\tau}_{bu} = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{626.09}{20 \times 0.93 \times 350} = 0.099 \text{ KN/cm}^2 = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ D'après le RPA :

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} < \overline{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

avec :

$$V = 1.4V_u = 1.4 \times 626.09 = 876.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{876.52}{20 \times 0.93 \times 355} = 0.139 \text{ KN/cm}^2 = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 1.39 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau VI-3-3 : Ferraillage des voiles transversales de 3.95m.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	$L(m)$	3.5	3.55	3.6	3.65	
	$e(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	
	$B(m^2)$	0.70	0.71	0.72	0.73	
Sollicitation de Calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3576	2583	1032	426
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5404	-4293	-2060	-1127
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	$V_u[KN]$		626.09	558.34	549.54	435.31
	$L_t[m]$		2.11	2.22	2.4	2.65
	$L_c[m]$		1.39	1.31	1.2	1
	$d [m]$		0.93	0.89	0.8	0.67
	$d_2 = L_t - d$		1.18	1.33	1.6	1.98
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3019.36	2571	1371.93	842.97
	$N [KN]$	$N_1$	782.71	610.24	274.89	131.58
$N_2$		355.33	341.27	219.16	166.94	
Armatures verticales	$A_V [cm^2]$	$A_{V1}$	19.57	15.26	6.87	3.29
		$A_{V2}$	8.88	8.53	5.48	4.17
	$A_{Vj} [cm^2]$		24.10	21.5	15.11	11.97
	$A_V + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right) cm^2$	$A_1 = A_{V1} + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right)$	25.59	20.63	10.65	6.28
		$A_2 = A_{V2} + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right)$	14.91	13.91	9.26	7.17
	$A_{min} [cm^2]$		9.8	9.3	8.4	6.5
	$A_{adoptée} [cm^2]$	Bonde 1	14HA16 = 28.13	14HA16=28.13	14HA16=28.13	14HA16=28.13
Bonde 2		14HA12 = 15.83	14HA12=15.83	14HA12=15.83	14HA12=15.83	

	$S_t[cm]$	Bonde1	15	15	15	15
		Bonde2	15	15	15	15
	$S_t \leq \min\{1.5 \times e; 30\text{ cm}\}$		30	30	30	30
Armatures horizontales	$A_H = 0.0015 \times B[cm^2]$ (BAEL)		10.5	10.65	10.8	10.95
	$A_H = \frac{A_v}{4}$ (RPA)		6.03	4.61	2.82	1.72
	Choix de la section (cm <sup>2</sup> )		10HA12 A = 11.30 cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30cm <sup>2</sup>
Armature transversal	$A_{tadoptée}$		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u[MPa](RPA)$	1.39	1.22	0,66	0.57
		$\tau_{bu}[MPa](BAEL)$	0.99	0.87	0.47	0.4
	ELS	$N_s [KN]$	854.76	762.19	336.99	331.17
		$\sigma_b[MPa]$	1.15	1.01	0.45	0.45

Tableau VI-3-4 : Ferraillage des voiles longitudinales de 1.5m

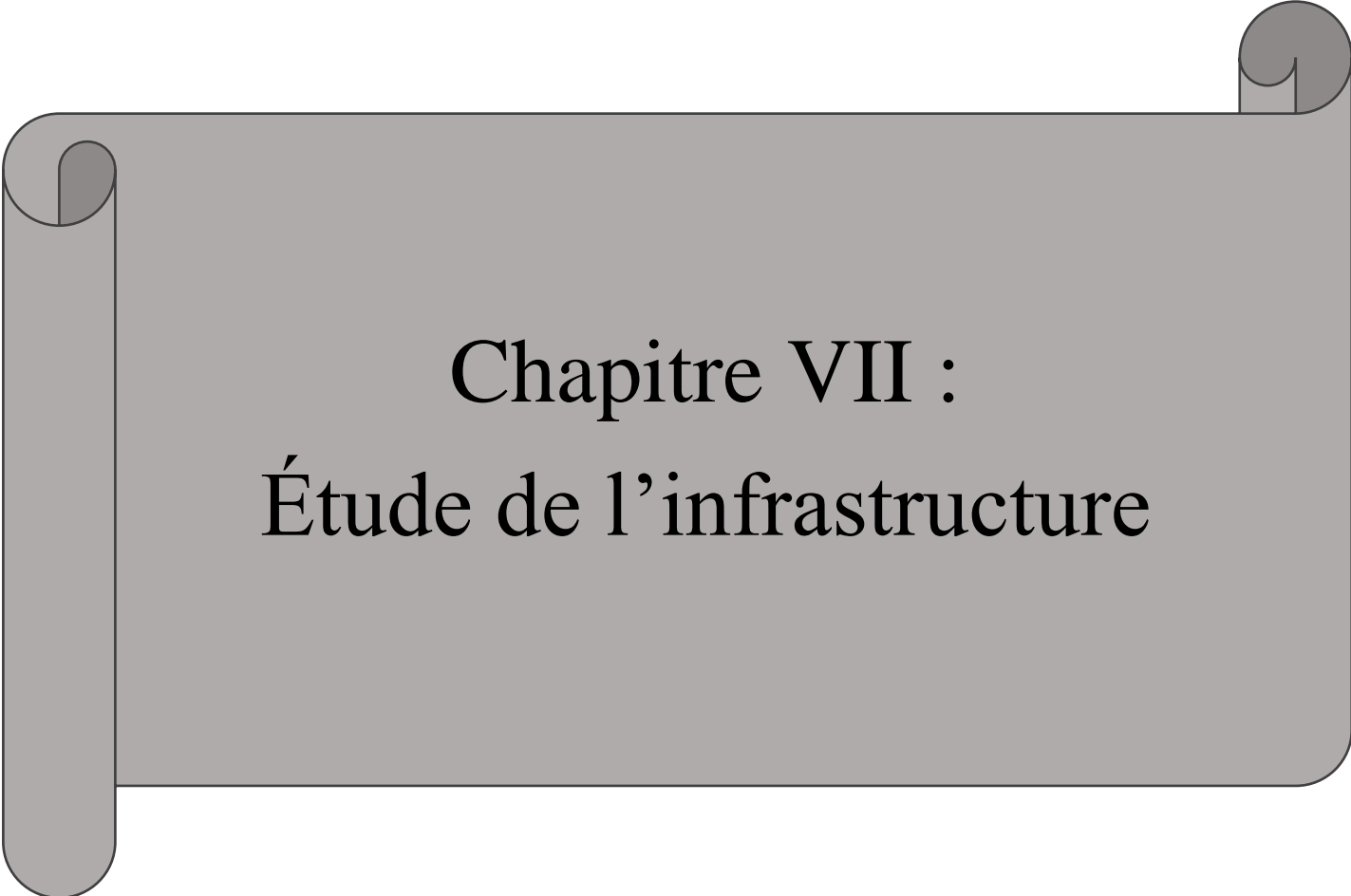
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	$L(m)$	1.28	1.3	1.33	1.35	
	$e(m)$	0,2	0,2	0,2	0.2	
	$B(m^2)$	0.255	0.26	0,265	0.27	
Sollicitation de Calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5412.53	1203	217	816
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8516.18	-3931	-2010	-1860
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	$V_u[KN]$		252.77	170.53	125	117.5
	$L_t[m]$		0.78	1	1.2	0.94
	$L_c[m]$		0.5	0.3	0,13	0.41
	$d[m]$		0.45	0.21	0.27	0.27
	$d_2$		0.33	0.79	0.66	0.66
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4907.82	3129	1865.48	1316
	$N$ [KN]	$N_1$	443.39	143.37	33.33	87.16
		$N_2$	220.48	247.91	207.07	87.37
	$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{v1}$	11.08	3.58	0.83	2.18
		$A_{v2}$	5.51	6.2	5.18	2.18
Armatures verticales	$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		9.73	6.57	4.81	4.52
	$A_v + \left(\frac{A_{vj}}{4}\right) cm^2$	$A_1 = A_{v1} + \left(\frac{A_{vj}}{4}\right)$	13.52	5.23	2.04	3.31
		$A_2 = A_{v2} + \left(\frac{A_{vj}}{4}\right)$	7.95	7.84	6.38	3.31
	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		3.5	2.1	0.9	2.9
	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	Bonde1	15.39	15.39	15.39	15.39
		Bonde 2	9.23	9.23	9.23	9.23
	Choix des barres	Bonde1	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
Bonde2		6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	

	$S_t [cm]$	Bonde1	10	10	10	10
		Bonde2	10	10	10	10
	$S_t \leq \min\{1.5 \times e; 30\text{ cm}\}$		30	30	30	30
Armatures horizontales	$A_H = 0.0015 \times B [cm^2] (RPA)$		3.82	3.9	3.975	4.05
	$A_H [cm^2] (BAEL)$		4.71	2.01	2.01	1.13
	Choix de la section (cm <sup>2</sup> )		5HA12 A = 5.65 cm <sup>2</sup>	4HA12 A = 4.52cm <sup>2</sup>	4HA12 A = 4.52cm <sup>2</sup>	4HA12 A = 4.52cm <sup>2</sup>
Armature transversal	$A_{tadoptée}$		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u [MPa]$	1.54	1.2	0,73	0.55
		$\tau_b [MPa]$	1.1	0.72	0.52	0.39
	ELS	$N_s [KN]$	563.6	505.86	333.5	240.4
		$\sigma_b [MPa]$	3.06	3.56	1.65	1.14

Tableau VI-3-5 : Ferraillage des voiles transversales de 4m.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	$L(m)$	3.55	3.6	3.65	3.7	
	$e(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	
	$B(m^2)$	0.71	0,72	0,73	0,74	
Sollicitation de Calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3676	2684	1088	385	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5270	-4143	-1960	-961	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ [KN]	629.75	570.42	413.67	327.5	
	$L_t$ [m]	2,09	2.18	2.35	2.57	
	$L_c$ [m]	1.46	1.42	1.3	1.13	
	$d$ [m]	0.97	0.94	0.87	0.75	
	$d_2$	1.12	1.24	1.48	1.81	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2819.96	2353.39	1234.61	743.31	
	Armatures verticales	$N$ [KN]	$N_1$	786.72	612.99	277.54
$N_2$			315.55	292.05	182.5	134.88
$A_V$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{V1}$	19.67	15.32	6.96	3.39
		$A_{V2}$	7.89	7.30	4.56	3.37
$A_{Vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		24.55	21.96	15.92	12.61	
$A_V + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right) cm^2$		$A_1 = A_{V1} + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right)$	25.81	20.81	10.92	6.54
		$A_2 = A_{V2} + \left(\frac{A_{Vj}}{4}\right)$	14.03	12.79	8.54	6.52
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		10.00	9.9	9.1	7.9	
$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]		Bonde1	28.13	28.13	28.13	28.13
		Bonde 2	15.83	15.83	15.83	15.83

