

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de Génie civil**

# Mémoire de fin d'étude

**EN VUE de l'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER**  
**EN GENIE CIVIL**  
**Option : construction civil et industriel**

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5+SOUS SOL)  
à usage d'habitation contreventé par voiles  
et portique (mixte) avec l'application ETABS*

**Proposé et dirigé par:**

**M<sup>lle</sup> LAOUFI NAIMA**

**Encadré par :**

**M. SI SALEM**

**Examineurs:**

**Mr ALLICHE.**  
**Mme SI AHMED.**

**PROMOTION 2021/2022**

# REMERCIEMENTS

Tout d'abord je tiens à remercier **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme ma formation et pouvoir réaliser ce modeste travail.

En guise de reconnaissance, je tiens à remercier, très sincèrement, Mon promoteur Monsieur **SI SALEM** Abdelmadjid pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guide ce travail.

Je remercie les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et qui me feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens encore à remercier mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

J'adresse mes chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de **GENIE –CIVIL**

Sans oublier tous mes amis de la promotion **MASTER II** pour leur aide, leur Patience , leur compréhension et leur encouragement.

Que le bon DIEU le tout puissant nous protège.

**DIEU MERCI**

# DEDICACE



Je dédie ce modeste travail :

- ✓ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenue ce que je suis, merci mes parents que dieu vous protège pour nous.
- ✓ A mes très chères frères et sœurs.
- ✓ A mes chères nièces que j'adore.
- ✓ A toute ma famille sans exception.
- ✓ A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.
- ✓ A toute la promotion de Génie Civil 2021-2022
- ✓ A mes très chers amis avec qui j'ai passé les meilleurs souvenirs de ma vie.

**NAIMA**



# sommaire

## ❖ Introduction générale

<b>Chapitre I:</b> Présentation de l'ouvrage.....	Pages (01-12)
<b>Chapitre II:</b> Pré-dimensionnement des éléments.....	Pages (13-24)
<b>Chapitre III :</b> Calcul des éléments secondaires.....	pages (25-71)
• III.1 Acrotère.....	Pages (25- 30)
• III.2 Plancher.....	Pages (31- 45)
• III.3 Escalier.....	Pages (46- 56)
• III.4 Poutre palière.....	Pages (57- 62)
• III.5 Poutre de chaînage.....	Pages (63 - 71)
<b>Chapitre IV :</b> Modélisation de la structure .....	pages (72-88)
<b>Chapitre V :</b> Vérification aux exigences du RPA.....	page (89-98)
<b>Chapitre VI :</b> Ferrailage des éléments structuraux.....	pages (99-128)
VI.1 : Ferrailage des poteaux .....	page(99-109)
VI.2. Ferrailage des poutres .....	page(110-115)
VI.3. Ferrailage des voiles.....	page(116-120)
<b>Chapitre VII :</b> Etude de l'infrastructure .....	pages (121-129)
<b>Chapitre VIII :</b> Etude du mur plaque.....	pages (130-137)

## ❖ Conclusion- Générale

## ❖ Bibliographie

# Liste des figures

<b>Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage</b>		
Figure I.1	Diagramme des contraintes-déformations du béton l'ELU.	07
Figure I.2	Diagramme contrainte déformations du béton à l'ELS	08
Figure I.3	Diagramme des contraintes déformations de l'acier	11
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>		
Figure II.1	schéma de disposition des poutrelles	13
Figure II.2	Les dimensions des poutres principales et secondaires.	14
Figure II.3	Coupe vertical du voile	15
Figure II.4	Épaisseurs des voiles - coupe en élévation.	16
Figure II.5	Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible	18
Figure II.6	Coupe verticale du plancher d'étage courant.	18
Figure II.7	Coupe verticale du mur double cloison	19
Figure II.8	Coupe verticale d'un mur intérieur	19
Figure II.9	La surface afférente du poteau F2	20
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>		
Figure III.1.1	Coupe verticale de l'acrotère	25
Figure III.1.2	Diagramme des efforts internes (M ; N ; T).	25
Figure III.1.3	Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée	26
Figure III.2.1	Coupe verticale d'un plancher en corps creux	31
Figure III.2.2	Treillis soudées de 15 x15 cm.	32
Figure III.2.3	section en T.	33
Figure III.2.4	schéma statique de la poutrelle	34
Figure III.2.5	section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.	35
Figure III.2.6	Méthodes des 3 moments	36
Figure III.2.7	Schéma statique de la poutrelle.	37
Figure III.2.8	Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction	38
Figure III.2.9	Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)	39
Figure III.2.10	Coupe schématique de la poutrelle (appuis)	41
Figure III.2.11	Dimensions de la section en Té	46
Figure III.3.1	Schéma représentatif d'un escalier	46
Figure III.3.2	Schéma statique de l'escalier.	47
Figure III.3.3	Schéma statique de l'escalier a l'ELU	49
Figure III.3.4	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	50
Figure III.3.5	Schéma statique d'escalier a l'ELS	53
Figure III.3.6	Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.	54
Figure III.4.1	Section de la poutre palière	57
Figure III.4.2	Schéma statique de la poutre palière a l'ELU	57
Figure III.4.3	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU	58
Figure III.4.4	Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	60
Figure III.4.5	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a	61

	l'ELS.	
Figure III.5.1	Coup transversal de la poutre de chaînage	63
Figure III.5.2	Schéma statique du calcul à l'ELU	64
Figure III.5.3	Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à ELU	64
Figure III.5.4	Schéma statique du calcul à l'ELS	67
Figure III.5.5	Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à ELS	68
<b>Chapitre IV : Modélisation de la structure</b>		
Figure IV .1	Diaphragme	86
Figure IV .2	Modèle 3D de la structure	87
<b>Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA</b>		
Figure V.1	Disposition des voiles	90
Figure V.2	Déplacement maximal suivant X-X	93
Figure V.3	Déplacement maximal suivant Y-Y	93
Figure V.4	Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX	94
Figure V.5	Charges horizontales reprises par les voiles Ex	94
Figure V.6	Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY	95
Figure V.7	Charges horizontales reprises par les voiles EY	95
Figure V.8	Charges verticales reprises par la structure dans le sens EY	96
Figure V.9	Charges verticales reprises par les voiles	96
Figure V.9	L'effort tranchant (ETABS)	98
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux</b>		
Figure VI.1.1	caractéristiques et sollicitation de la section avec socotec	103
Figure VI.1.2	affichage des résultats de socotec	103
Figure VI.2.1	Section simplement armée.	111
Figure VI.2.2	Section doublement armée	111
Figure VI.2.3	Zone Nodale.	114
Figure VI.3.1	Disposition des armatures verticales dans les voiles	118
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>		
Figure VII.1	Semelle isolée sous poteau	122
Figure VII.2	semelle filante sous voile	123
Figure VII.3	Diagramme des moment dans la poutre de rigidité à l'ELU	127
Figure VII.4	Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU	127
<b>Chapitre VIII : Etude du mur plaque</b>		
Figure VIII.1	Schéma statique d'un voile périphérique.	131
Figure VIII.2	diagrammes des contraintes	131

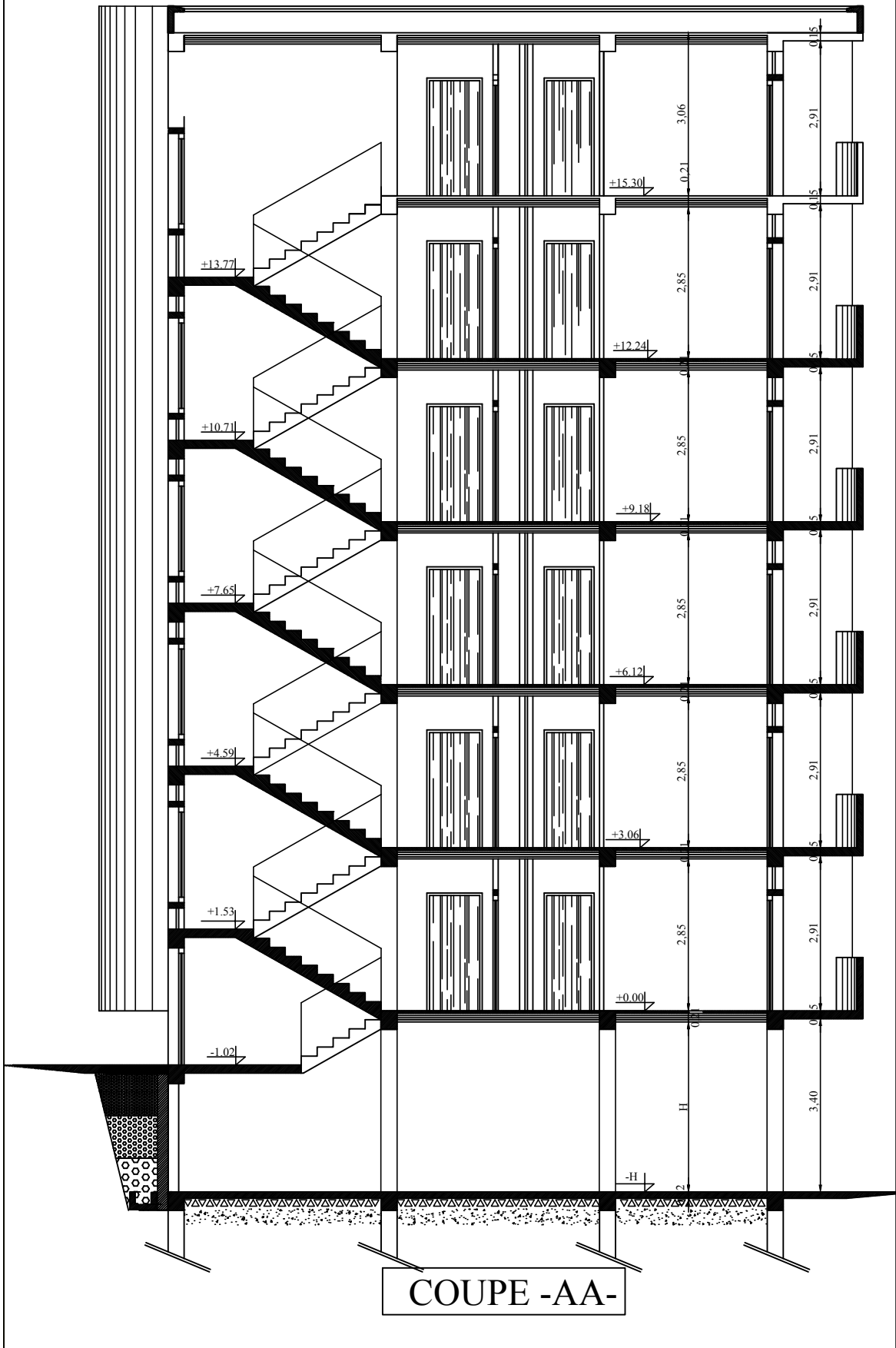
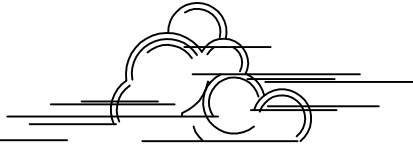
# Liste des tableaux