	Choix des barres	Bonde1	14HA16	14HA16	14HA16	14HA16
		Bonde2	14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	$S_t [cm^2]$	Bonde1	15	15	15	15
		Bonde2	15	15	15	15
	$S_t \leq \min\{1.5 \times e; 30 \text{ cm}\}$		30	30	30	30
Armatures horizontales	$A_H = 0.0015 \times B [cm^2] (RPA)$		10.65	10.8	10.95	11.1
	$A_H [cm^2] (BAEL)$		6.04	4.61	2.285	2.26
	Choix de la section (cm <sup>2</sup> )		10HA12 A = 11.30 cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30 cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30 cm <sup>2</sup>	10HA12 A = 11.30 cm <sup>2</sup>
Armature transversal	$A_{tadoptée}$		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u [MPa]$	1.39	1.23	0,88	0.68
		$\tau_b [MPa]$	0.99	0.88	0.62	0.49
	ELS	$N_s [KN]$	827.09	730.06	458.2	320.64
		$\sigma_b [MPa]$	1.1	1.00	0.62	0.43



Chapitre VII :  
Étude de l'infrastructure

VII-1-INTRUCTION :

L'étude de l'infrastructure est l'une des étapes les plus importantes dans le calcul d'un ouvrage. Les fondations constituent un organisme de transition entre les efforts provenant des éléments porteurs de la superstructure et le sol. Cette transmission des charges se fait soit directement (cas des semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux) Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations doivent assurer donc deux fonctions fondamentales :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- Les radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

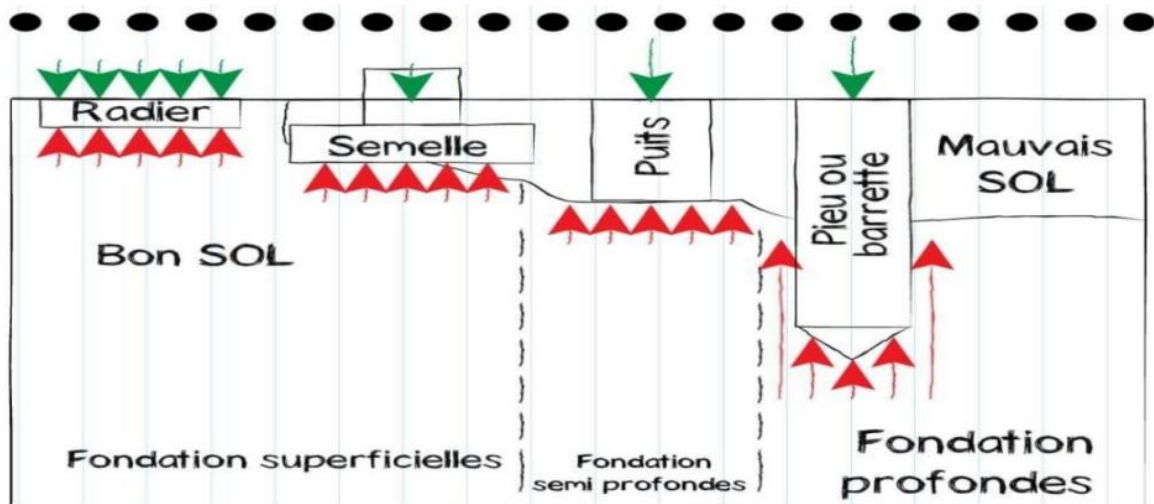


Figure VII-1 : Types de fondation

VII-2-Etude géotechnique du sol :

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que :

- La contrainte admissible du sol est  $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

- ✓ La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

La fissuration est préjudiciable.

VII-4-Le choix de fondation

VII-4-1-prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 804.96 KN$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$$

➤ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carrée)}$$

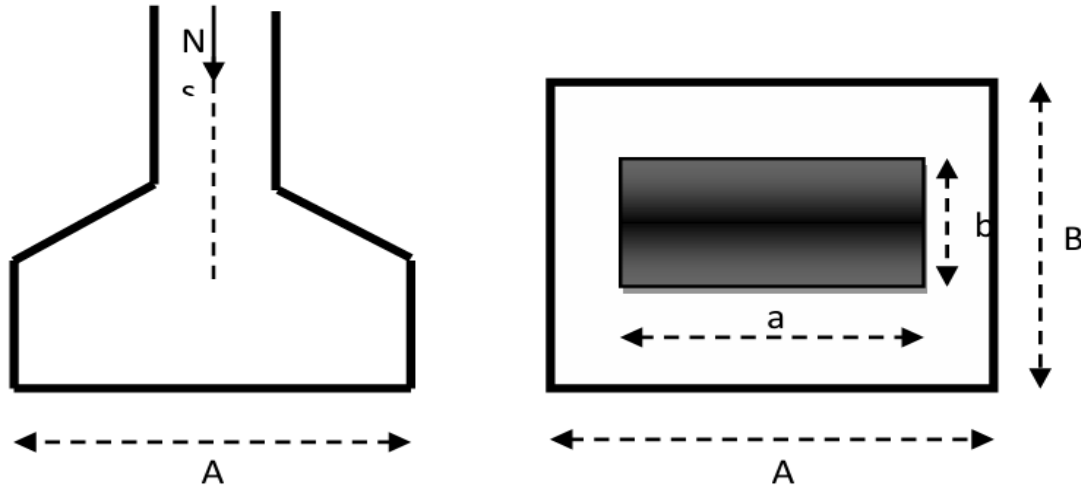


Figure VII-2 : prédimensionnement d'une fondation

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{804.96}{200}} = 2.2m$$

On aura donc :  $A = B = 2.5m$

❖ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

VII-4-2-Semelles filantes :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file des nœuds les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Nœuds	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_s \times e_i(KN.m)$
8	593.94	2.664	7.17	4258.54
11	804.96	-2.166	3.17	2551.72
17	381.48	0.96	-0.23	-87.74
32	778.57	0.382	-3.63	-2826.20
33	655.34	-4.526	-7.58	-4967.47
$\Sigma$	3214.29	-2.686		-1071.15

Tableau VII-1 : Résultante des charges à l'ELS.

○ Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \Sigma N_i = 3214.29KN$

➤ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

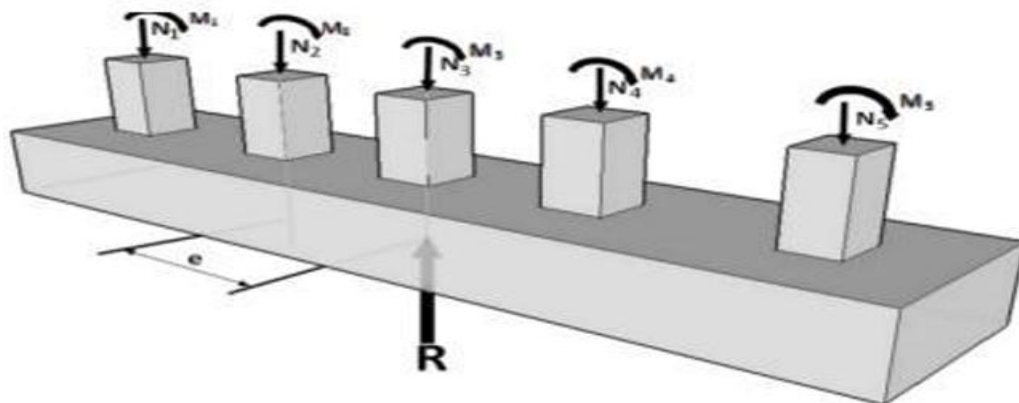


Figure VIII-3 : schéma représentatif d'une semelle filante.

$$e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{-1071.15 - 2.68}{3214.29} = -0.33$$

$$e = -0.33m$$

➤ Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$\text{On a : } e = 0.33 \leq \frac{L}{6} = \frac{15.15}{6} = 2.52m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L}\right) = 184.43KN/ml$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + 6 \frac{e}{L} \right) = 239.16 \text{KN/ml}$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{3216.74}{15.15} \left( 1 + 3 \frac{0.27}{15.15} \right) = 226.02 \text{KN/ml}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{231.24}{200} = 1.13 \text{m}$$

Donc on opte pour :  $B = 1.4 \text{m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S = S \times n$

$n$ : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S = 8 \times 1.4 \times 15.15 = 169.68 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 169.68 + 24.94$$

$$S_t = 194.62 \text{m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{batiment} = 25.4 \times 15.15 = 384.81 \text{ m}^2$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} \times 100 = 42.7\%$$

$$S_t < 50\% S_{bat}$$

❖ Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle est inférieure à 50% de la surface totale de notre bâtiment. Donc nous allons opter pour des semelles filantes.

➤ Dimensionnement de la semelle :

Épaisseur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :  $B$ : largeur de la semelle

$b$ : côté du Poteau

$$h_s \geq \frac{140-45}{4} + 5$$

$$h_s \geq 28.75 \text{cm}$$

On adopte une épaisseur de :  $h_s = 30 \text{cm}$

$$L = 400\text{cm} ; B = 140\text{cm} ; h_s = 30\text{cm}$$

VII-4-3-Calcul de la poutre de rigidité :

➤ Calcul de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{400}{9} \leq h_p \leq \frac{400}{6} \rightarrow 44.44 \leq h_p \leq 66.66$$

Soit :  $h_p = 65\text{cm}$

➤ Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow \frac{1}{3} \times 65 \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times 65 \rightarrow 21.66 \leq b_p \leq 43.33$$

Soit :  $b_p = 45\text{cm}$

➤ Calcul du ferrailage :

Poteaux	$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN.m})$	$e_i(\text{m})$	$N_u \times e_i(\text{KN.m})$
8	808.18	3.62	7.17	5794.6506
11	1098.44	-3.029	3.17	3482.0548
17	522.51	1.305	-0.23	-120.1773
32	1062.52	0.512	-3.63	-3856.9476
33	896.67	-6.276	-7.58	-6796.7586
$\Sigma$	4388.32	-3.868		-1497.1781

Tableau VII-2 : Résultante des charges à l'ELU.

➤ Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 4388.32 \text{ KN}$$

➤ Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1497.14 - 3.86}{4388.32} = -0.34$$

$e = -0.34\text{m}$

➤ Détermination de la distribution de la réaction par mètre linéaire :

On a :  $e = 0.34 \leq \frac{L}{6} = \frac{15.15}{6} = 2.52\text{m} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{4388.32}{15.15} \left(1 - 6 \frac{0.34}{15.15}\right) = 250.65\text{KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{4388.32}{15.15} \left(1 + 6 \frac{0.34}{15.15}\right) = 328.66\text{KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + 3\frac{e}{L}\right) = \frac{4388.32}{15.15}\left(1 + 3\frac{0.34}{15.15}\right) = 309.15\text{KN/ml}$$

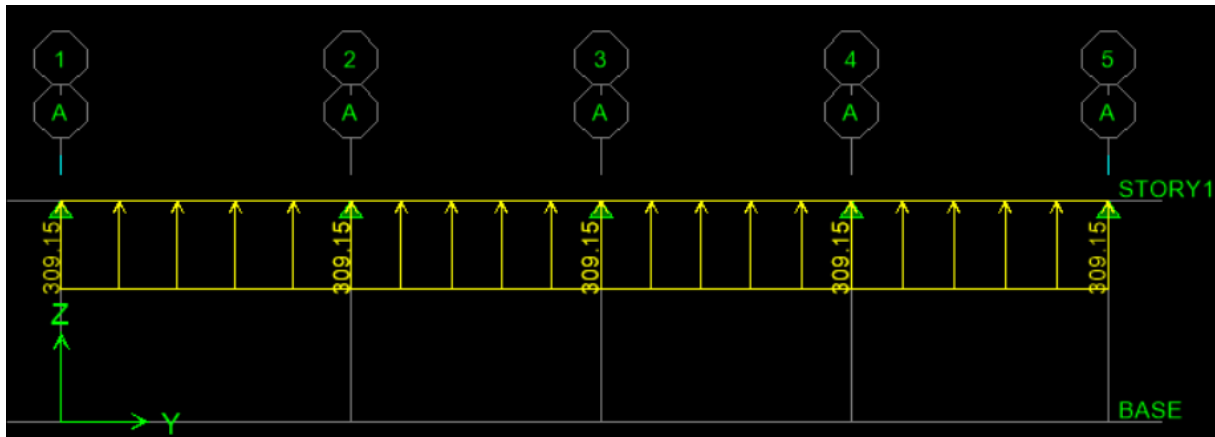


Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

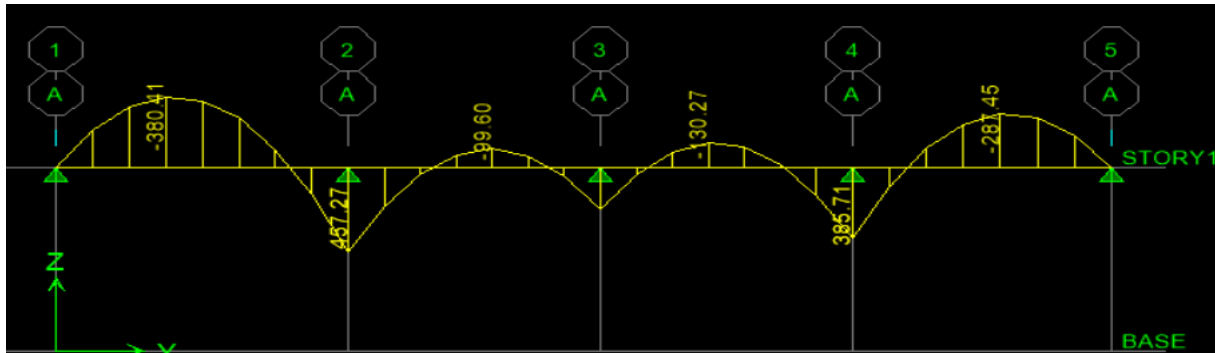


Figure VII-5 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU

➤ Les armatures longitudinales :

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \delta_{st}}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

Avec :

$$b = 45\text{cm}$$

$$c = c' = 5\text{cm}$$

$$h = 65\text{cm}$$

$$d = h - c = 60 - 5 = 60\text{cm}$$

Localisation	Moments <i>KN.m</i>	M	$\beta$	$A_{st}$ <i>cm<sup>2</sup></i>	Ferraillage	$A_{adop}$ <i>cm<sup>2</sup></i>
Appuis	457.27	0.198	0.888	24.65	4HA20+4HA20	25.12
Travées	380.41	0.165	0.909	20.04	4HA20+4HA20	25.12

Tableau VII-3 : Ferraillage de la poutre de rigidité

➤ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \phi \mid \frac{b}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{650}{35} \mid 16 \mid \frac{450}{10} \right\rangle = \min \langle 17.14 \mid 16 \mid 45 \rangle$$

Soit :  $\phi_t = 10mm$

Donc le choix adopté est le suivant : HA10

Soit :  $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales : (RPA 99 Art 7.5.22)

En zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$

En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- En zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{65}{4}; 12 * 1 \right\} = 12cm \Rightarrow S_t = 10cm$
- En zone courante :  $S_t \leq \frac{65}{2} \Rightarrow S_t = 20cm$

➤ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times b \times S_t$$

	$A_{tmin}(cm^2)$		$A_{adoptée}(cm^2)$	Obs
	Zone courante $S_t = 20(cm^2)$	Zone nodale $S_t = 10(cm^2)$		
Poutre de rigidité	2.7	1.35	3.14	CV

Tableau VII-4 : Armatures transversales minimales

VII-4-4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

On a :  $A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :  $A_a = 24.65 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée
- En travées :  $A_t = 20.04 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

✓ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{380.41 \times 10^3}{450 \times 600} = 1.4 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-4-5-Vérifications à l'ELS :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A.\beta.d}$$

$$\rho = \frac{100A}{b.d}$$

On a  $q_s = 226.02KN/m$

A l'aide de logiciel ETABS on détermine les moments dus à  $q_s$

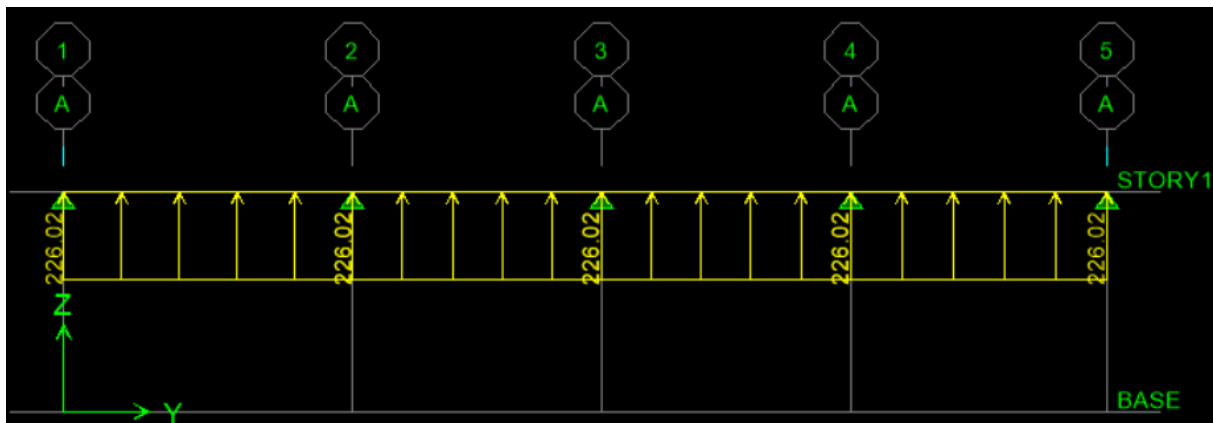


Figure VII-6 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELS

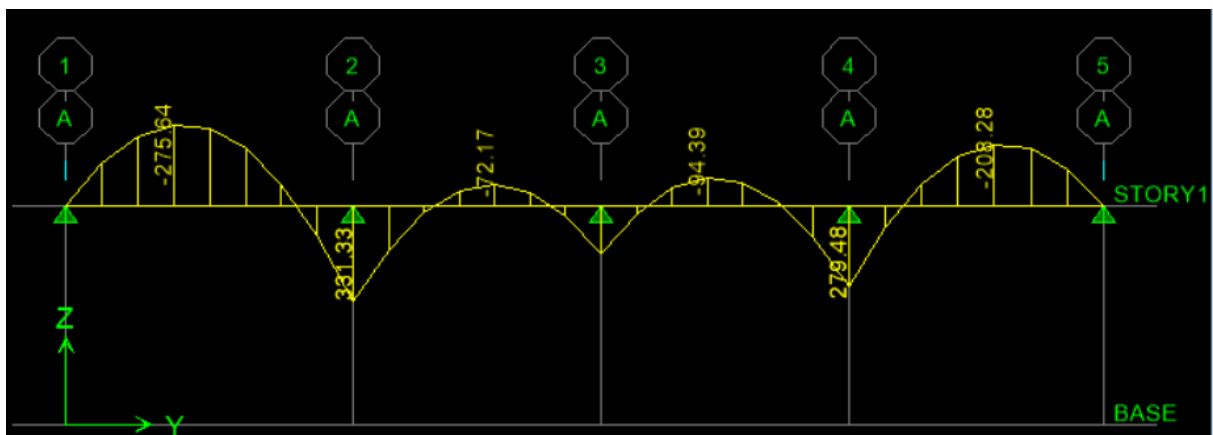


Figure VII-7 : Diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELS

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Aux appuie	-331.33	25.12	0.93	0.864	21.76	177.64	8.16	15	348	CV
En travée	-275.64	25.12	0.93	0.864	21.76	211.66	9.72	15	348	CV