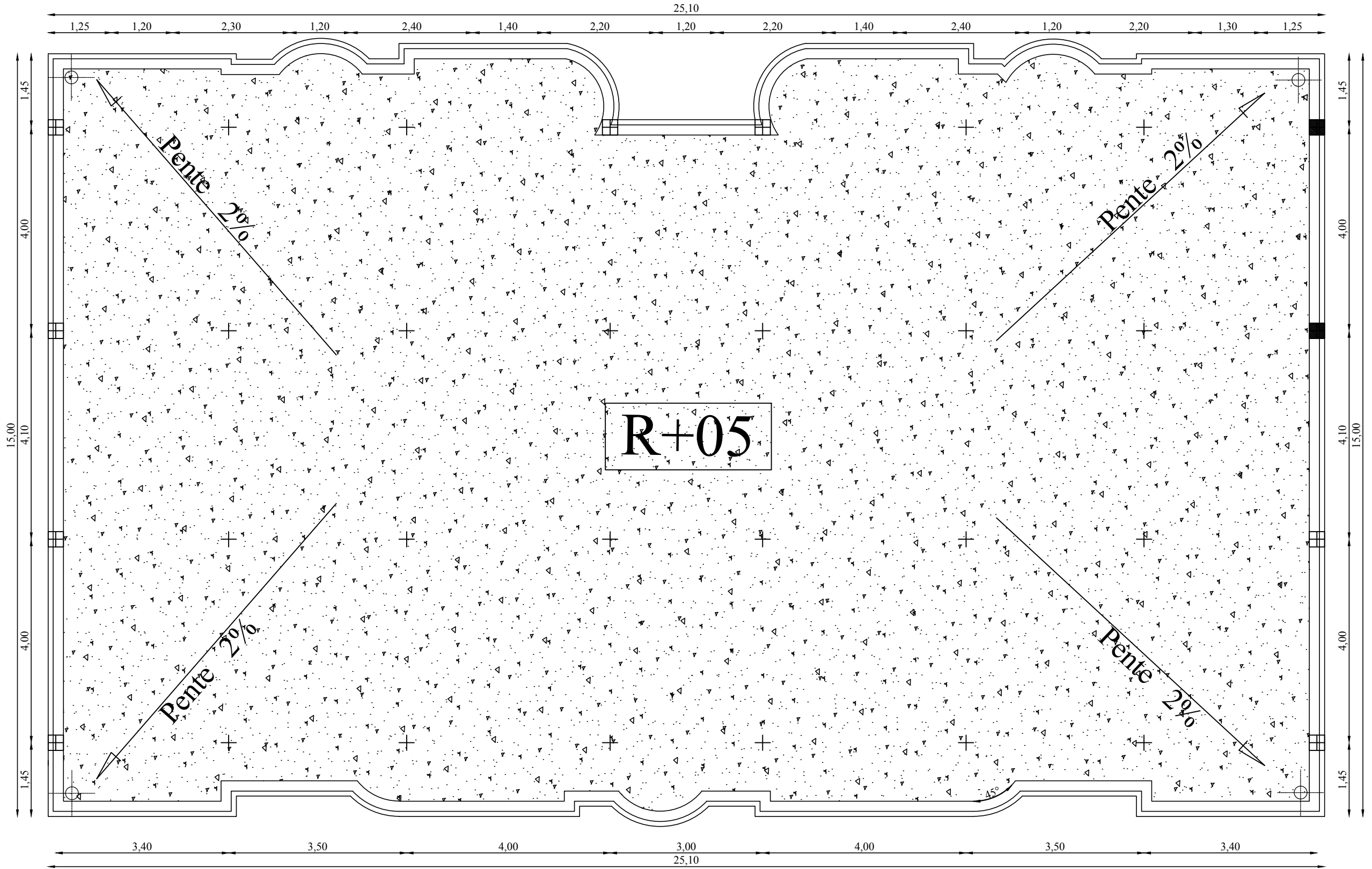
<i>Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage</i>		
Tableau I.1	caractéristiques des aciers	10
Tableau I.2	Contrainte limite ultime (ELU)	10
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>		
Tableau II.1	Vérification aux exigences du RPA	15
Tableau II.2	détermination de l'épaisseur du voile	16
Tableau II.3	Valeur de la charge permanente du plancher terrasse.	18
Tableau II.4	Valeur de la charge permanente de l'étage courant	18
Tableau II.5	Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).	19
Tableau II.6	Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)	19
Tableau II.7	Surcharges d'exploitation des différents éléments	20
Tableau II.8	Charges permanentes des planchers.	20
Tableau II.9	Charges permanentes des poutres.	20
Tableau II.10	Charges permanentes des poteaux.	20
Tableau II.11	Coefficients de dégression de surcharge	21
Tableau II.12	la dégression de la surcharge.	21
Tableau II.13	Récapitulatif de la descente de charge	22
Tableau II.14	Vérification des conditions exigées par RPA	23
Tableau II.15	Vérifications des poteaux au flambement	23
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>		
Tableau III.2.1	Poids propre de plancher	35
Tableau III.2.2	combinaisons de charges	35
Tableau III.2.3	Calcul des moments en travées	38
Tableau III.2.4	Calcul des efforts tranchants	39
Tableau III.3.1	La charge revenant au palier	48
Tableau III.3.2	La charge revenant à la paillasse	48
Tableau III.3.3	Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS	48
Tableau III.3.4	Les efforts internes à l'ELU.	49
Tableau III.3.5	Les efforts internes à l'ELS	54
Tableau III.4.1	vérification a l'ELS	61
<i>Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA</i>		
Tableau V.1	L'effort normal réduit dans les poteaux	89
Tableau V.2	Tableau des modes et de la masse participante	91
Tableau V.3	Vérification de l'excentricité	91
Tableau V.4	Vérification de déplacements inter-étages suivant $E_x$ .	92
Tableau V.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	92
Tableau V.6	Facteur de qualité Q	97
<i>Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux</i>		
Tableau VI.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle	99
Tableau VI.1.2	section minimal dans les poteaux	99
Tableau VI.1.3	Efforts internes dans les poteaux XX	101
Tableau VI.1.4	Efforts internes dans les poteaux YY	101
Tableau VI.1.5	Ferrailage des poteaux à l'ELU XX	104
Tableau VI.1.6	Ferrailage des poteaux à l'ELU YY	104

Tableau VI.1.7	Délimitation des zones nodales.	109
Tableau VI.1.8	Quantité minimale d'armatures transversales.	109
Tableau VI.1.9	Vérification au cisaillement dans les poteaux.	107
Tableau VI.1.10	vérification de la condition de non fragilité	108
Tableau VI.1.11	Vérification des contraintes dans le sens longitudinal	108
Tableau VI.1.12	Vérification des contraintes dans le sens transversale	109
Tableau VI.1.13	Résultats de ferrailage des poteaux	109
Tableau VI.2.1	Efforts internes dans les poutres	112
Tableau VI.2.2	Ferrailage des poutres a l'ELU	112
Tableau VI.2.3	les vérifications de la contraint dans le béton	114
Tableau VI.2.4	Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire	115
Tableau VI.3.1	VOILES 1,5 m dans le sens longitudinal	120
Tableau VI.3.2	VOILES 1,5 m dans le sens transversal	120
<b><i>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</i></b>		
Tableau VII.1	Surface des semelles filantes sous voiles	123
Tableau VII.2	Surface de semelles filantes sous poteaux	124
Tableau VII.3	les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.	126
Tableau VII.5	Ferrailage d'armatures transversales	128
<b><i>Chapitre VIII : Etude du mur plaque</i></b>		
Tableau VIII.1	ferrailage de voile périphérique (X-X)	134
Tableau VIII.2	ferrailage de voile périphérique (Y-Y)	135
Tableau VIII.3	Vérification des contraintes à l'ELS	136