Tableau VII-5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la poutre de rigidité

VII-4-6 : Ferrailage de la semelle filante :

✓ Armatures principales :

Le calcul des armatures principales se fera avec la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1098.44 \times (140 - 45)}{8 \times 25 \times 348 \times 10^{-1}}$$

$$A_{st} = 14.99 \text{ cm}^2$$

On prend une section de : 4HA16+4HA16=16.08cm<sup>2</sup>

Avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

On prend une section de : 3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>

Avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

VII-4-7 : Ferrailage des longrines :

a) Le rôle des longrines :

Les longrines servent de chaînage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale à :

$$F \geq \frac{N}{\alpha}$$

N : la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha$ : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

Site  $S_3$  }  
 Zone II }

b) Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines d'après le RPA99 (Art 10.1.1) sont :

(25 × 30): Site de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

(30 × 30): Site de catégorie  $S_4$

On adopte pour notre cas une section de (30 × 35):

c) Armatures longitudinales

$$N_u = 961.18 \text{KN}$$

$$\alpha = 12 \text{ ( Zone IIa ; Site 3)}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{961.18}{12} = 80.09 \text{KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{80.09}{34.8} = 2.3 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{min} = 0.006 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 6.3 \text{cm}^2$$

$$A = 6.78 \text{cm}^2 > A_{min} = 6.3 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \phi \mid \frac{b}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{350}{35} \mid 12 \mid \frac{300}{10} \right\rangle = \min \langle 10 \mid 12 \mid 30 \rangle$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{mm}$$

Donc le choix adopté est le suivant : HA8

Espacement des cadres :

Selon le RPA99 version 2003, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min \{20; 15\phi_t\} \rightarrow S_t \leq \min \{20; 15 \times 1.2\} \rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

❖ Conclusion :

a) Semelle filante :

○ Dimensionnement :

$$B = 140cm$$

$$h_s = 30cm$$

▪ Ferraillage :

Armatures longitudinales :  $4HA16+4HA16=16.08cm^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 15cm$

Armatures de répartition :  $3HA14= 4.62cm^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 15cm$

b) Poutre de rigidité :

○ Dimensionnement :

$$b = 45cm$$

$$c = c' = 5cm$$

$$h = 65cm$$

▪ Ferraillage :

Aux appuis :  $4HA20+4HA20 = 25.12 cm^2$

En travées :  $4HA20+4HA20= 25.12cm^2$

avec :

Un espacement de 10cm en zone nodale

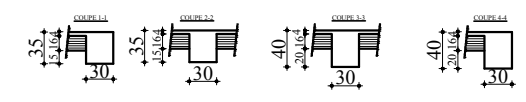
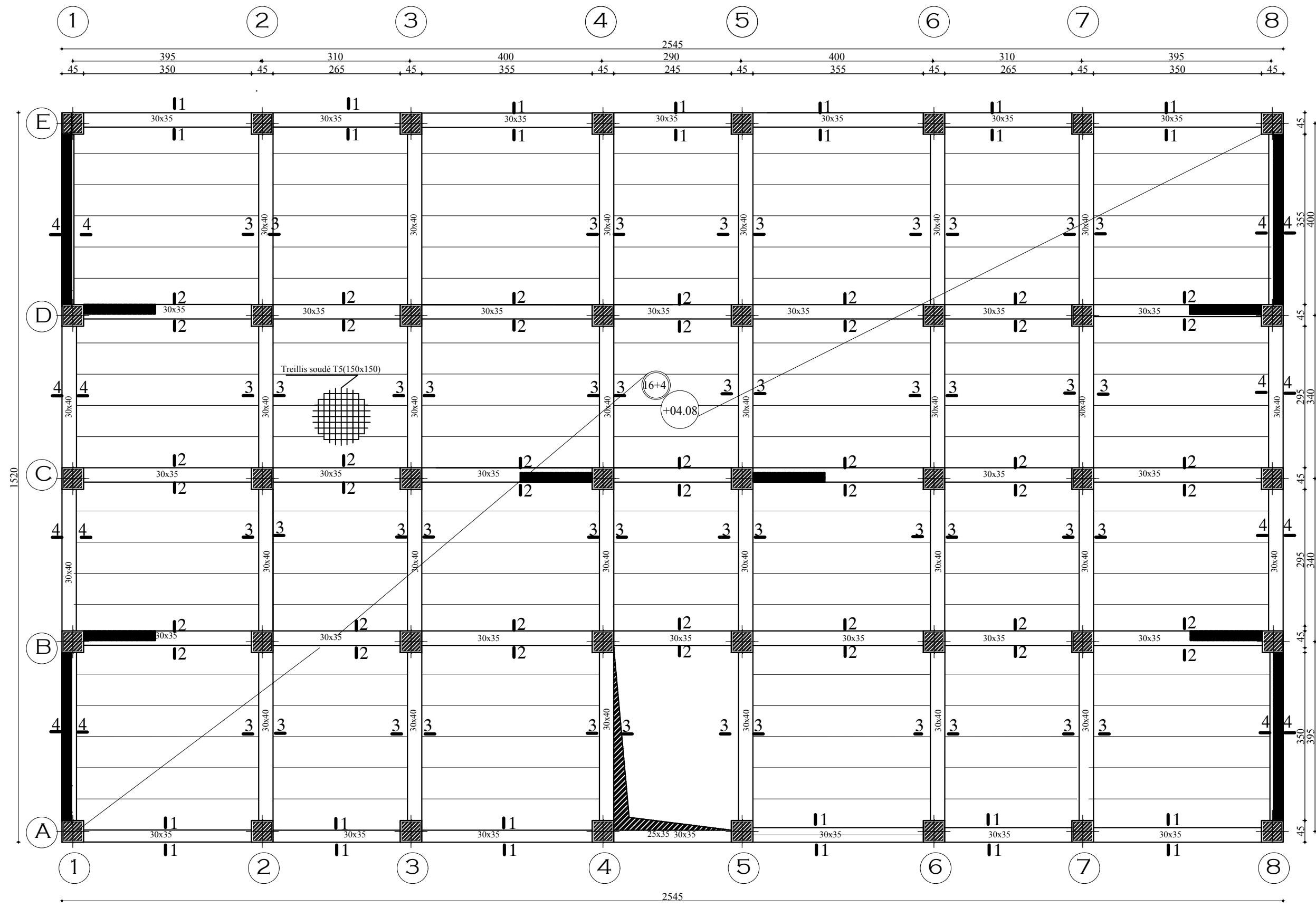
Un espacement de 20cm en zone courante

c) Ferraillage des longrines :

Armatures longitudinales :  $6HA12 = 6.78cm^2$  ; avec un espacement de 15cm



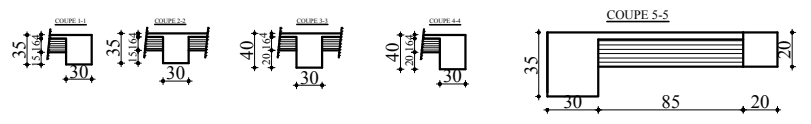
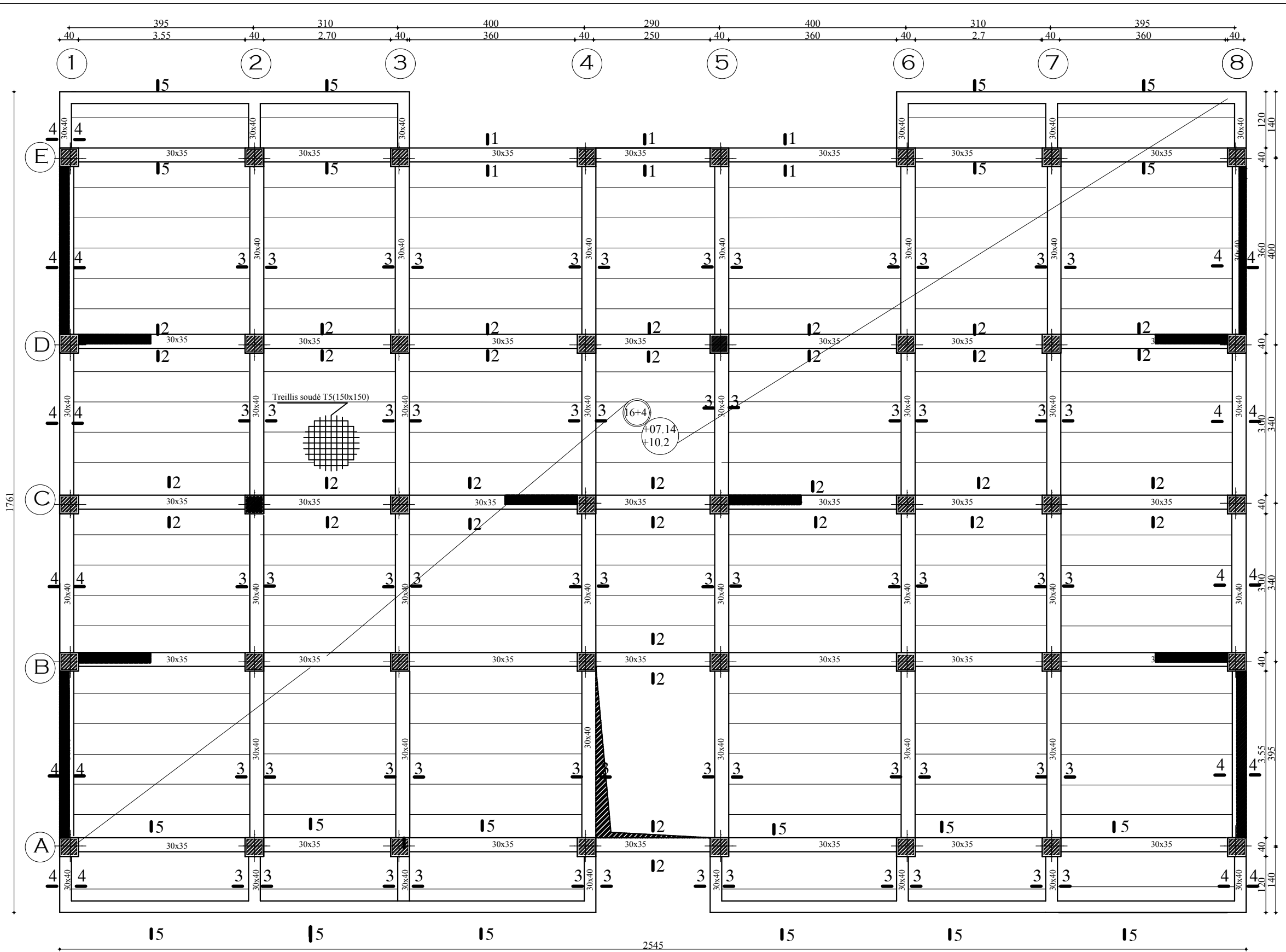
Plans de coffrages



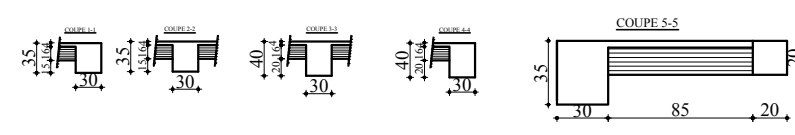
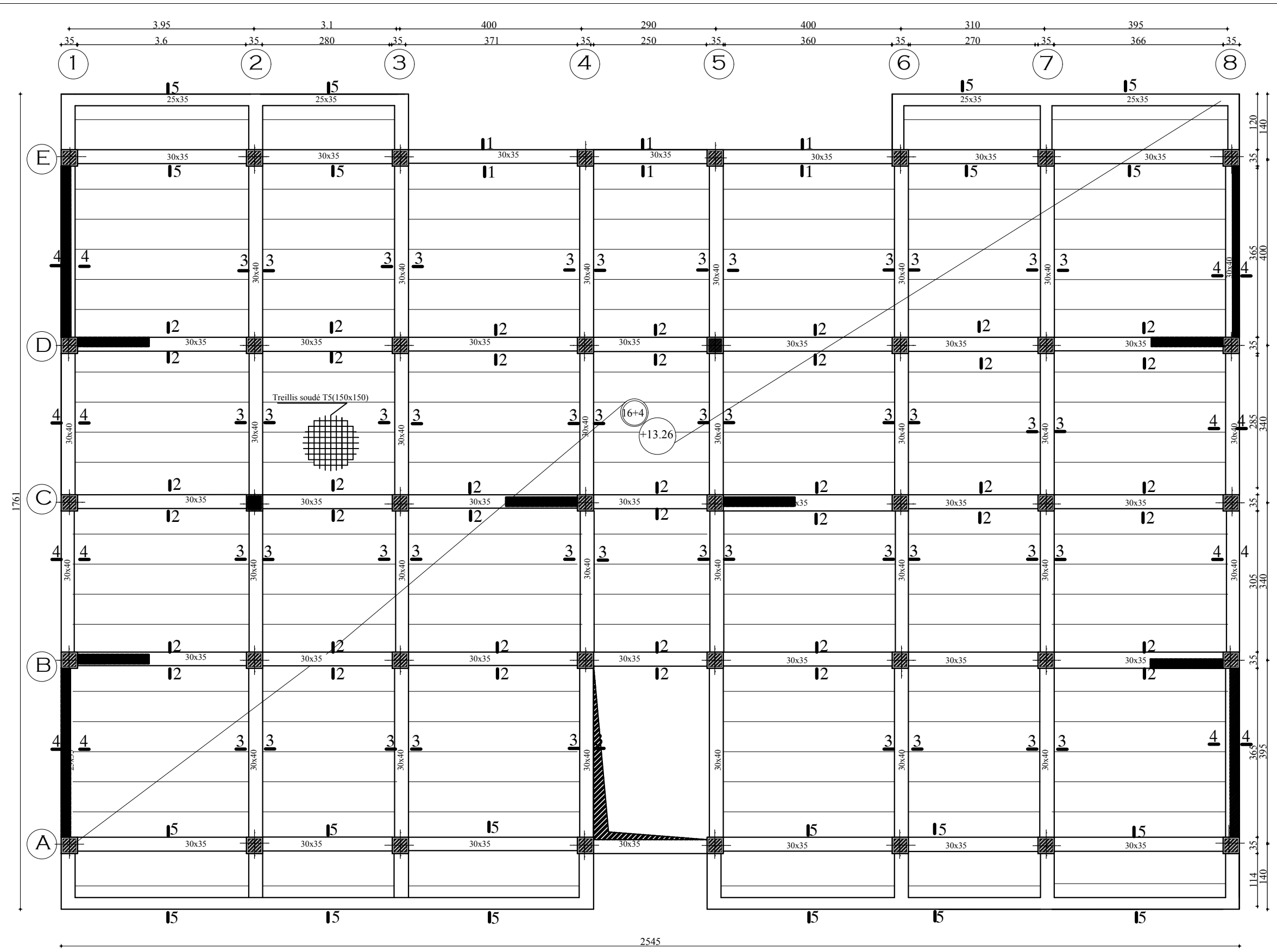
**UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Genie De La Construction**  
**Departement De Genie Civil**

Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial

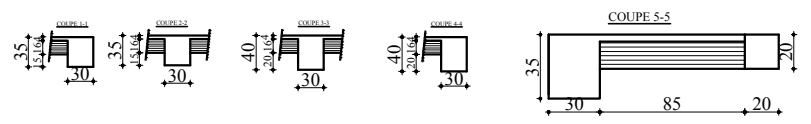
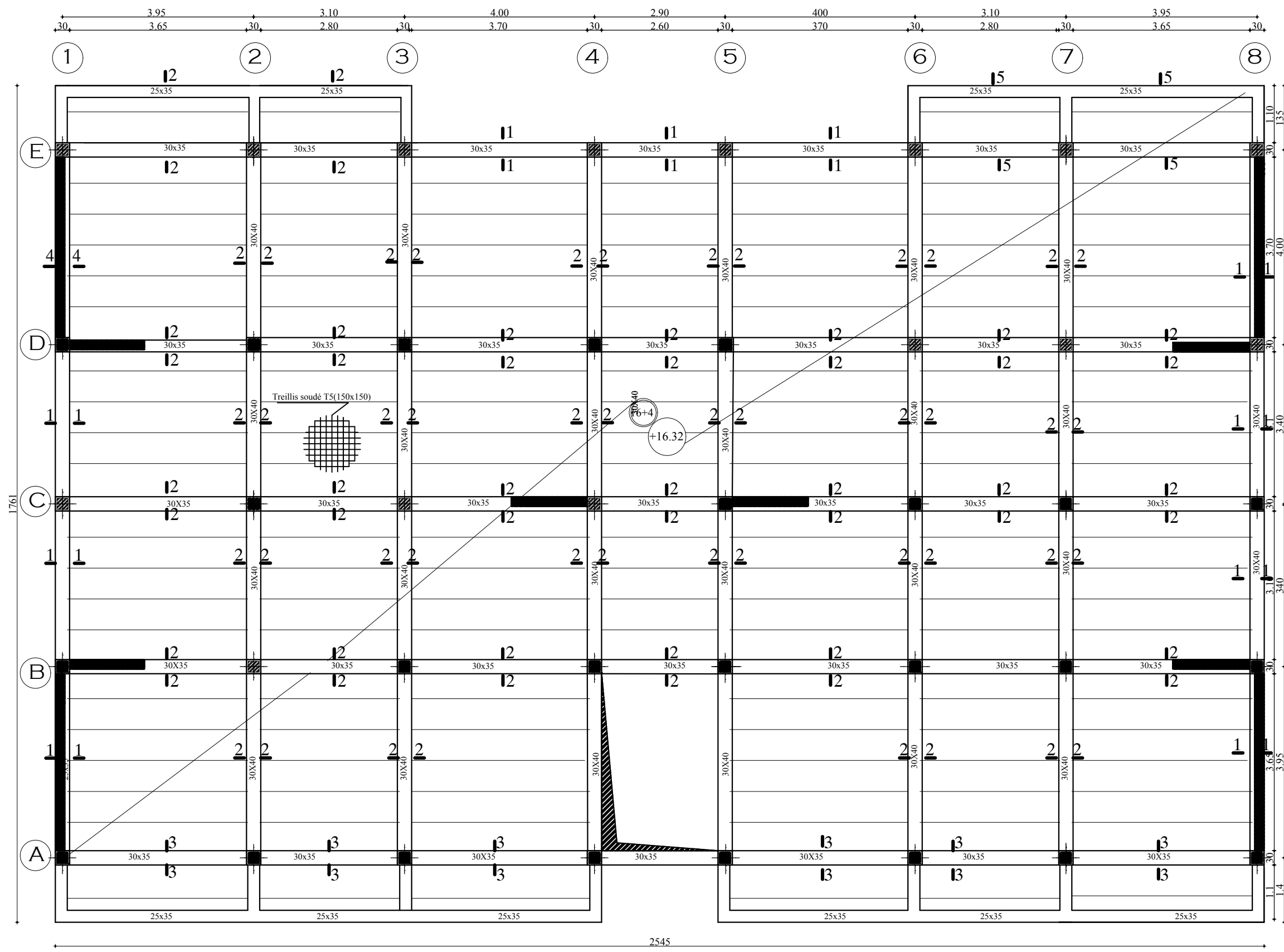
<b>Encadré par :</b> Mme Si Ahmed <b>Etudié par :</b> Mohamed lalaoui	<b>Titre :</b> Plan de Coffrage Rez De Chaussée	<b>Plan N : 02</b> <b>Echelle: 1/ 50</b> <b>Promotion : 2024/2025</b>
--	--	---



<b>UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI OUZOU</b> <b>Faculté De Genie De La Construction</b> <b>Departement De Genie Civil</b>		
Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial		
<b>Encadré par :</b> Mme Si Ahmed <b>Etudié par :</b> Mohamed lalaoui	<b>Titre :</b> Plan de coffrage Niv:+3.06 et +6.12	<b>Plan N : 03</b> <b>Echelle: 1/ 50</b> <b>Promotion : 2024/2025</b>