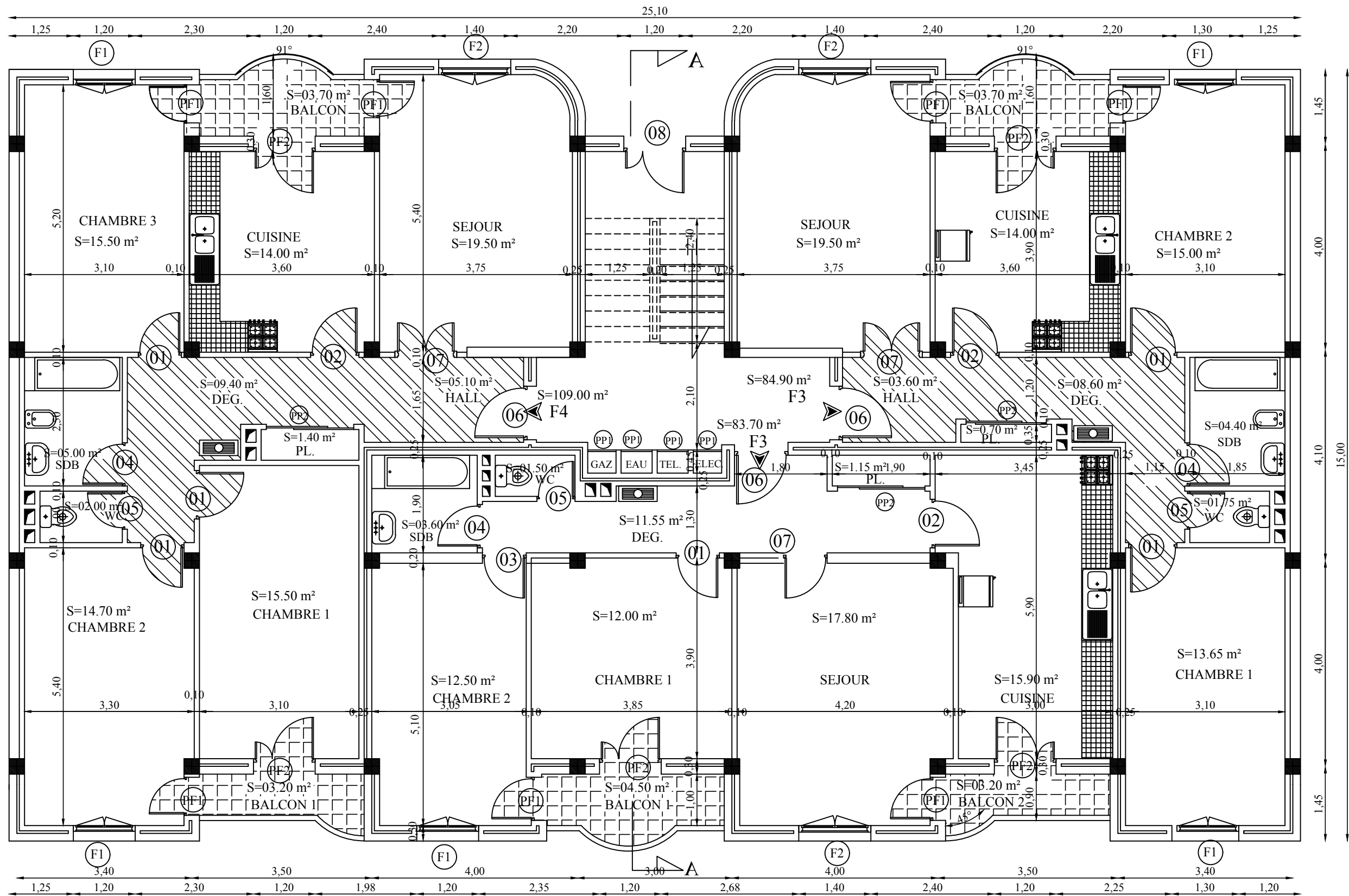


FACADE PRINCIPALE

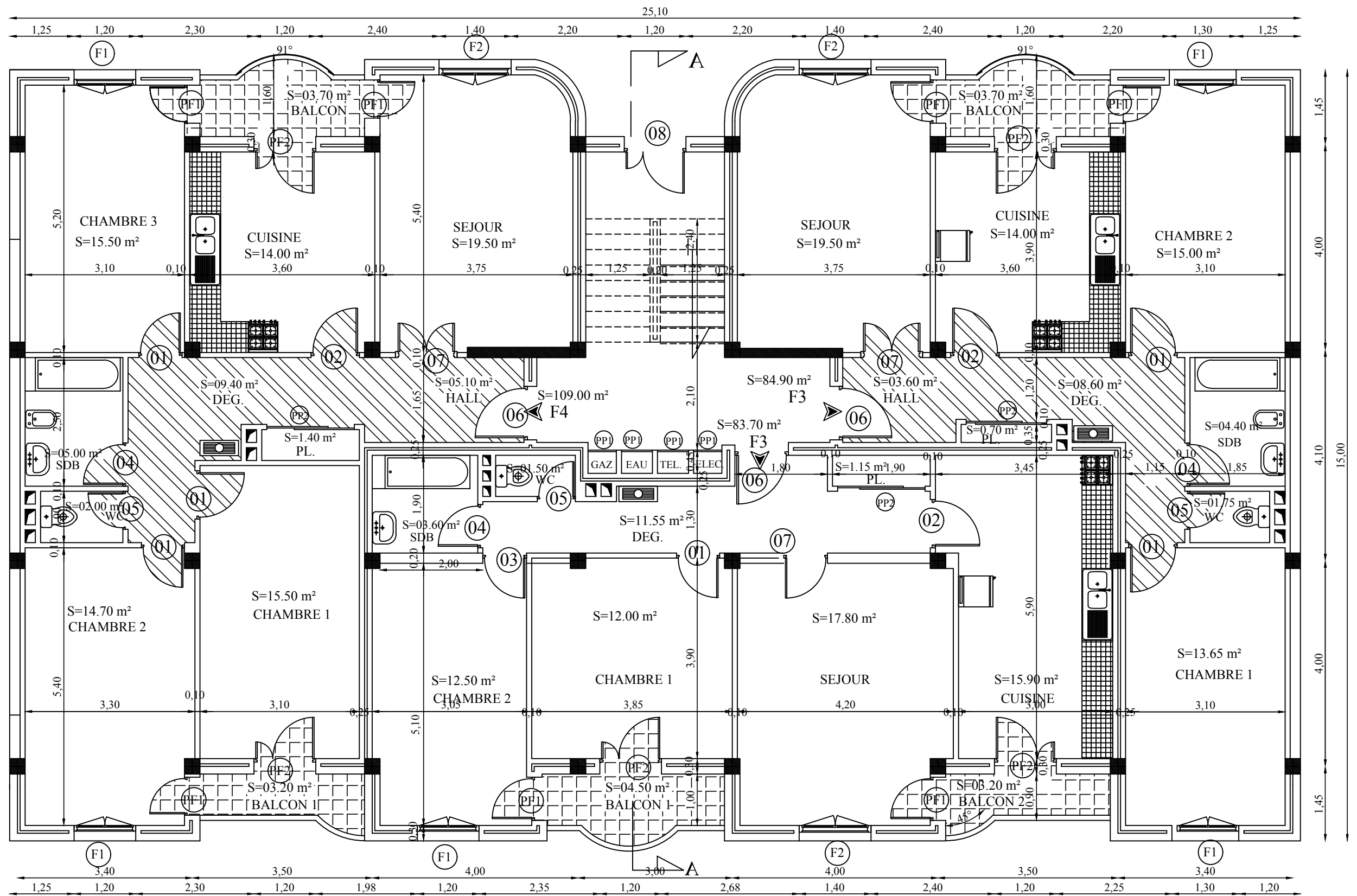




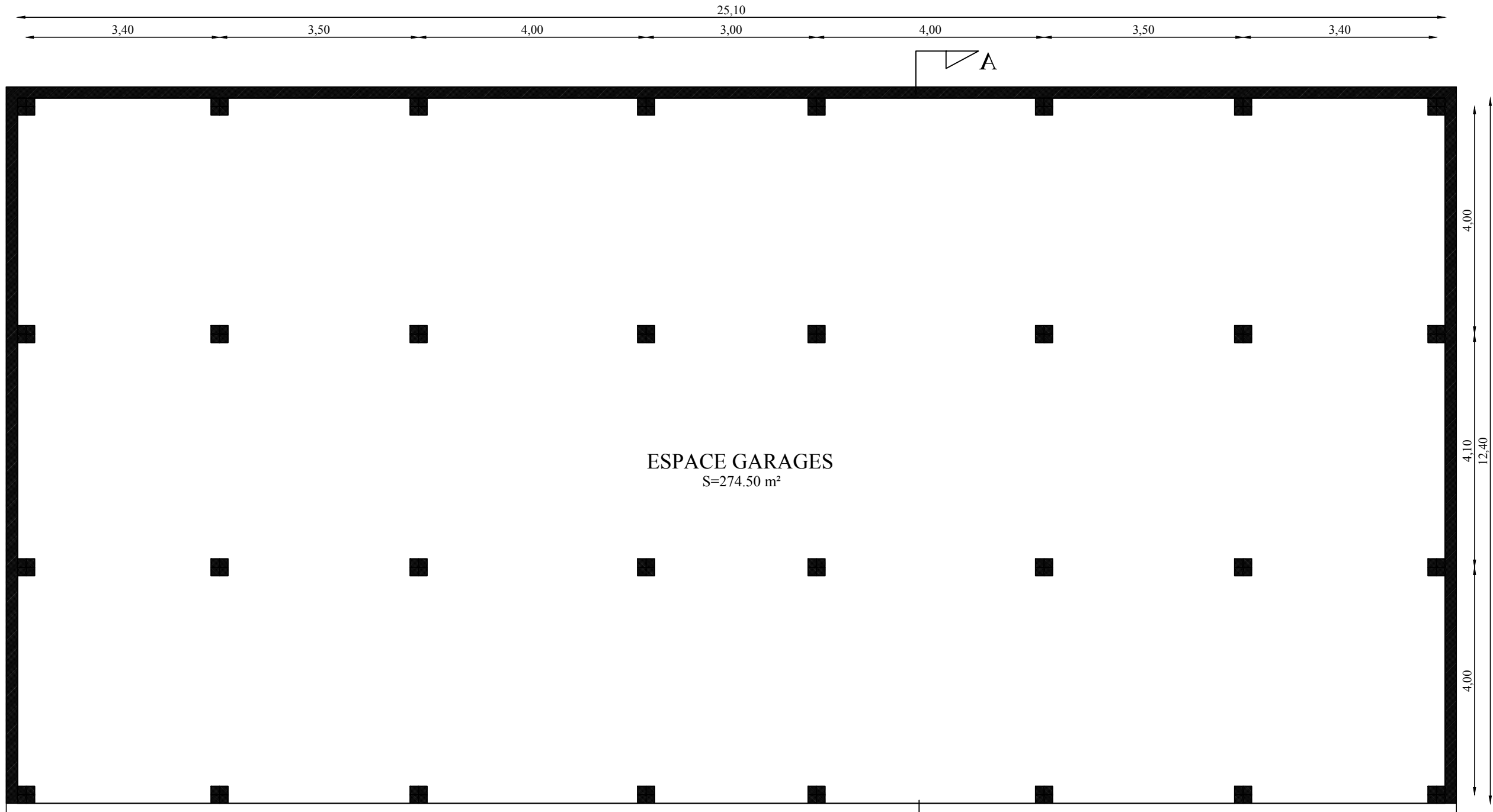
PLAN DE LA TERRASSE



PLAN DE L'ETAGE COURANT 1-5



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU SOUS SOL

# INTRODUCTION GENERALE

Construire était et reste une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et cette révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. En effet afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiment multi étages, ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants, sur un plus petit espace. Cela a été possible, grâce aux techniques de construction modernes, telle que la construction en béton armé.

Toute étude de projet d'un bâtiment, en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance, ainsi que la sécurité. Mais le développement économique, dans les pays industrialisés, privilège la construction verticale pour économiser l'espace. Cependant il existe un danger à cause des dégâts engendrés par les séismes, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) et des diverses sollicitations (compression, flexion). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

Cependant, des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments tels que BAEL91 modifié 99, RPA99V2003.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons étudié un bâtiment en R+5 avec un (01) S-Sol en béton, nous avons structuré cette étude en cinq chapitres comme suit :

- Le premier chapitre donne la présentation de la structure ainsi les matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre concerne le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- Au chapitre trois ,nous allons étudier les éléments secondaires, ainsi que leurs calculs et leurs ferrailages.
- Le quatrième chapitre, il s'agit de faire l'étude sismique du bâtiment et la modélisation réalisée par le logiciel ETABS.
- Le cinquième chapitre , est consacré aux vérification selon les exigences du RPA .
- Au sixième chapitre, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS .
- Septième chapitre ,sera consacré pour l'étude de l'infrastructure
- Le dernier chapitre sera l'étude du mur plaque

Nous terminerons enfin par une conclusion générale.

# *Chapitre I :*

## *Présentation de l'ouvrage*

## I. Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

### I.1. Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé« **B.A.E.L.91 /modifiées.99** ».
- Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.33.1** » : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (**R+5+sous-sol**) à usage d'habitation , avec un sous-sol à usage garages .

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU, qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2** car :

- La hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Nombre des habitants est inférieur à 300 personnes simultanément.

D'après l'étude géotechnique faite par le laboratoire d'analyse des sols, le site est de catégorie **S3 (site meuble)  $\sigma_{sol} = 2$  bars**

**Ce bâtiment est composé de :**

- Un sous-sol (espace garages).
- Un RDC à usage habitation.
- Cinq (05) étages à usage d'habitation.
- cage d'escalier.

### I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

#### a-Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC : ..... +3.06m
- Hauteur de l'étage courant : .....+3.06m
- Hauteur sous-sol .....3.55m
- Hauteur total du bâtiment .....18.36 m

#### b-Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment :..... L= 25.10m
- Largeur :.....l=15.00m

### I.4 Éléments De L'ouvrage

#### I.4.1. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigide dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments principaux de la structure.

- **Fonction d'isolation :** Les planchers permettent d'isoler thermiquement et Acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de Corps creux (dalle de compression et des poutrelles préfabriquées).

#### a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

#### I.4.2. Ossature :

**Selon la définition de RPA :** Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

**a) - Portiques:** ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales aussi un pourcentage de charge horizontale, et sont liés entre eux.

**b) - Voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- **Voiles périphériques :** Disposés à la périphérie du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous sol.
- **Voiles de contreventements :** Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

**I.4.3 . Maçonnerie :** Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

**I.4.4. Les escaliers :** Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir. Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

La conception de notre escalier est subordonnée à certaines règles qui sont les suivantes :

- Une hauteur de marche, « h » constante est telle que :  $0,15\text{m} \leq h \leq 0,18\text{m}$ .
- Une profondeur de marche utile (le giron, g) qui permet de poser confortablement le pied, et, par conséquent, telle que :  $0,26\text{ m} \leq g \leq 0,32\text{ m}$ .

**I.4.5 : Les consoles :** Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Le bâtiment comporte un seul type de console en corps creux.

**I.4.6 : Revêtements :** Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

#### **I.4.7. L'Acrotère**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

#### **I.4.8. Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de

- Forme de pente de 2 % pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

#### **I.4.9. Les poteaux**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

#### **I.4.10. Les fondations**

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. Elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par leur liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

#### **I.4.11. Système de coffrage :**

Nous avons opté pour deux coffrages :

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

#### **I.5. Les états limitent:**

##### **a) États limites ultime (ELU) :**

Qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures soit à la stabilité de forme.

##### **b) États limite de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- états limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- états limites d'ouverture des fissures.
- états limites de service de déformation.

**I.6. Actions et sollicitations :****I.6.1. Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

**a) Valeurs caractéristiques des actions**

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges appliquées en cour d'exécution
- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

**b) Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

<b>Situation durables :</b>	{	$L' \text{état limite ultime (E.L.U)} = 1.35 * G + 1.5 * Q$ $L' \text{état limite service (E.L.S)} = G + Q$
<b>Situation accidentelles :</b>	{	$G + Q \pm E$ $G + Q \pm 1.2 E$ $0.8G \pm E$

Avec :

- G** : charge permanente.
- Q** : charge d'exploitation.
- E** : l'action de séisme

### I.6.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

### I.7 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

#### I.7.1 Le béton :

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

- **La résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de **350 Kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPA325**.

Notre structure elle est à usage d'habitation donc on prend une résistance du béton a la compression  $f_{c28} = 25$  MPa. (**Art. A.2.1.11-BAEL91 modifié99**).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge 28 jours, sa résistance a la compression est calculé comme suit (**art A.2.1, 11 BAEL 91**).

Pour des résistances  **$f_{c28} \leq 40$ MPa :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours .} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

Pour des résistances  **$f_{c28} > 40$ MPa :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours .} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

-  **$f_{cj}$** : La résistance caractéristique à "**J**" jours.

-  **$f_{c28}$** : La résistance caractéristique à "**28**" jours.

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (**j**) jours, notée **ftj**, est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  MPA

Si  $f_{c28} \leq 60$  MPa (**BAEL99 : Art.A.2.1.12**)

Donc pour :  $f_{c28} = 25$  MPa  $\longrightarrow$   $f_{t28} = 2,1$  MPa

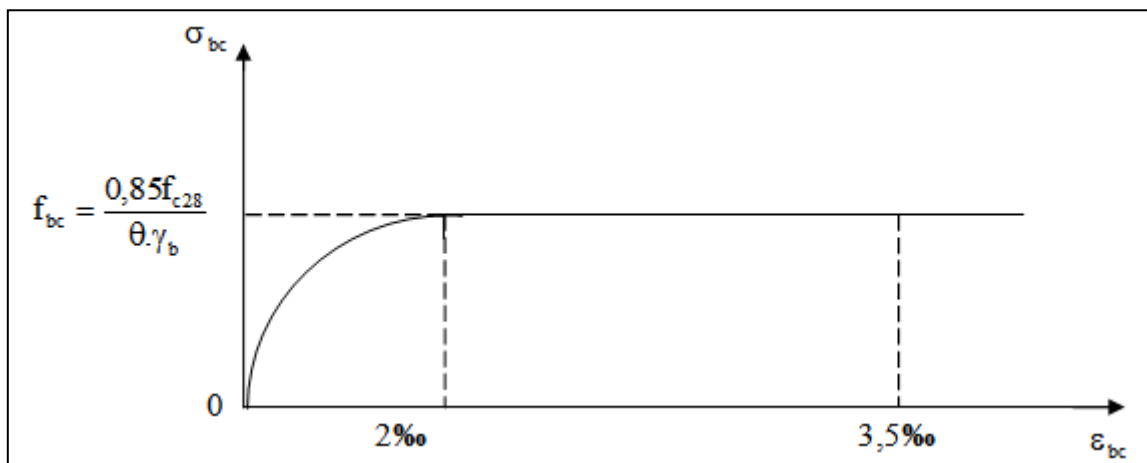
- ❖ **Contrainte à la compression :**

- **État limite ultime (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité ; au-delà de cet état, la structure perd :

- L'équilibre statique de la construction (basculement),
- La résistance de chacun des éléments (rupture),
- La stabilité de forme (flambement),
- Diagramme de contrainte / déformation.

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :



**Figure I .1** : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

**Le diagramme est composé :**

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

$$D'où : f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle (SA).} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en situation durable (SD).} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si : } t > 24 \text{ h .} \\ \theta = 0.9 & \text{si : } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h .} \\ \theta = 0.85 & \text{si : } 1 \text{ h} \geq t . \end{array} \right.$$

**0,85** : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\theta = 1$  (situation durable).

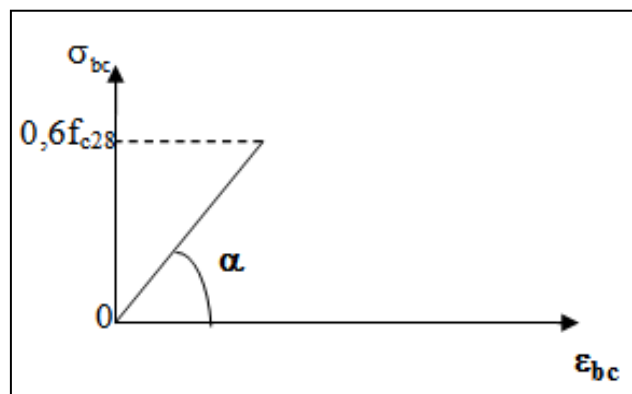
Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.167 \text{ MPa (SD)} \\ f_{bu} = 21.739 \text{ MPa (SA)} \end{array} \right.$$

- **ELS (Etat Limite de Service) :**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$  en MPa, à 28 jours :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ , avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .



**Figure I.2** : Diagramme contrainte déformations du béton à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : **(BAEL99: Art A.5.1, 21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée,
- $b$  : largeur de la section cisailée,
- $d$  : hauteur utile (0.9h).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min (0,13f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min (0,10f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

❖ **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

✓ module de déformation longitudinale instantanée :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21})$$

Pour  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  on aura :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$

✓ module de déformation différée :

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.2.1, 22})$$

Pour  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  on aura :  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

❖ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.2.1, 3})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{E} : \text{module de Young} \\ \mathbf{\nu} : \text{Coefficient de poisson du béton} \end{array} \right.$$

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{BAEL91 modifiées 99 / Art A.2.1, 3}) :$$

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale.

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale.

Il sera pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}} \\ \mathbf{\nu = 0.0 \text{ à l'ELU}} \end{array} \right.$$

**I.7.2 : Les aciers :**

- Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse **(R.L)** , et haute adhérence **(H.A)** . dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser trois types d’aciers :

**Tableau I.1 : caractéristiques des aciers**

	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η).	Coefficient de scellement (ψ).
Acier en Barres	Haute Adhérence FeE400	AH	400	480	14%	1.6	1.5
	Ronde Lisses FeE240	RL	235	410-490	22%	1	1
Acier en Treillis	Treillis Soudé TL520(Ø < 6mm)	TS	520	550	8%	1.3	1

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Quelque soit la nuance de l’acier, le module d’élasticité longitudinale sera pris égale à :  
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$  **(A.2.2 ,1/BAEL91modifié99)**

- ❖ **Contraintes limites :**

- **Etat limite Ultime (ELU) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(BAEL 91modifié99, Art A.2.1, 3)}$$

Avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

Les résultants de  $\sigma$  s sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau I.2 : Contrainte limite ultime (ELU)**

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
Fe =235MPa	$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$
Fe = 400MPa	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Fe =520MPa	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

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

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

- **Fissuration peu nuisible :** la contrainte n'est soumise à aucune limitation  

$$\sigma_s \leq f_e / \gamma_s \quad \text{(BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32)}$$

- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.  

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right\} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33)}$$

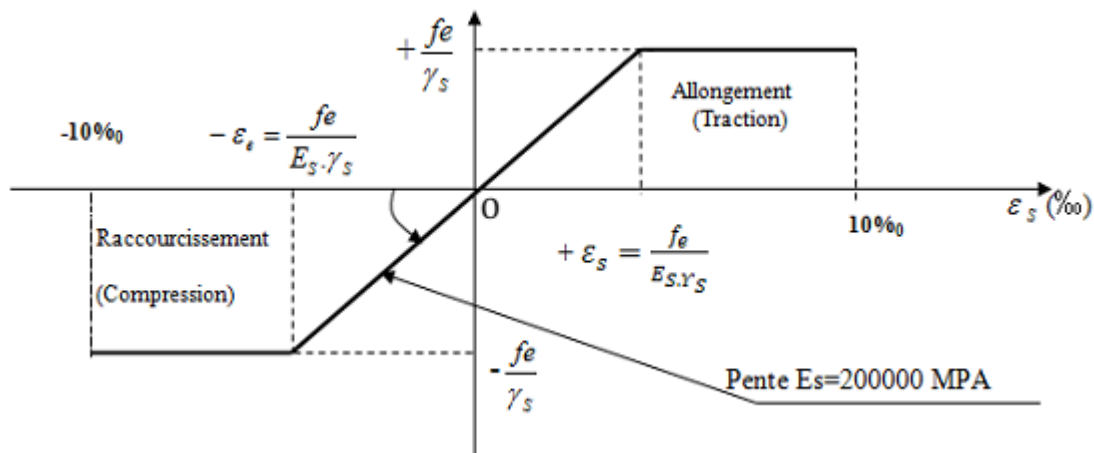
- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.  

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right\} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34)}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$

❖ **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.3 :** Diagramme des contraintes déformations de l'acier

**I.8. Protection des armatures :**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures, soit conforme aux prescriptions suivantes: **(Art A.7.1, BAEL91 modifié99)**

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

**Conclusion :**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont On effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

***Chapitre II :***  
*Pré dimensionnement*  
*des éléments*

## II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement

### II.1. Pré dimensionnement des planchers :

#### II.1.1. Les planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

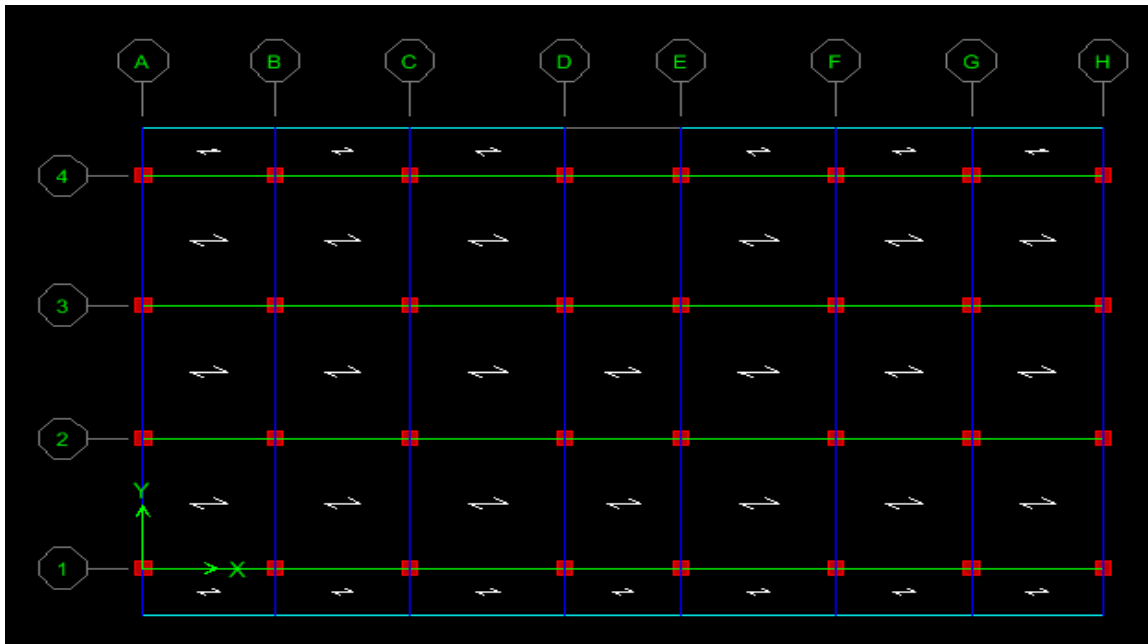


Figure II.1: schéma de disposition des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL91})$$

Avec :  $h_t$  : hauteur du plancher.

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

Le RPA exige  $\min(b ; h) \geq 25\text{cm}$  en zone II<sub>a</sub> on prend :  $L=400-25= 375\text{cm}$

$$h_t = (375/22.5) = 16.66 \text{ cm. Soit } h_t = 20\text{cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- épaisseur du corps creux : **16cm.**
- épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

## II.2 Pré dimensionnement des poutres :

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

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après (**BAEL91 : Art.A.4.14**), Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \end{cases}$$

Avec : **h** : la hauteur de la poutre e **b** : la largeur de la poutre.

**L<sub>max</sub>** : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article **7.5.2 du RPA** exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

### II.2.1. Poutres principales :

**La hauteur** : Sachant que :  $L_{\max} = 410 - 25 = 385\text{cm}$

$$\frac{385}{15} \leq ht \leq \frac{385}{10} \longrightarrow 25.66\text{cm} \leq ht \leq 38.5\text{cm}. \text{ On prend : } ht = 40\text{cm}.$$

**la largeur** : sera :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}. \text{ On prend : } b = 30\text{cm}.$$

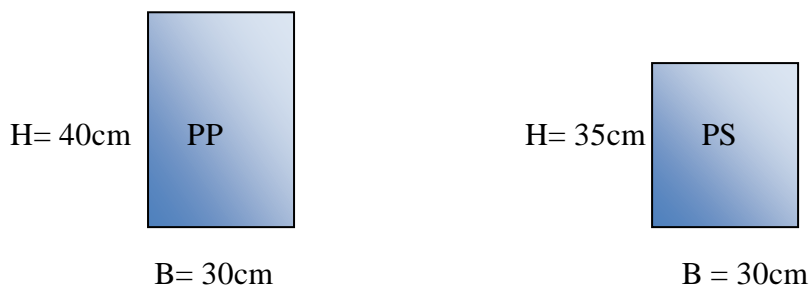
### II.2.2. Poutres secondaires :

**La hauteur** : Sachant que :  $L_{\max} = 400 - 25 = 375\text{cm}$

$$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25\text{cm} \leq ht \leq 37.5\text{cm}. \text{ On prend : } ht = 35\text{cm}.$$

**la largeur** : sera :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}. \text{ On prend : } b = 30\text{cm}.$$



**Figure II.2** : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

### II.2.3. Poutres palières :

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{hauteur } h : \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$l$ : portée maximale entre nus d'appuis

$$l=2700$$

$$\frac{270}{15} \leq ht \leq \frac{270}{10} \longrightarrow 18\text{cm} \leq ht \leq 27\text{cm}. \text{ On prend : } ht = 35\text{cm}.$$

$$\text{la largeur : sera : } 0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm}. \text{ On prend : } b = 30\text{cm}.$$

**Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1) :**

**Tableau II.1:** Vérification aux exigences du RPA.

	Poutre Principale	Poutre secondaire	Poutre palière	Vérification
Hauteur	$40 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	<b>Vérifiée</b>
Largeur	$30 \geq 20\text{cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	<b>Vérifiée</b>
Hauteur/largeur	$1.16 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	$1.2 \leq 4$	<b>Vérifiée</b>

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc :

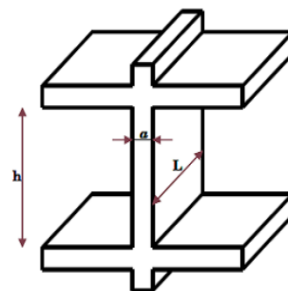
- poutres principales ( $30 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .
- poutres secondaires ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .
- Poutres palières ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .

### II.3 pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$l \geq 4a$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{ portée min du voile} \\ a : \text{ épaisseur du voile} \end{array} \right.$



**Figure II.3 :** Coupe verticale du voile

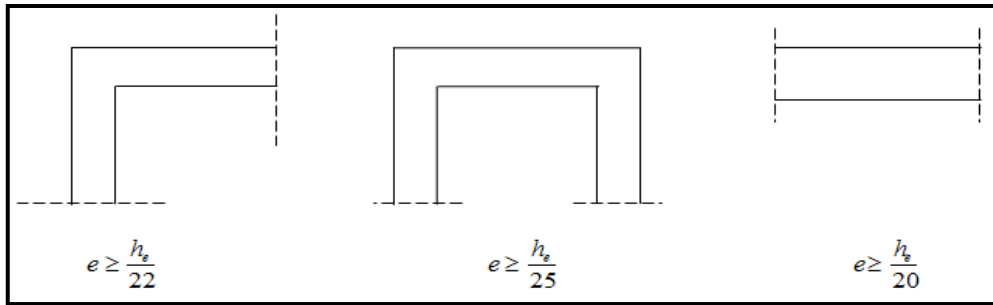


Figure II. 4 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation.

**a) L'épaisseur du voile :**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur donnée par le RPA99/2003

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \cdot \begin{cases} - h_e: \text{ hauteur libre de voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)} \\ - e : \text{ épaisseur de voile} \end{cases}$$

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est :  $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :  $h_e = h - e_p$  où  $e_p$  est la hauteur du plancher = 20cm

Tableau II.2: détermination de l'épaisseur du voile

Niveau	hauteur libre de l'étage (he)	Epaisseur du voile (ep) $e \geq \frac{h_e}{20}$
Sous- Sol	$H_e = 355 - 20 = 335\text{cm}$	$e \geq 355/20 = 17.75 \text{ cm} = 18$
RDC	$H_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$	$e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm} = 15$
Étage courant	$H_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$	$e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm} = 15$

On adopte alors : épaisseur sous sol= 18 cm .

Epaisseur RDC et étage courant = 15 cm

**b) Largeur minimale du voile :**

La largeur du voile doit satisfaire la condition suivante :  $L \geq 4 e$

**Lmin = 100 cm**

On à  $4e = 4 \times 18 = 72 \text{ cm}$   $L \geq 4 e = 100 \text{ cm} \geq 72 \text{ cm}$

$4e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$   $L \geq 4 e = 100 \text{ cm} \geq 60 \text{ cm}$

**Vérification :**

$e \geq 15\text{cm} \longrightarrow 18\text{cm} \geq 15 \text{ cm}$  et  $15\text{cm} \geq 15 \text{ cm}$  **(Condition vérifiée).**

$L \geq 4x e \longrightarrow 100\text{cm} \geq 80 \text{ cm}$  et  $100\text{cm} \geq 60 \text{ cm}$  **(Condition vérifiée).**

**II.4 Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal  $N$  qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \quad (\text{art7.4.3.1.RPA 99/2003})$$

Avec:  $N_s = G+Q$

$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré ;

$G$  : charges permanentes.

$Q$  : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

$S$ : section des poteaux.

Selon le ( RPA 99 , A7.4.1 ) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone **IIa** , on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20(\text{RPA99.Art 7.4.1}) \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

**Remarque** : on considère en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de ( 25x25)cm<sup>2</sup>

## II.5 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

### II.5.1 Les charges permanentes G

#### a) Acrotère

**Poids propre** :  $G = \rho \times S \times 1\text{m}$

Avec :  $\rho$ : Masse volumique du béton.

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = [(0.5 \times 0.1) + (0.05 \times \frac{0.20}{2}) + (0.05 \times 0.1)] = 0.06 \text{ m}^2. \quad \longrightarrow \quad S = 0.06 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } G = 25 \times 0.06 \times 1\text{ml} \quad \longrightarrow \quad G = 1.5\text{kN/ml}$$

#### b) Plancher terrasse inaccessible:

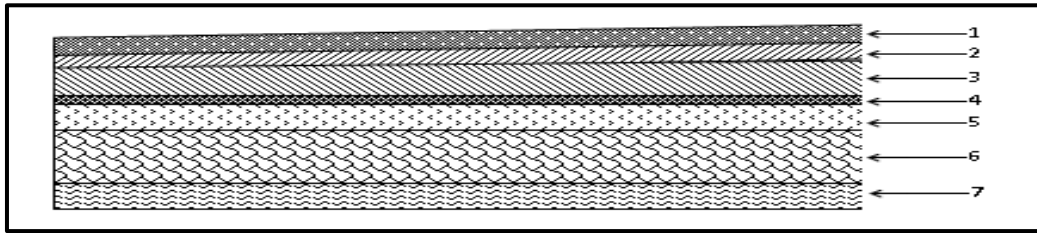


Figure II. 5 :Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
Feuille de polyane	0.01	1	0.01
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.20	14	2.8
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
		Charge permanente totale.	Gt =5.68

#### Planchers étages courants :

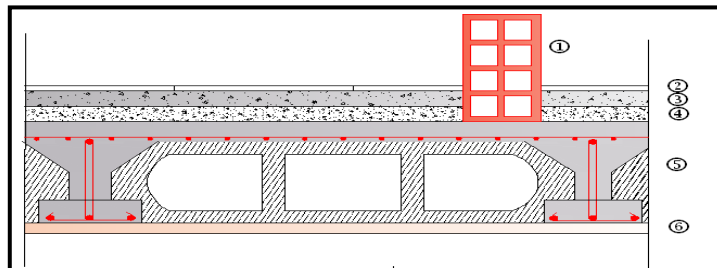


Figure II. 6 :Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison	0.10	9	0.9
		Charge permanente totale.	Gt =5.28

c) Maçonnerie :

❖ Mur extérieur :

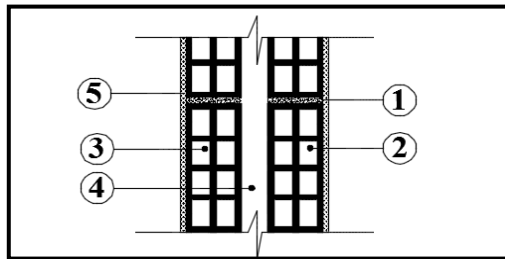


Figure II.7: Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse (10 cm)	0.10	9	0.90
Brique creuse (10 cm)	0.10	9	0.90
Lame d'aire	0.05	-	-
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente totale.			Gt =2.36

❖ Mur intérieur :

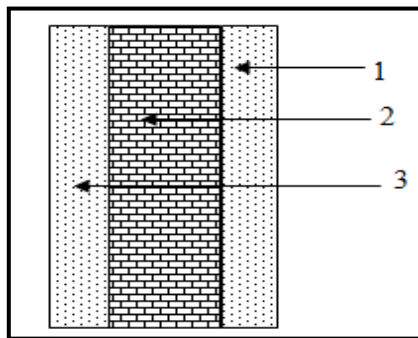


Figure II.8 : coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Briques creuses	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente totale.			Gt =1.3

II.5.2 Les Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

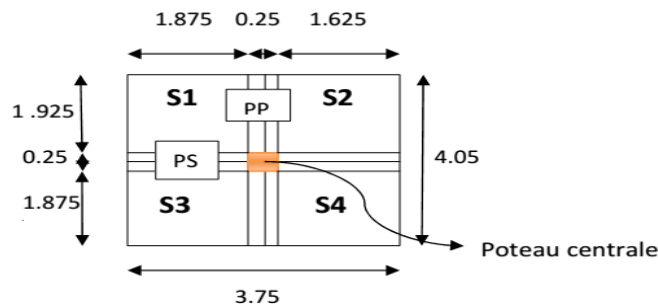
**Tableau II.7 :** Surcharges d’exploitation des différents éléments .