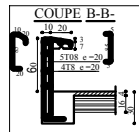
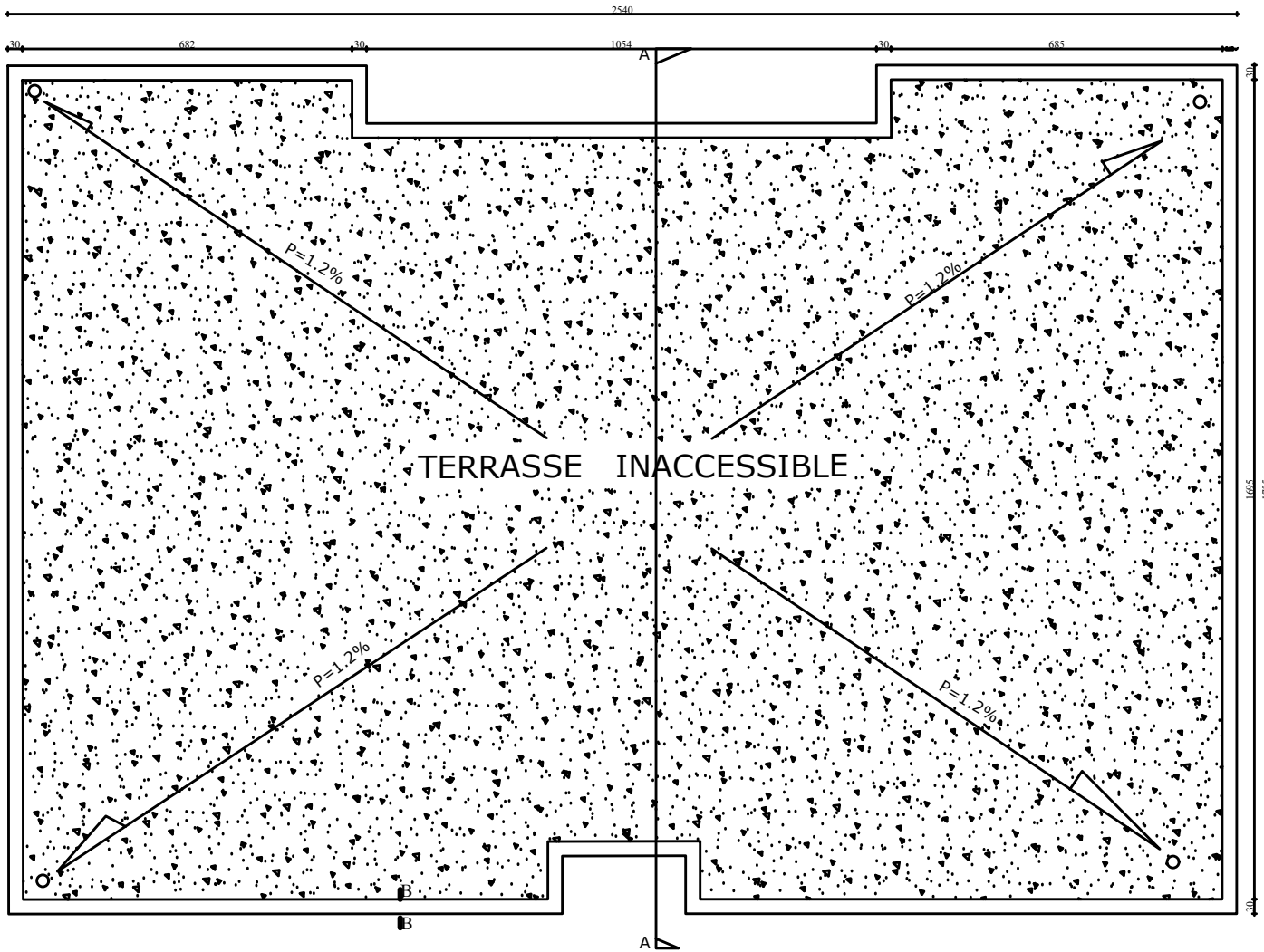
<b>UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI OUZOU</b>		
<b>Faculté De Genie De La Construction</b>		
<b>Departement De Genie Civil</b>		
Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial		
<b>Encadré par :</b> Mme Si Ahmed <b>Etudié par :</b> Mohamed lalaoui	<b>Titre :</b> Plan de coffrage Niv:+13.26	<b>Plan N :04</b> <b>Echelle: 1/ 50</b> <b>Promotion : 2024/2025</b>



**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Genie De La Construction**  
**Departement De Genie Civil**

Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial

<b>Encadré par :</b> Mme Si Ahmed <b>Etudié par :</b> Mohamed lalaoui	<b>Titre :</b> Plan de coffrage Niv:+16.32	<b>Plan N : 05</b> <b>Echelle: 1/ 50</b> <b>Promotion : 2024/2025</b>
--	---	---



**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Genie De La Construction  
 Département De Genie Civil

Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial

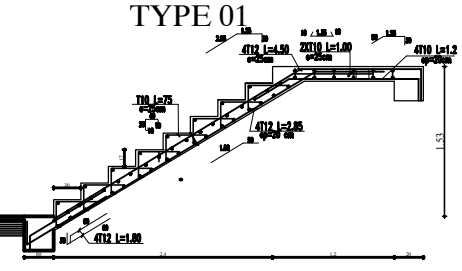
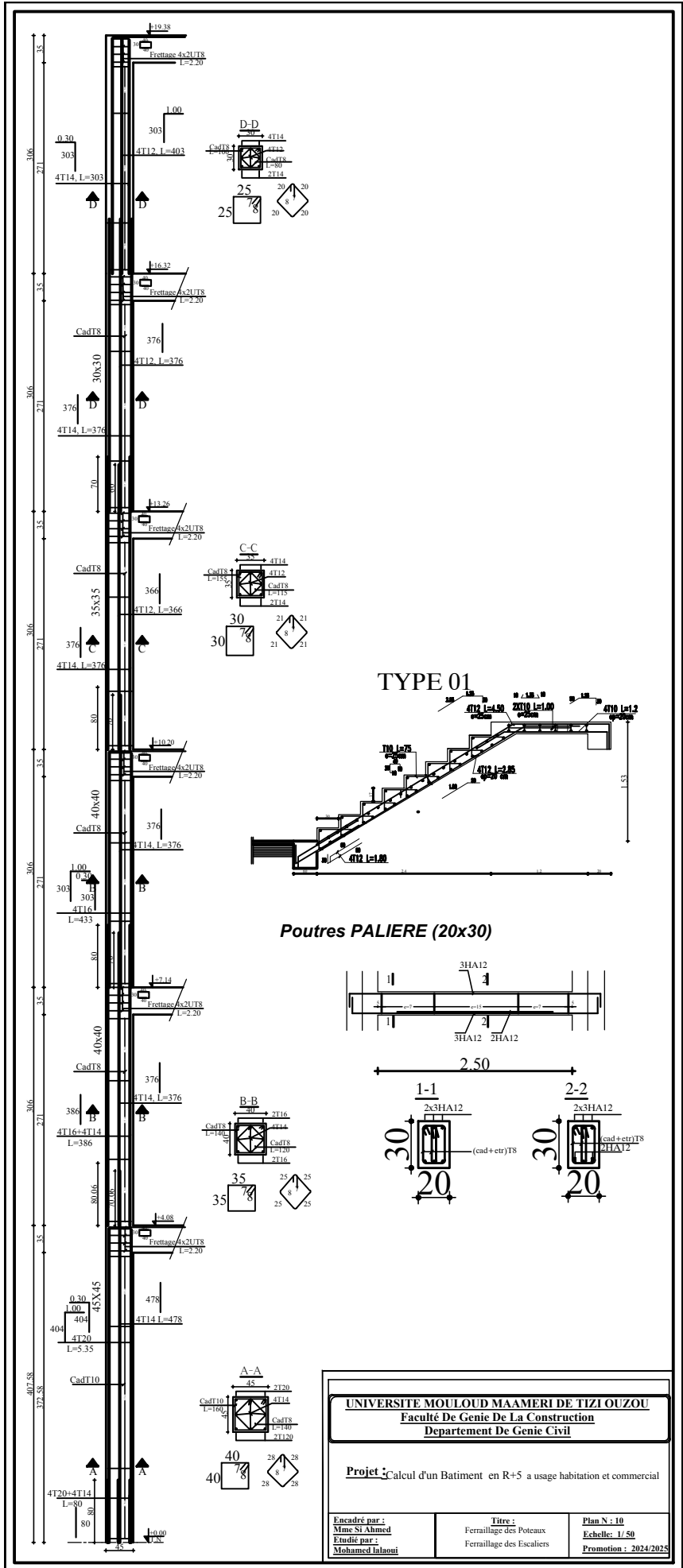
Encadré par :  
 Mme Si Ahmed  
 Etudié par :  
 Mohamed lalaoui

Titre :  
 PLAN DE TOITURE

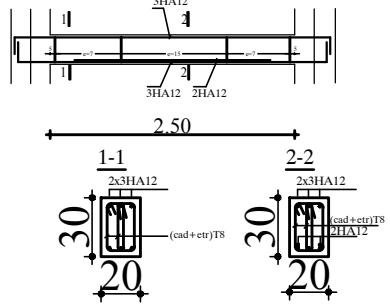
Plan N : 06  
 Echelle: 1/ 50  
 Promotion : 2024/2025