Eléments	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher étage courant à usage d’habitation	1.5
Console	3.5
Acrotère	1.0
Escalier	2.5

**II.6 Descente de charge :**

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu’aux fondations ,pour lui trouver la section adoptée dans les différents étage. Deux cas de figures de poteaux les plus sollicités sont prises en considération dans les calculs, à savoir : un poteau central et un poteau de rive. Dans les sections suivantes l’exemple du poteau le plus sollicité est présenté.

**II.6.1.Calcul des surfaces afférentes :**



**Figure II.9 :** La surface afférente du poteau F2

**Section nette :**  $S = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S = (1.875 \times 1.925) + (1.875 \times 1.875) + (1.625 \times 1.925) + (1.625 \times 1.875) \Rightarrow S = 13.3m^2$$

➤ **Section brute :**

$$S = (4.05 \times 3.75) \Rightarrow S = 15.18m^2$$

**II.6.2 Déterminer le poids propre des éléments :**

Avec :  $\rho = 25KN/m^2$

➤ **Poids propre des planchers:**

**Tableau II.8 :** Charges permanentes des planchers.

Plancher	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge(KN/m <sup>2</sup> )	Charge permanent du plancher
Terrasse inaccessible	13.3	5.68	$P_{Terrase} = G \times S = 75.54$
Étage courant	13.3	5.28	$P_{E.Courant} = G \times S = 70.22$

➤ **Poids propre des poutres:**

**Tableau II.9 :** Charges permanentes des poutres.

Plancher	Charge permanente des poutre G(KN/m) $G = L_{PP} \times S \times 25$	Charge permanente totale des poutres $p_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$
Poutre principal	$G_{PP} = [0.30 \times 0.35] \times 25 \times 4.05 = 10.63$	$P_{totale} = 10.63 + 9.84 = 20.47$
Poutre secondaires	$G_{PS} = [0.30 \times 0.35] \times 25 \times 3.75 = 9.84$	

➤ **Poids propre des poteaux**

**Tableau II.10 :** Charges permanentes des poteaux

Niveau	Charge permanent des Poteau G(KN)
Poteau étage courant et RDC	$(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.06 = 4.78$
Poteau sous-sol	$(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.55 = 5.54$

**Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1.00 \times 13.3 = 13.3 \text{ KN}$ .
- Plancher étage courant, sous sol et rez de chaussée :

$$Q_{S/s} = Q_{RDC} = Q_1 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 13.3 = 19.95 \text{ KN}$$

**II.6.3 Loi de dégression de charges :**

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est dans notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

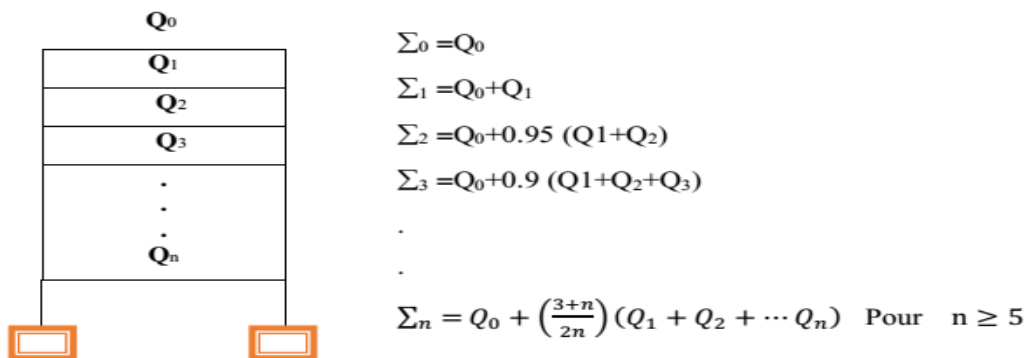
$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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



➤ **Coefficients de dégression de surcharges**

**Tableau II.11:** Coefficients de dégression de surcharge.

Niveau	Terrasse	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficient	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0.95</b>	<b>0.9</b>	<b>0.85</b>	<b>0.8</b>	<b>0.75</b>	<b>1</b>

**Les surcharges cumulées  $Q_n$ :**

**Tableau II.12:** la dégression de la surcharge.

Niveau	Opération	Résultat(KN)
Terrasse	$Q_0=13.3$	<b>13.3</b>
5	$Q_0 + Q_1 = 13.3 + 19.95$	<b>33.25</b>
4	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 13.3 + 0.95 (2 \times 13.3)$	<b>38.57</b>
3	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.3 + 0.90 (3 \times 13.3)$	<b>49.21</b>
2	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.3 + 0.85 (4 \times 13.3)$	<b>58.52</b>
1	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.3 + 0.80 (5 \times 13.3)$	<b>66.5</b>
RDC	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.3 + 0.75 (6 \times 13.3)$	<b>73.15</b>
S/Sol	$Q_0 + 1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.3 + (7 \times 13.3)$	<b>106.4</b>

**Tableau II.13:** Récapitulatif de la descente de charge.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)		Efforts Normaux (KN)	Section du poteau( cm <sup>2</sup> )		
	Poids des planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G Totale	G Cumulé	Q Totale	Q cumulé		$\frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$	$\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section Adoptée
Terrasse	75.54	20.47	4.78	100.79	100.79	13.3	13.3	114.09	152.12	76.06	/
5	70.22	20.47	4.78	95.47	196.26	19.95	33.25	229.51	306.01	153	<b>30×30</b>
4	70.22	20.47	4.78	95.47	291.73	19.95	38.57	330.3	440.4	220.2	<b>30×30</b>
3	70.22	20.47	4.78	95.47	387.2	19.95	49.21	436.41	581.88	290.94	<b>35×35</b>
2	70.22	20.47	4.78	95.47	482.67	19.95	58.52	541.19	721.58	360.6	<b>35×35</b>
1	70.22	20.47	4.78	95.47	578.14	19.95	66.5	644.64	859.52	429.76	<b>35×35</b>
RDC	70.22	20.47	4.78	95.47	673.61	19.95	73.15	746.76	995.68	497.84	<b>40×40</b>
S/SOL	70.22	20.47	5.54	96.23	769.84	19.95	106.4	876.24	1168.32	566.16	<b>40×40</b>

**II.7 Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) :**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois ,et les dés décollage sont interdits.

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

**Tableau II.14 : Vérification des conditions exigées par RPA.**

Condition exigées par RPA	Poteau	Valeur calculée	Vérifications
Min (b, h) ≥ 25cm	<b>30×30</b> <b>35× 35</b>	Min (b, h) = 30	Condition vérifiée
		he/20=286/20=14.3	Condition vérifiée
Min (b, h) ≥ he/20		b/h =1	Condition vérifiée
1/4 ≤ b/h ≤ 4	<b>Sous-sol</b> <b>40× 40</b>	Min (b, h) = 40	Condition vérifiée
		he/20=335/20=16.75	Condition vérifiée
		b/h =1	Condition vérifiée

❖ **Vérification au flambement:**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l’élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec :  $\lambda$  : Elancement du poteau

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$L_0 = h_e =$  Longueur libre du poteau.

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

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

$I$  : moment d’inertie du poteau ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{b} \quad \longrightarrow \quad \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

**Tableau II.15 : Vérifications des poteaux au flambement**

Niveau	Lo(m)	b×h (cm <sup>2</sup> )	$\lambda=2.42L_0 / h$	$\lambda \leq 50$
Sous –sol	3.55	40×40	21.4	Condition vérifiée
RDC	3.06	40×40	18.51	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> étage	3.06	35×35	21.15	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	3.06	30×30	24.68	Condition vérifiée

## II.8 Conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

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

- **Pré dimensionnement des planchers** :  $ht = 20\text{cm}$ .
- **Pré dimensionnement des poutres** :

→ **Poutres principales** :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

→ **Poutres secondaires** :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

- **Pré dimensionnement des voiles**:

- **Sous-sol** :  $e = 18\text{cm}$ .

- **RDC et étage courant** :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Pré dimensionnement des poteaux** :

→ **Sous-sol RDC** :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ .

→ **1<sup>er</sup>; et 2<sup>eme</sup>3<sup>eme</sup>étage**:  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

→ **5<sup>eme</sup> ; 4<sup>eme</sup> ; étages** :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

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

***Chapitre III :***  
*calcul des éléments*

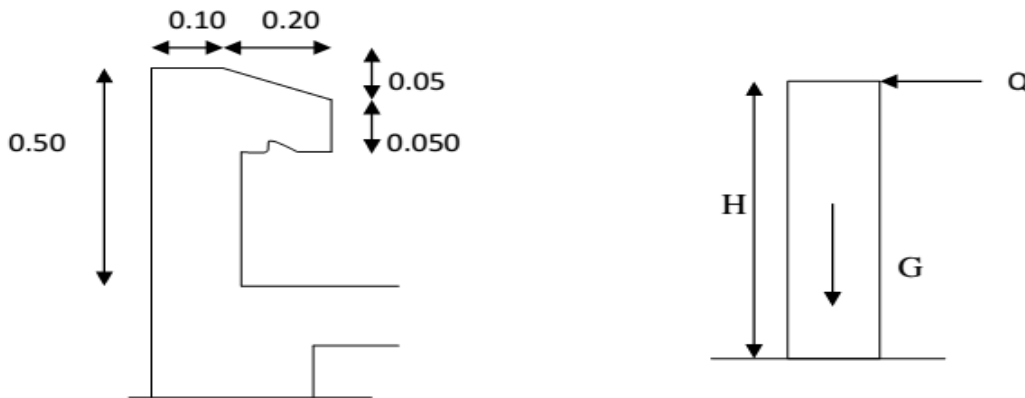
**III. Introduction:**

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99) et le RPA.**

**III.1:Acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise a son poids propre et a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

Le calcul se fera pour une bande de **1mètre** dans la section d'encastrement.



**Figure III.1.1:** Coupe verticale de l'acrotère

**III.1.1Calcul de l'acrotère**

➤ **Effort normal du au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1m$**

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.=25KN/m<sup>3</sup>

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G=[(0.5 \times 0.1) + (0.05 \times \frac{0.20}{2}) + (0.05 \times 0.1)] \times 25 \times 1m = 1.5kN/ml$$

$$G = 1.5 \text{ KN/ml}$$

• Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1.00KN/m$

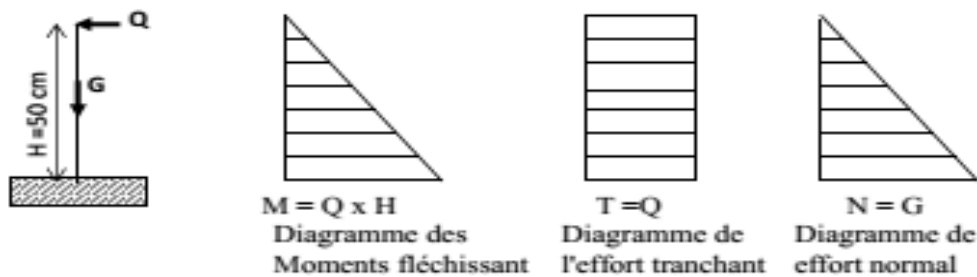
➤ **Calcul des sollicitations :**

• Effort normal du au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.5 \times 1 = 1.5KN$

• Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

• Moment de renversement M du à Q :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.5 \times 1 = 0.5 \text{ KN.m}$

➤ **Schéma statique :**



**Figure III.1.2 :** Diagramme des efforts internes (M ; N ; T).

### III.1.2. Combinaisons de charges :

➤ **A l'ELU** : la combinaison de charges est : **1,35 G + 1,50 Q**

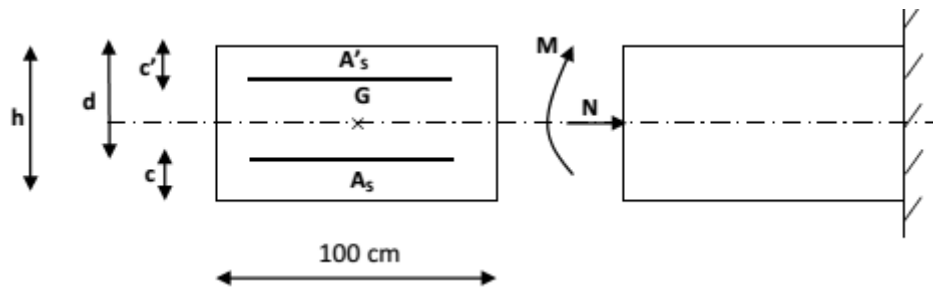
- Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,5 = 2,02 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 Q.H = 1,50 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$ .
- Effort tranchant T :  $T_u = 1,50 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$ .

➤ **A l'ELS** : la combinaison de charges est : **G + Q**

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,5 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement :  $M_s = 0,5 \text{ KN.m}$ .
- Effort tranchant T :  $T_s = Q = 1 \text{ KN}$ .

### III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur «  $h=10\text{cm}$  » et de largeur «  $b=100\text{cm}$  », soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $N_u$  et  $M_u$ , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .



**Figure III.1.3** : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

**h** = 10 cm (épaisseur de l'acrotère).

**b** = 100 cm (longueur de la section).

**c** = 3 cm (enrobage) ; la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

**d** =  $h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$  ; La hauteur utile.

#### III.1.3.1. Calcul a Etat limite ultime :

a) **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,02} \approx 0,37 \text{ m} = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

**M<sub>u</sub>** : moment dû à la compression.

**N<sub>u</sub>** : effort de compression.

**C<sub>p</sub>** : centre de pression.

**e<sub>u</sub>** : excentricité.

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

**b) Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :**❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec : } g = e_u + (h/2 - c) = 37 + [(10/2) - 3] = 39 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad g = 39 \text{ cm}$$

**g** : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$\text{Donc : } M_f = 2.02 \times 0.39 = 0.787 \text{ KN.m} = 787000 \text{ N.m}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.787 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,011$$

$\mu_b = 0.011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend  $\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$  (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0.787 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0.325 \text{ cm}^2$$

**c) Section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.325 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.258 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.258 \text{ cm}^2.$$

**III.1.3.2. Vérification à L'ELU :****a) Condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art4.2.1) :**

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

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.5} = 0,333 \text{ m} = 33.3 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{33.3 - (0,455 \times 7)}{33.3 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

- **Armature principales :**

$A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A = 0,258 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ .

**On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

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

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

$$\text{d'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

**Avec :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  ; (situation courante)

$\tau_u$ : contrainte de cisaillement

$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$  avec  $V_u$  : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée,}$$

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas Nécessaires).

**c) vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  (Acier de haute adhérence) ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,048} = 2,36 \text{ MPa}.$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$ .  $n$  : nombre de bares

$\tau_{se} = 2,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres verticales :** La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40\varphi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

**e) Espacement des barres :**

- Armatures principales :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**
- Armatures de répartition :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**f) La longueur de scellement droit :(Art6.1.1.23 BAEL) :su**

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4. \tau_{su}} \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,2, 1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 30 \text{ cm.}$$

**III.1.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**a) La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min (266,67, 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta = 1,6$  pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9155 \\ K_1 = 44,17 \end{cases}$$

$$k = 1/K_1 = 1/44,17$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,5 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 38,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) La contrainte dans le béton :**

Il faut s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = (0,6) (25) = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s \times K = \frac{38,8}{44,17} = 38,8 \times 0,022 = 0,853 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.1.3.4 Vérification de l'acrotère au séisme :**

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, «  $F_p$  » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante «  $Q$  ».

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  (RPA99 version 2003)

Avec :  $A$  : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$A = 0,15$  (Art4.2.3. tableau 4-1/RPA99).

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Dans notre cas  $C_p = 0,8$ . (Tableau 6-1/RPA 99)

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $= G = 1,5$  kN/ml

D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,5 = 0,72$  kN/ml  $< 1$  kN/ml

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile

**Conclusion :**

Ferraillage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : **3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20cm.

## III.2 CALCUL DU PLANCHER :

### III.2 .1 Introduction :

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

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- ✓ Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés)

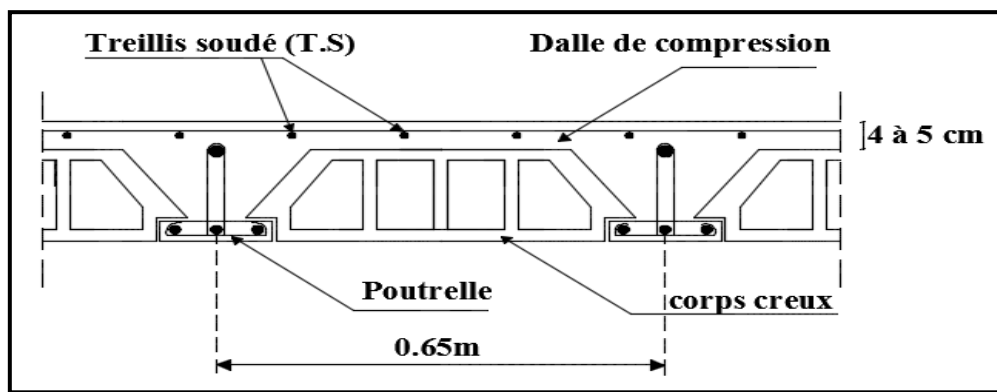


Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

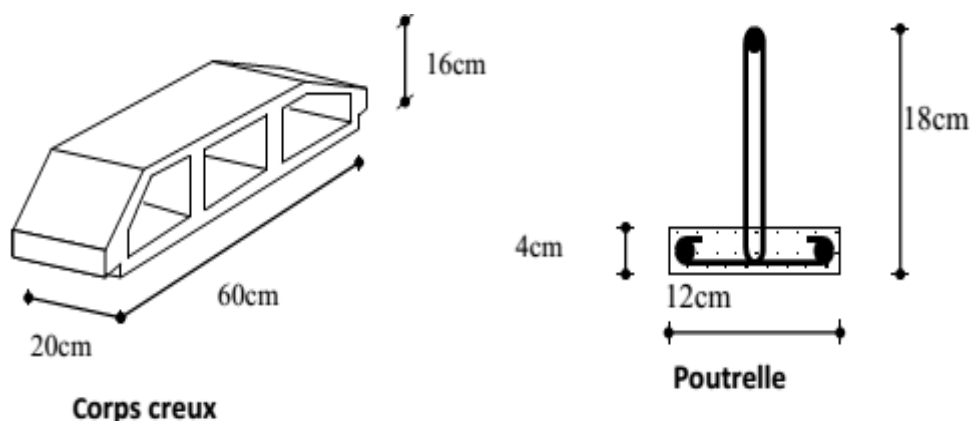
### III.2.2 Calcul de la dalle de compression :

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

Les démentions de mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

**20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.



### III.2.3 Calcul des Armatures :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :  $L = 65 \text{ cm}$  ; distance entre axes des poutrelles

$f_e = 520 \text{ MPa}$  : Limite d'élasticité .

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

Soit :  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_T = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_T = 15 \text{ cm}$ .

**Finalement**; pour des réseaux de disponibilité sur le marché ,On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150)

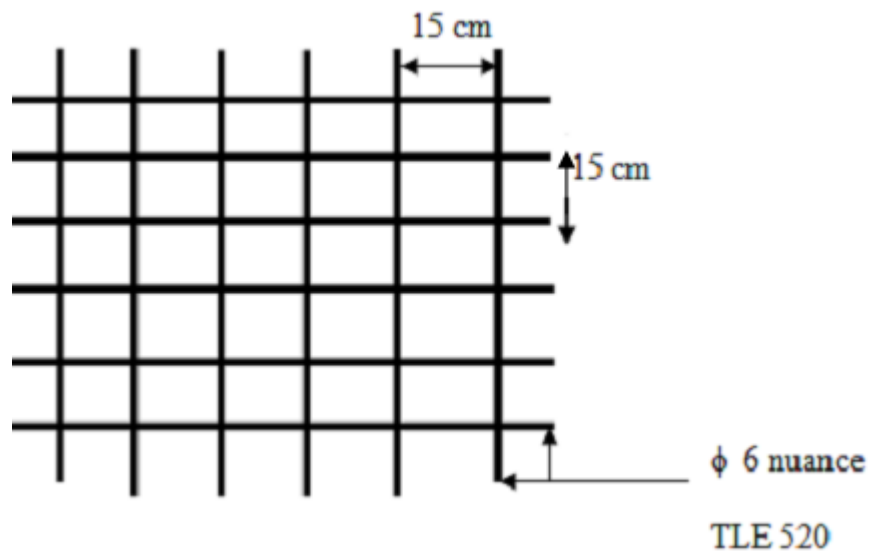


Figure III.2.2 : Treillis soudées de 15 x15 cm.

### III.2.4 : Etude de la poutrelle :

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

#### ➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

#### • Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

#### • Critère de la continuité :

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

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

#### III.2.4.1 : Dimensionnement de La poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, 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 :

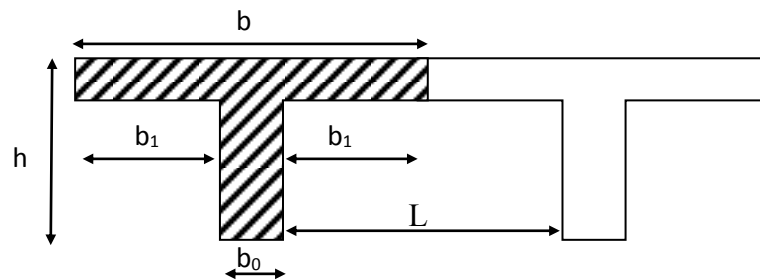


Figure I.2.3 : section en T.

- $L_1$ : longueur libre entre nus d'appuis (400cm).
- $L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ( $L = 65 - 12 = 53$  cm)
- $b$ : Distance entre axes des poutrelles .
- $b_0$ : Largeur de la poutrelle (12cm).
- $h$  : hauteur total de plancher ( $h = 20 + 4 = 24$ cm)
- $h_0$ : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).
- $b_1$  : La largeur de l'hourdis tel que :  $b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2}\right) = \min\left(\frac{400}{2}, \frac{53}{2}; \frac{2 \times 400}{3 \times 2}\right)$

$$b_1 = (40, 26.5, 133.33) = 26.5 \quad \longrightarrow \quad b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm} \quad .ok$$

#### III.2.4.2 Calcul de la poutrelle :

#### ➤ 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutrelle :  $G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN/ml}$

Poids du corps creux :  $G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{KN/ml}$

Avec :  $l = 65 \text{cm}$ : largeur de l'hourdi

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{KN/ml} \\ \text{Surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage à l'état limite ultime ELU :**

Les calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée) .

• **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow q_u = 1.35(0.74) + 1.50(1) = 2.5 \text{KN/ml}$$

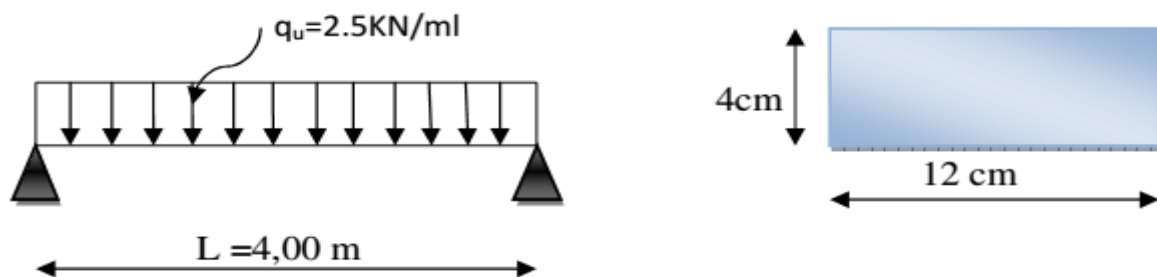


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle

• **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.00)^2}{8} = 5 \text{KN.ml}$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.00}{2} = 5 \text{KN}$$

• **Calcul de la section d'armature**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{cm}$

La hauteur  $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{cm}$

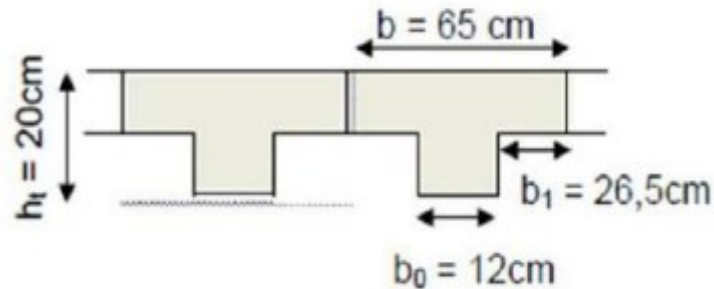
$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.33 \gg \mu_1 = 0.392 \text{ Section doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimée), donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires . Ces étais sont généralement distant de **80cm à 120cm**

➤ **2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage ,la poutrelle travaille comme une poutre en **Té** reposant sur des appuis intermédiaires , partiellement encastrée à ses deux extrémités .Elle supporte son poids propre ,ainsi que les charge et surcharges revenant au plancher



**Figure III.2.5:**section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitations :**

• **Poids propre de plancher :**

**Tableau III.2.1:**Poids propre de plancher

PLANCHER	G(KN/ml)	Q(KN/ml)
terrasse inaccessible	$5.68 \times 0.65 = 3.692$	$1 \times 0.65 = 0.650$
Sous-sol/ RDC/étage courant à usage d'habitation	$5.28 \times 0.65 = 3.432$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

• **combinaisons de charges :**

**Tableau III.2.2:** combinaisons de charges

PLANCHERS	ELU( $1.35G+1.5Q$ ) (KN/ml)	ELS ( $G+Q$ ) (KN/ml)
terrasse inaccessible	5.959	4.342
Sous-sol/RDC/étage courant à usage d'habitation	6.095	4.407

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus défavorable:

**qu = 6.0695KN/ml.**

**qs = 4.407KN/ml.**

❖ **Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application de la méthode : (**Art B.6.210 BAEL 91 modifiée 99**) :

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
  - La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \min\{2G; 5\} \text{ KN/m}^2$$

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  (habitation)
- $2G = 2 \times 5.28 = 10.56 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min\{2G; 5\} = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section.  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 »

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.4}{3.5} = 0.97 ; \frac{3.5}{4} = 0.87 ; \frac{4}{3} = 1.33 ; \frac{3}{4} = 0.75 ; \frac{4}{3.5} = 1.14 ; \frac{3.5}{3.4} = 1.02 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

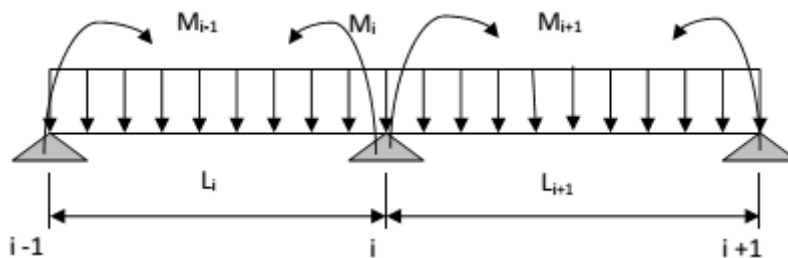
**Conclusion :**

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc la méthode forfaitaire non applicable, donc le calcul se fera par la méthode **des trois moments**.