# Plans de ferrailages



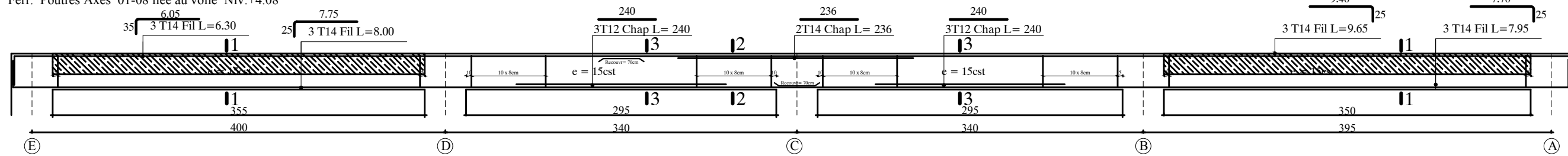
**Poutres PALIERE (20x30)**



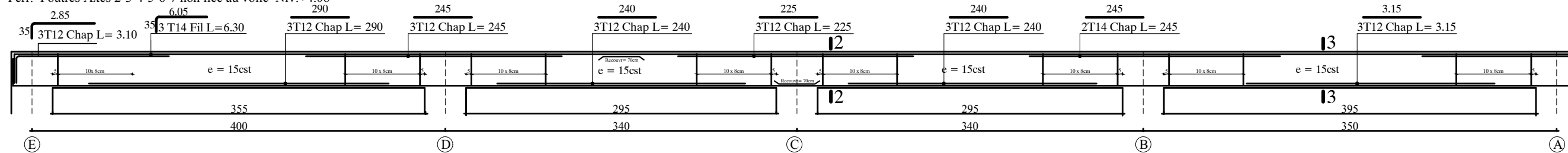
<b>UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI OUZOU</b>		
<b>Faculté De Genie De La Construction</b>		
<b>Departement De Genie Civil</b>		
<b>Projet : Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial</b>		
Encadré par : Mme Si Ahmed	Titre : Ferrailage des Poteaux	Plan N : 10
Etudié par : Mohamed Jalaoui	Ferrailage des Escaliers	Echelle: 1/50
		Promotion : 2024/2025

FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

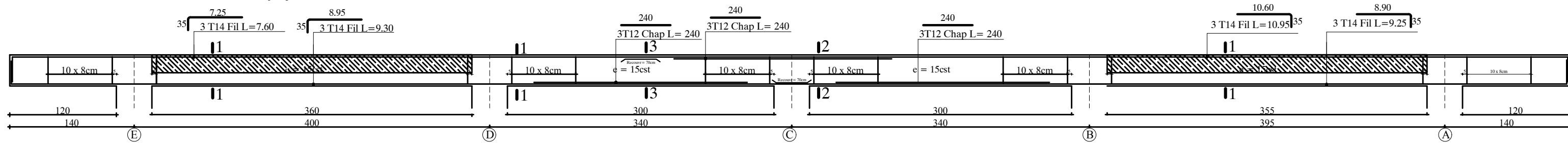
Ferr. Poutres Axes 01-08 liée au voile Niv:+4.08



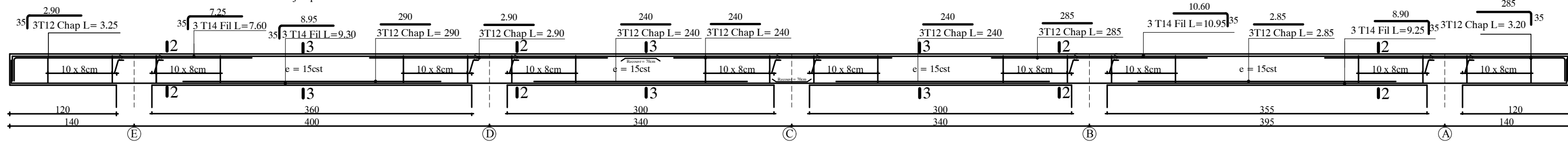
Ferr. Poutres Axes 2-3-4-5-6-7 non liée au voile Niv:+4.08



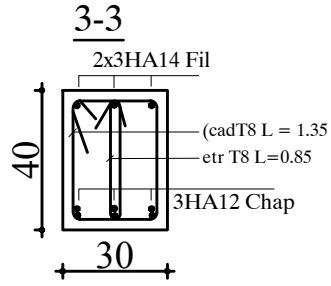
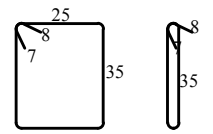
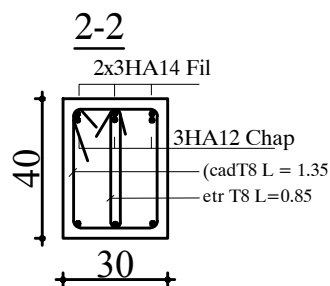
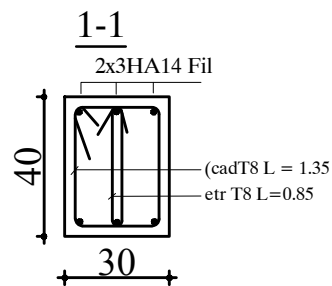
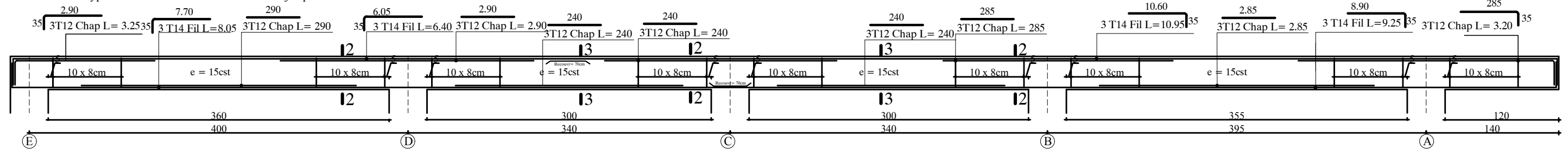
Ferr. Poutres Axes 01-08 liées aux voiles Niv:+07.14 jusqu'au+19.38



Ferr. Poutres Axes 2-3-6-7 non liées aux voiles Niv:+07.14 jusqu'au+19.38



Ferr. Poutres type 02 non liées aux voiles Niv:+07.14 jusqu'au+19.38



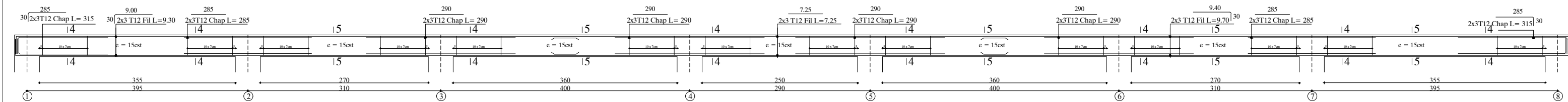
UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Genie De La Construction  
Departement De Genie Civil

Projet : Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial

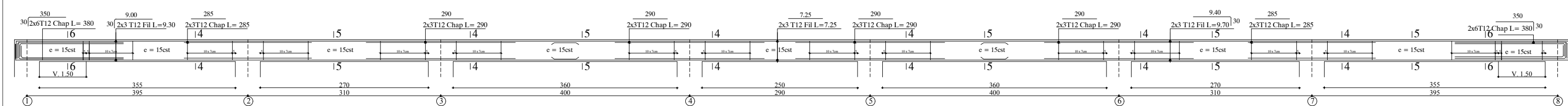
Encadré par : Mme Si Ahmed	Titre : Ferrailage des Poutres Principales	Plan N : 08
Etudié par : Mohamed lalaoui		Echelle: 1/ 50
		Promotion : 2024/2025

**FERAILLAGE DES POURES SECONDAIRES**

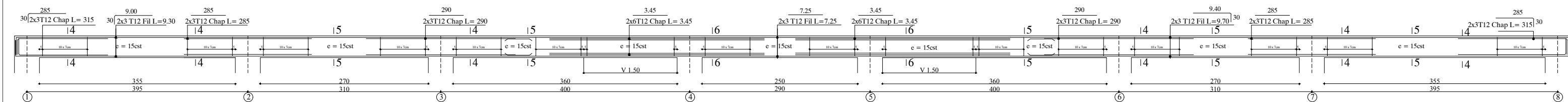
**Ferr. Poutres Axes A-E Niv:+4.08 jusqu'au +19.38**



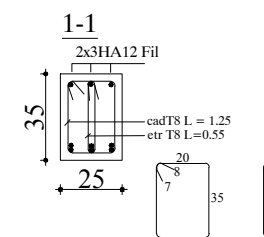
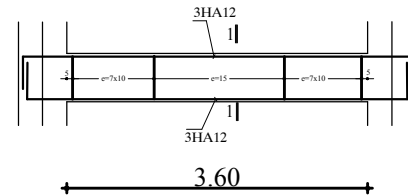
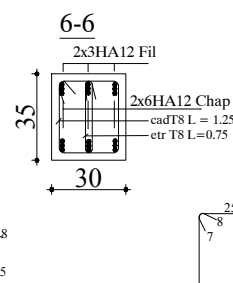
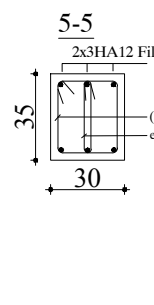
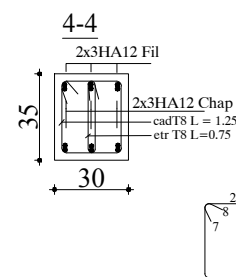
**Ferr. Poutres Axes B-D Niv:+4.08 jusqu'au +19.38**



**Ferr. Poutres Axe C Niv:+4.08 jusqu'au +19.38**

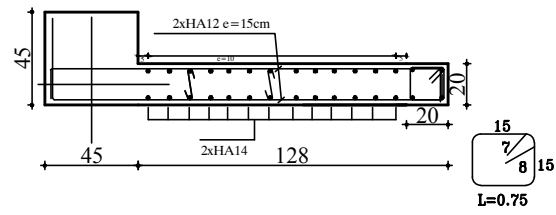


**Poutres chaînages (25x35)**

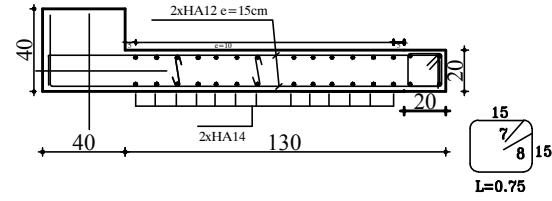


<b>UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI OUZOU</b>		
<b>Faculté De Genie De La Construction</b>		
<b>Departement De Genie Civil</b>		
<b>Projet :</b> Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial		
<b>Encadré par :</b> Mme Si Ahmed Etudié par : Mohamed Ialaoui	<b>Titre :</b> Ferrailage des Poutres Secondaires et poutres de chaînages	<b>Plan N : 09</b> Echelle: 1/50 Promotion : 2024/2025