❖ **Méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives «  $l_i$  » et «  $l_{i+1}$  ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.



**Figure II.2.6 :** Méthodes des 3 moments.

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

**a) Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot \frac{L_i}{L_{i+1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{L_i} + \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} = \frac{-q_i \times l^3 i}{4} - \frac{q_{i+1} \times l^3 i+1}{4}$$

**b) Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que : } \mu(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} = q\frac{x}{2}(1-x).$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u L}$$

**c) Les efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Avec :

**M<sub>i-1</sub>, M<sub>i</sub> et M<sub>i+1</sub>** : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis «i-1», «i» et «i+1».

**L<sub>i</sub>** : Portée de la travée a gauche de l'appui 'i'.

**L<sub>i+1</sub>** : Portée de la travée a droite de l'appui 'i'.

**q<sub>i</sub>** : Charge répartie a gauche de l'appui 'i'.

**q<sub>i+1</sub>** : Charge répartie a droite de l'appui 'i'.

❖ **Application de la méthode des trois moments**

**Calcul a l'ELU**

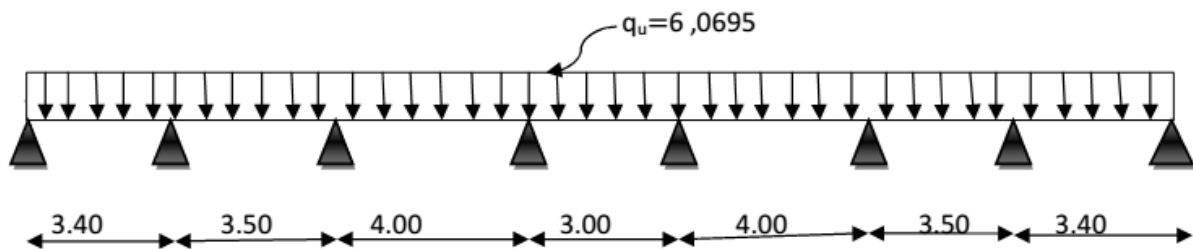
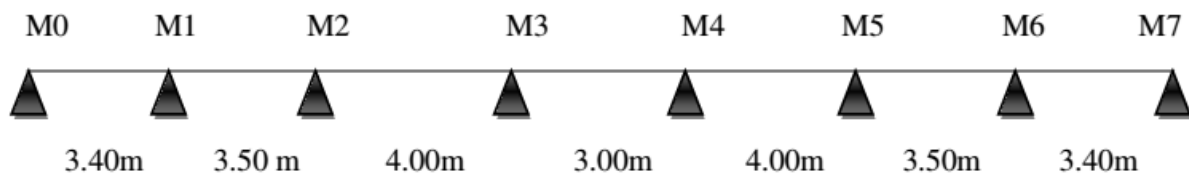


Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutrelle.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments aux appuis :**



b) **Calcul des moments aux appuis:**

- Pour n=0                    6,8M<sub>0</sub>+3,4M<sub>1</sub>=-59,64.....(1)
- Pour n=1                    3,4M<sub>0</sub>+13,8M<sub>1</sub> +3,M<sub>2</sub>=-124,69.....(2)
- Pour n=2                    3,5M<sub>1</sub>+15M<sub>2</sub>+4M<sub>3</sub>=-162,17.....(3)
- Pour n=3                    4M<sub>2</sub>+14M<sub>3</sub>+3M<sub>4</sub>=-138,08.....(4)
- Pour n=4                    3M<sub>3</sub>+14M<sub>4</sub>+4M<sub>5</sub>=-138,08.....(5)
- Pour n= 5                    4M<sub>4</sub>+15 M<sub>5</sub>+3,5M<sub>6</sub>=-162,17.....(6)
- Pour n= 6                    3,5M<sub>5</sub> +13,8 M<sub>6</sub>+3,4M<sub>7</sub>=-124,69.....(7)
- Pour n= 7                    3,4M<sub>6</sub> +6,8M<sub>7</sub>=-59,64.....(8)

**La résolution du système nous donne :**

M <sub>0</sub> = - 5,98KN.ml	M <sub>1</sub> = -5,57 KN.ml	M <sub>2</sub> = -7,84 KN.ml
M <sub>3</sub> = - 6,28 KN.ml	M <sub>4</sub> = -6,28 KN.ml	M <sub>5</sub> =-7,84 KN.ml
M <sub>6</sub> =-5,57KN.ml	M <sub>7</sub> = -5,98KN.ml	

• **Calcul des moments en travée:**

**Tableau III.2.3 :**Calcul des moments en travées.

N° Travée	$L_i$ (m)	$L_i/2$ (m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$q_u \times L_i$ (KN)	X (m)	$\mu(x)$	$M^{max}$ (KN.m)
0 – 1	3.4	1.7	-5.98	-5.57	0.41	6.0695	20.63	<b>1.87</b>	8.68	<b>2.93</b>
1 – 2	3.5	1.75	-5.57	-7.84	-2.27	6.0695	21.24	<b>1.64</b>	9.25	<b>2.61</b>
2 – 3	4	2	-7.84	-6.28	1.56	6.0695	24.27	<b>2.06</b>	12.12	<b>5.08</b>
3 – 4	3	1.5	-6.28	-6.28	0.0	6.0695	18.20	<b>1.50</b>	6.82	<b>0.54</b>
4 – 5	4	2	-6.28	-7.84	-1.56	6.0695	24.27	<b>1.93</b>	12.12	<b>5.08</b>
5 – 6	3.5	1.75	-7.84	-5.57	2.27	6.0695	21.24	<b>1.85</b>	9.25	<b>2.61</b>
6 – 7	3.4	1.7	-5.57	-5.98	-0.41	6.0695	20.63	<b>1.68</b>	8.76	<b>2.93</b>

**Remarque :**

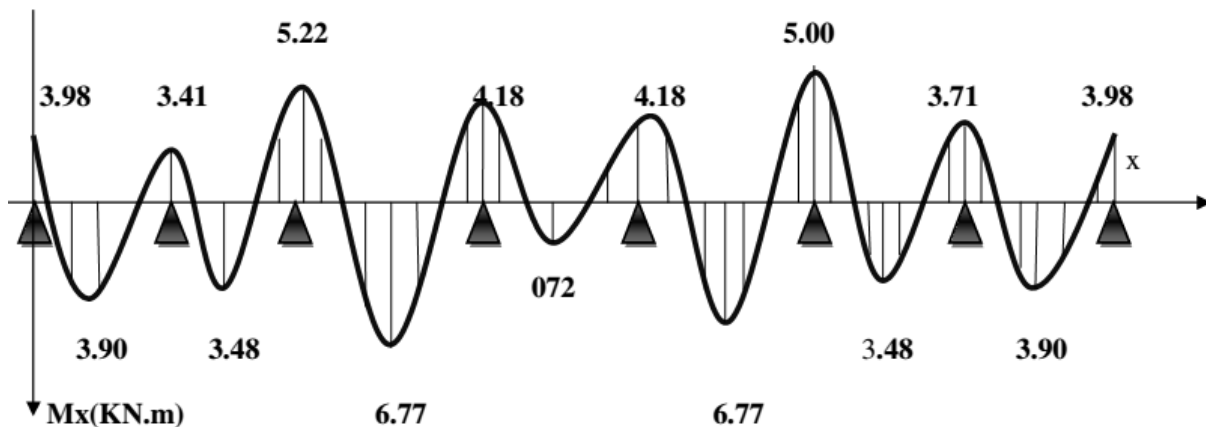
Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- **Augmentation de 1/3 pour les moments en travée**
- **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura les résultats suivants

**Aux appuis :En travée :**

- |                           |                               |
|---------------------------|-------------------------------|
| $M_0 = -3.98 \text{KN.m}$ | $M_{t0-1} = 3.90 \text{KN.m}$ |
| $M_1 = -3.71 \text{KN.m}$ | $M_{t1-2} = 3.48 \text{KN.m}$ |
| $M_2 = -5.22 \text{KN.m}$ | $M_{t2-3} = 6.77 \text{KN.m}$ |
| $M_3 = -4.18 \text{KN.m}$ | $M_{t3-4} = 0.72 \text{KN.m}$ |
| $M_4 = -4.18 \text{KN.m}$ | $M_{t4-5} = 6.77 \text{KN.m}$ |
| $M_5 = -5.22 \text{KN.m}$ | $M_{t5-6} = 3.48 \text{KN.m}$ |
| $M_6 = -3.71 \text{KN.m}$ | $M_{t6-7} = 3.90 \text{KN.m}$ |
| $M_7 = -3.98 \text{KN.m}$ |                               |

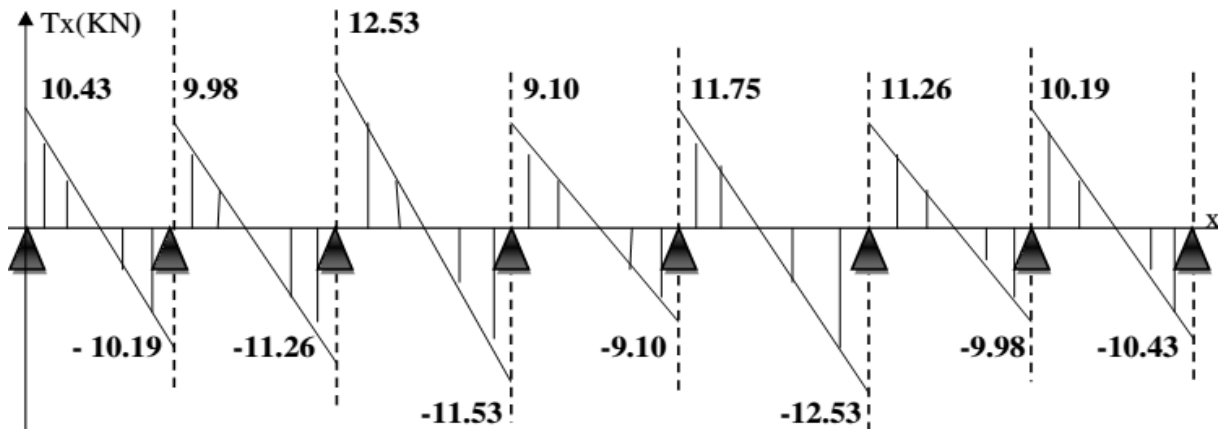


**Figure III.2.8:**Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

• **Calcul des efforts tranchants :**

**Tableau III.2.4:** Calcul des efforts tranchants

N° Travée	Longueur	$q/2xL_{i+1}$	$M_{i+1}-M_i /L_{i+1}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
0-1	3.4	10.31	0.12	<b>10.43</b>	<b>-10.19</b>
1-2	3.5	10.62	-0.64	<b>9.98</b>	<b>-11.26</b>
2-3	4	12.139	0.39	<b>12.53</b>	<b>-11.75</b>
3-4	3	9.10	0.0	<b>9.10</b>	<b>-9.10</b>
4-5	4	12.139	-0.39	<b>11.75</b>	<b>-12.53</b>
5-6	3.5	10.62	0.64	<b>11.26</b>	<b>-9.98</b>
6-7	3.4	10.31	-0.12	<b>10.19</b>	<b>-10.43</b>



**Figure III.2.9:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

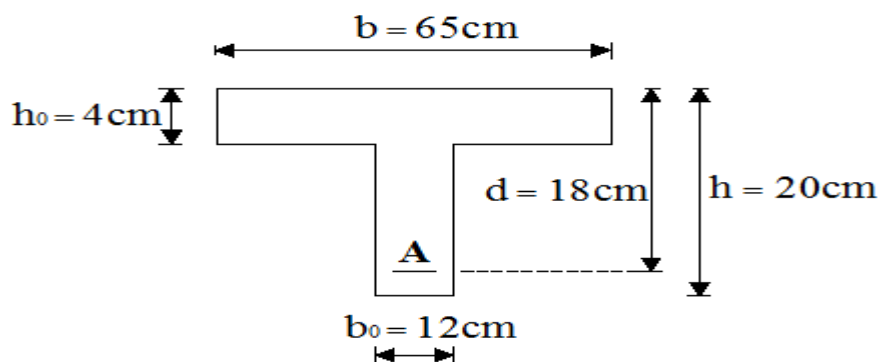
**III. 2.4.3 Ferrailage a l'ELU :**

**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont

$M_{max}^t = 6.77\text{KN.m}$

$M_{max}^a = -5.22\text{KN.m}$



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

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

**a) En travées**

$M_t^{max} = 6.77\text{kN.m}$

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}; \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

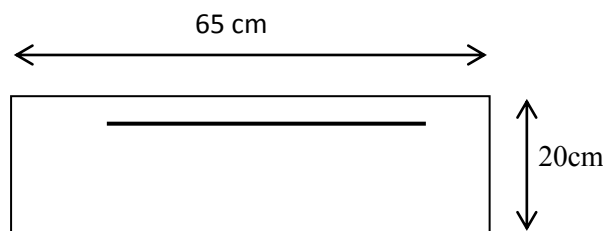
$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.77 \text{ kN.m} < M_0 \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire (bxh)=(65x20).