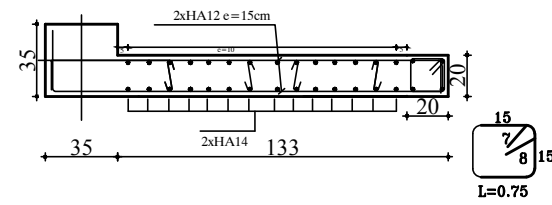
**ZoneI**



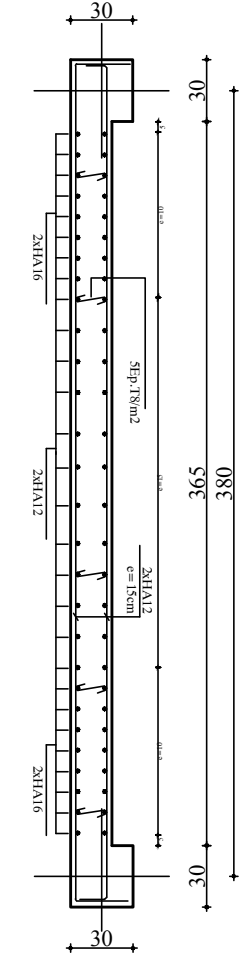
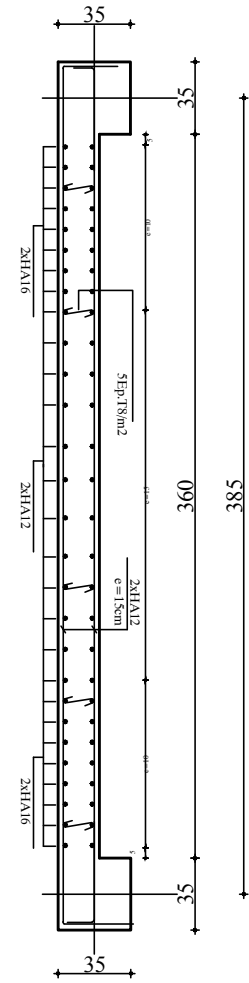
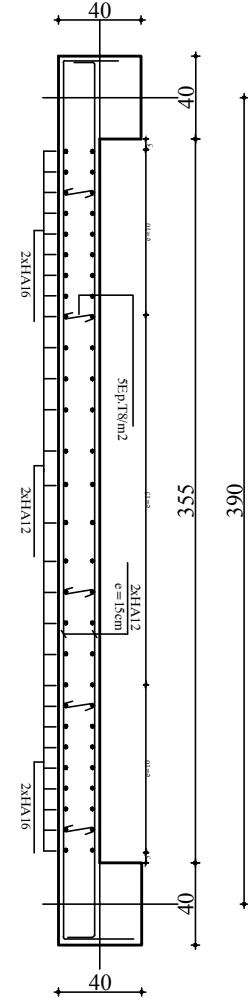
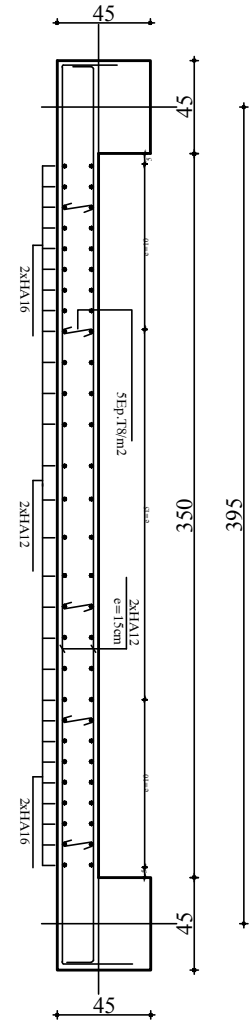
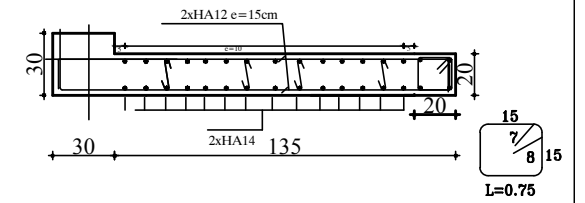
**ZoneII**



**ZoneIII**



**ZoneIV**



**UNIVERSITE MOLOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Genie De La Construction**  
**Departement De Genie Civil**

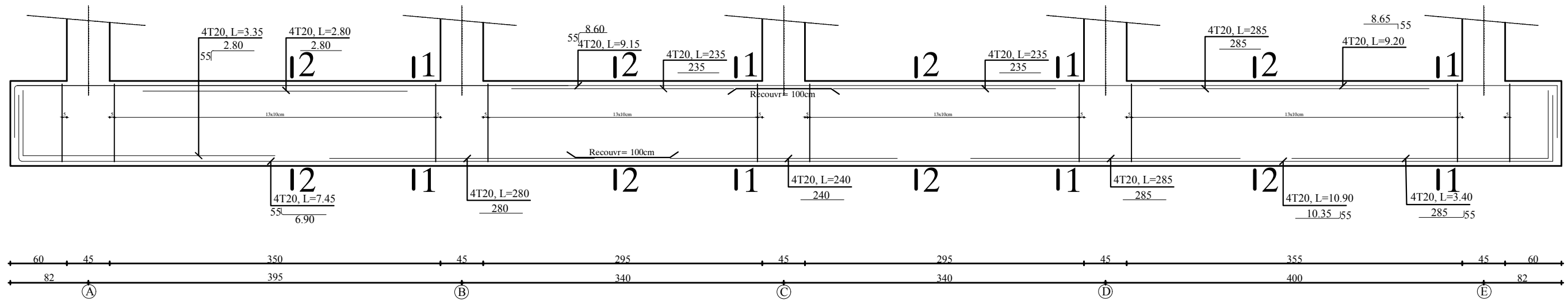
**Projet** : Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial

**Encadré par :**  
**Mme Si Ahmed**  
**Etudié par :**  
**Mohamed lalaoui**

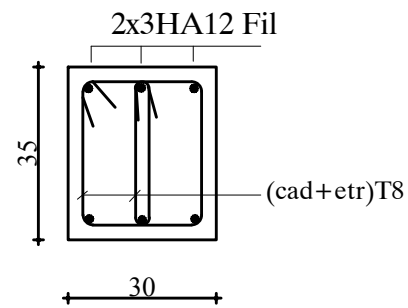
**Titre :**  
 Ferrailage des Voiles

**Plan N : 11**  
**Echelle: 1/ 50**  
**Promotion : 2024/2025**

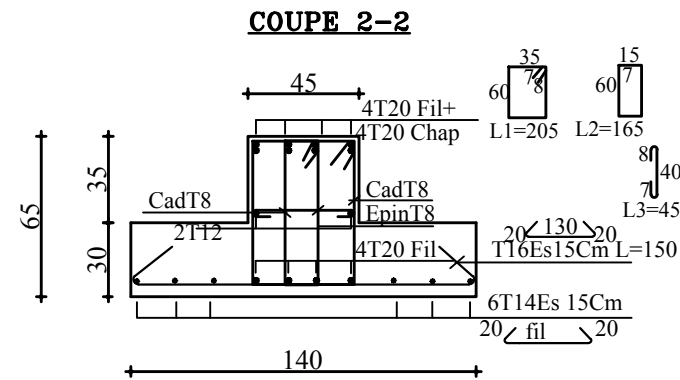
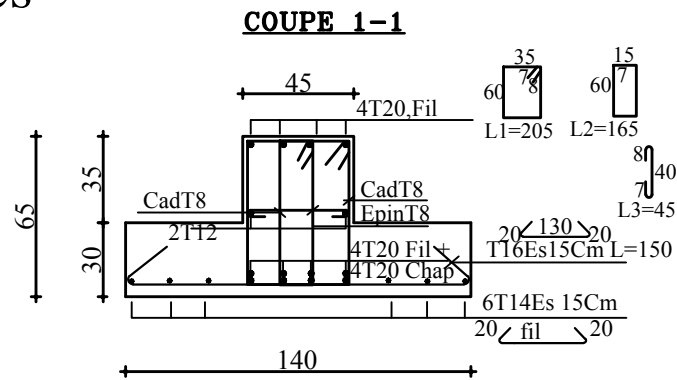
# Ferrailage de Poutres de rigidité axes 01 jusqu'à l'axes 08



# Ferrailage Des Longrines



## Details



<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU</b> <b>Faculté De Genie De La Construction</b> <b>Departement De Genie Civil</b>		
Calcul d'un Batiment en R+5 a usage habitation et commercial		
Encadré par : Mme Si Ahmed Etudié par : Mohamed lalaoui	Titre : Ferrailage des Semelles	Plan N : 07 Echelle: 1/ 50 Promotion : 2024/2025

## Conclusion

Ce projet a permis de consolider et de mettre en pratique les connaissances acquises en génie civil, un domaine à la fois vaste et complexe. Les défis rencontrés lors des calculs ont contribué à approfondir notre compréhension des structures, tout en étant enrichis par des échanges constructifs avec des professionnels expérimentés.

Il convient de souligner que l'action sismique constitue un facteur dynamique déterminant dans la conception des ouvrages. L'utilisation du logiciel ETABS a offert une modélisation tridimensionnelle précise, indispensable pour l'évaluation des forces sismiques, souvent supérieures aux charges statiques et nécessitant des quantités accrues de béton et d'armatures.

Cette étude nous a permis d'analyser en profondeur les phénomènes structuraux et d'optimiser la disposition des voiles afin de réduire les effets de torsion. L'examen des efforts internes a conduit à un dimensionnement plus rationnel des armatures, tout en respectant les exigences de sécurité.

En définitive, ce travail constitue une étape importante dans le développement de nos compétences et de notre créativité en ingénierie. Nous espérons que les résultats obtenus contribueront à enrichir les pratiques et les savoirs des futurs ingénieurs dans le domaine du génie civil.

## Bibliographie

### Règlements :

- 1- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National De Recherche.
- 2- « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».
- 3- Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique C.G.S.  
« Document Technique Règlementaire D.T.R. – B.C.2-41 – Règles de Conception et de calcul des Structures en Béton Arme C.B.A. 93 ».
- 4- Les abaques de PIGEAUD.
- 5- Cours et TD (Béton, MC ; et RDM, MDS).

### Logiciels :

- 1- ETABS 9.6.0
- 2- AUTOCAD 2025.
- 3- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 4- Word 2021.
- 5- Excel.