La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.77 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.037 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.77 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.09 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature :

$$\text{-Ast=2HA10= 1,57 cm}^2.$$

$$\text{-Armature de répartition : Ar=1/4Ast=0.58cm}^2$$

$$\text{-Nous prendrons 3HA8 =1.51cm}^2$$

#### b) Aux appuis :

$$\blacksquare M_{max}^a = -5.22 \text{ KN.m}$$

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

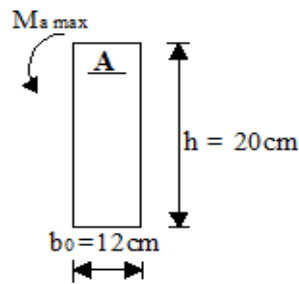


Figure III.2.10: Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$\mu = \frac{M_A^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.22 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.94$$

$$\mu = 0.94 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.94 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_A^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.22 \times 10^5}{0.951 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.86 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature :

- $A_{SA}=1\text{HA}10+ 1 \text{ HA } 10 \text{ Chap} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

-**Armature de répartition** :  $A_r=A_{sa}/4 \text{ Ast} = 2.26/4 = 0.56\text{cm}^2$

-Nous prendrons **3HA8 =1.51cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures transversales à L'ELU (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1, 23)**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right)$$

$$\varphi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm} \approx 6\text{mm}$$

Nous choisissons un cadre de **Ø8** avec  $A_{st}=3\text{HA}8 =1.50\text{cm}^2$

**Espacement des cadre** : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

- En travée  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

En appui  $A_{st} = 1HA10 + 1 HA 10 \text{ Chap} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

- Les armatures transversales :  $A_{st} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

**III.2.4.4 Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2BAEL91/99) :**

- Calcul de la section minimale :

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**b) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{12.53 \times 1000}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_u \text{ max}$  : Effort tranchant maximal. = 12.53

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  la condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)**

- ❖ Influence sur le béton :

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$  Avec :  $a = 0.9d$

$$V_u = 12,53 \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ Kn}.$$

$$v_u = 12.53 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ Influence Sur l'acier :

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times (V_u^{\text{max}} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 12.53 + \frac{6.81}{0.9 \times 180} \right) = 0.036 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**d) Vérification la contraint d'adhérence de l'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{12.53 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.82 \text{ MPa avec :}$$

$\Psi = 1.5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Pour acier HA:  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \varnothing = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{ nous prendrons : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à :  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$\mathbf{LC = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}}; \text{ nous adopterons des crochets a } 45^\circ \text{ avec une longueur } \mathbf{LC = 20 \text{ cm.}}$$

Avec :

$l_s$  : longueur de scellement droit.

$L_c$  : longueur d'ancrage.

### III.2.4.5 Calcul a l'ELS

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs a l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul a

L'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\mathbf{q_u = 6.0695 \text{ KN/ml.}}$$

$$\mathbf{q_s = 4.407 \text{ KN/ml.}}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.407}{6.0695} = 0.726$$

❖ **Moments fléchissant :**

✓ **Aux appuis:**

$$M_{ser}^a = 5.22 \times 0.726 = 3.78 \text{ KN.m}$$

✓ **En travées**

$$M_{ser}^t = 6.77 \times 0.726 = 4.91 \text{ KN.m}$$

### III.2.4.6 Vérification a l'ELS :

#### a)Etat limite de la compression du béton :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st}=3HA10= 2.35\text{cm}^2$ .

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_s}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 4,91 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,65 \\ \beta_1 = 0,877 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_s} = \frac{4.91 \times 10^6}{0.877 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 198,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198,11}{25,65} = 7,72 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 3,78 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,65 \\ \beta_1 = 0,877 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_s} = \frac{3,78 \times 10^6}{0.877 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 152,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{152,51}{25,65} = 5,94 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

#### b)Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration **peu nuisible** ; donc aucune vérification n'est nécessaire..(Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

#### c)Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4.407 \times \frac{4^2}{8} = 8.814 \text{ kN.m}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{4.95}{15 \times 8.814} = 0.031 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{la condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

**Donc** : les conditions sont toutes vérifiées, le calcul de la flèche n'est obligatoire.

**La condition est vérifiée.**

**Conclusion :**

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

➤ Les armatures longitudinales :

- En travée  $A_{st}=2HA10= 1,57\text{cm}^2$ .

- Aux appuis :  $A_{sa} = 1HA10+ 1HA10 \text{ Chap} = 1,57\text{cm}^2$ .

➤ Les armatures transversales :

$$A_{st}=3HA8 =1.51\text{cm}^2$$

### III.3 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

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

#### III.3.1 Les éléments d'un escalier

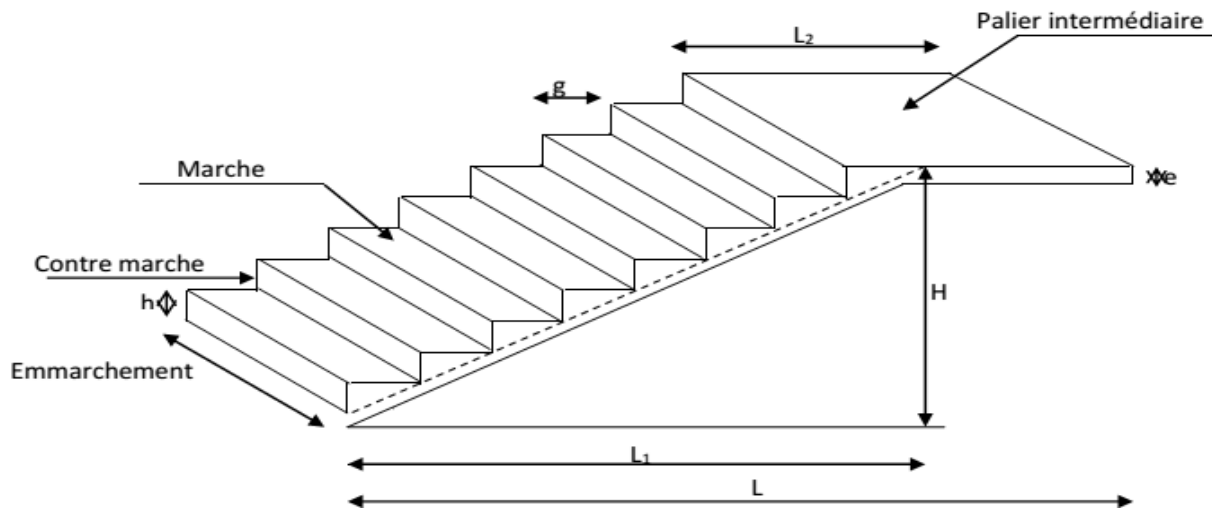


Figure III.3.1: Schéma représentatif d'un escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit l'utilisateur; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et de la contre marche, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h :** c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il a une valeur constante, de  $28$  cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

### III.3.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

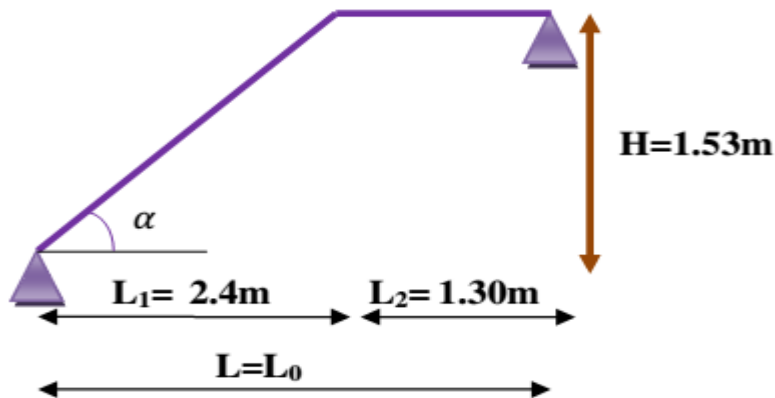


Figure III.3.2: Schéma statique de l'escalier.

#### Calcul de n, h et g :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL :  $60\text{cm} \leq g + h \leq 64\text{cm}$

**La hauteur de la marche h :**  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$  ; on prend **h = 17 cm**

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

**Le giron g :**  $g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$  **g=30 cm**

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$ .  $\longrightarrow 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm}$ .

$59\text{ cm} \leq 2h + g = 64\text{ cm} \leq 64\text{ cm}$ .  $\longrightarrow$  **Condition vérifié**

### III.3.3 Épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation  $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse . $L_0 = L$

$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$   $\alpha = 32.51^\circ$

$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 284.59\text{ cm}$  **D'où L=284.59+130=414.59cm**

$\frac{414.59}{30} \leq e_p \leq \frac{414.59}{20}$   $13.81 \leq e_p \leq 20.72$

#### Conclusion :

On opte pour une épaisseur  **$e_p = 16\text{cm}$**  pour le paillasse et le palier

### III.3.4 Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, On pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**III.3.4.1 Charges permanentes :**• **Palier****Tableau III.3.1:** La charge revenant au palier.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit du sable	0.03	18	0.54
Poids propre de palier	0.2	25	5.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale.			Gt =6.54 KN/m <sup>2</sup>

• **La paillasse :****Tableau III.3.2:** La charge revenant à la paillasse.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	La Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	0.15/cos(32,51)= 0.17	25	4.44
Poids propre des marches	0.17/2=0.085	25	2.12
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Garde-corps	/	/	0.2
Charge permanente totale.			Gt =8.32KN/m <sup>2</sup>

**III.3.4.2 Surcharge d'exploitation :**

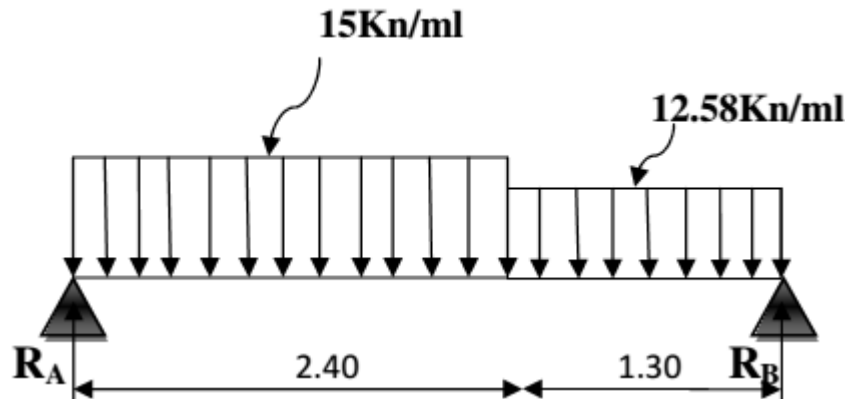
La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTR B.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier :  $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

**III.3.5 Combinaison des charges :****Tableau III.3.3 :** Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

	ELU:qu=(1.35G+1.5Q)×1 m[kN/m]	ELS:qs= (G+Q) ×1m [kN/m]
Le palier	qu= [(1.35×6.54) + (1.5×2.5)] × 1m= <b>12.58</b>	qs= (6.54+2.5) ×1m= <b>9.04</b>
La paillasse	qu= [(1.35×8.32) + (1.5×2.5)] × 1m= <b>15</b>	qs= (8.32+2.5) ×1m= <b>10.82</b>

**III.3.6 Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :



**Figure III.3.3 :** Schéma statique de l'escalier a l'ELU.

a) **Calcul des réactions d'appuis :**

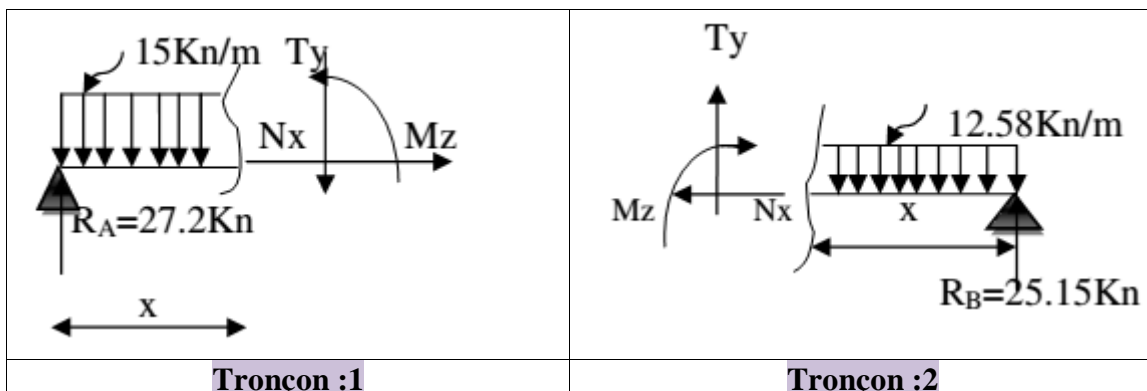
$\Sigma F/x=0 \quad \Sigma F/y=0$

$\Sigma F/y=RA+RB=12.58 \times 1.30 + 15 \times 2.40= 52.35\text{KN}$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow (-RB \times 3.7) + (15 \times 2.40 \times 1.2) + (12.58 \times 1.30 \times 3.05)= 0$

$RB=25.15\text{Kn} . \quad RA=27.2\text{Kn} .$

b) **Calcul des efforts internes :**



**Tableau III.3.4:** Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,4$	$Ty= 27.2 -15x$	$Mz=27.2x-7.5x^2$	0	<b>27.2</b>	<b>0</b>
			2.4	<b>-8.8</b>	<b>22.08</b>
$0 \leq X \leq 1,3$	$Ty=12.58x-25.15$	$Mz=-6.29x^2 +25.15x$	0	<b>-25.15</b>	<b>0</b>
			1.3	<b>-8.8</b>	<b>22.08</b>

**Calcul du moment max :**  $Ty=27.2-15 x$

La distance correspondent au moment max est :  $x = \frac{27.2}{15} = 1.81\text{m}.$

Donc :  $M_{\max}(1.81)=24.66 \text{ kN.m}$

**Remarque :**

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$M_{\max} \text{ Aux appuis : } M_{\max}^A = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 24.66 = -7.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} \text{ En travée : } M_{\max}^T = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 24.66 = 20.96 \text{ kN.m}$$

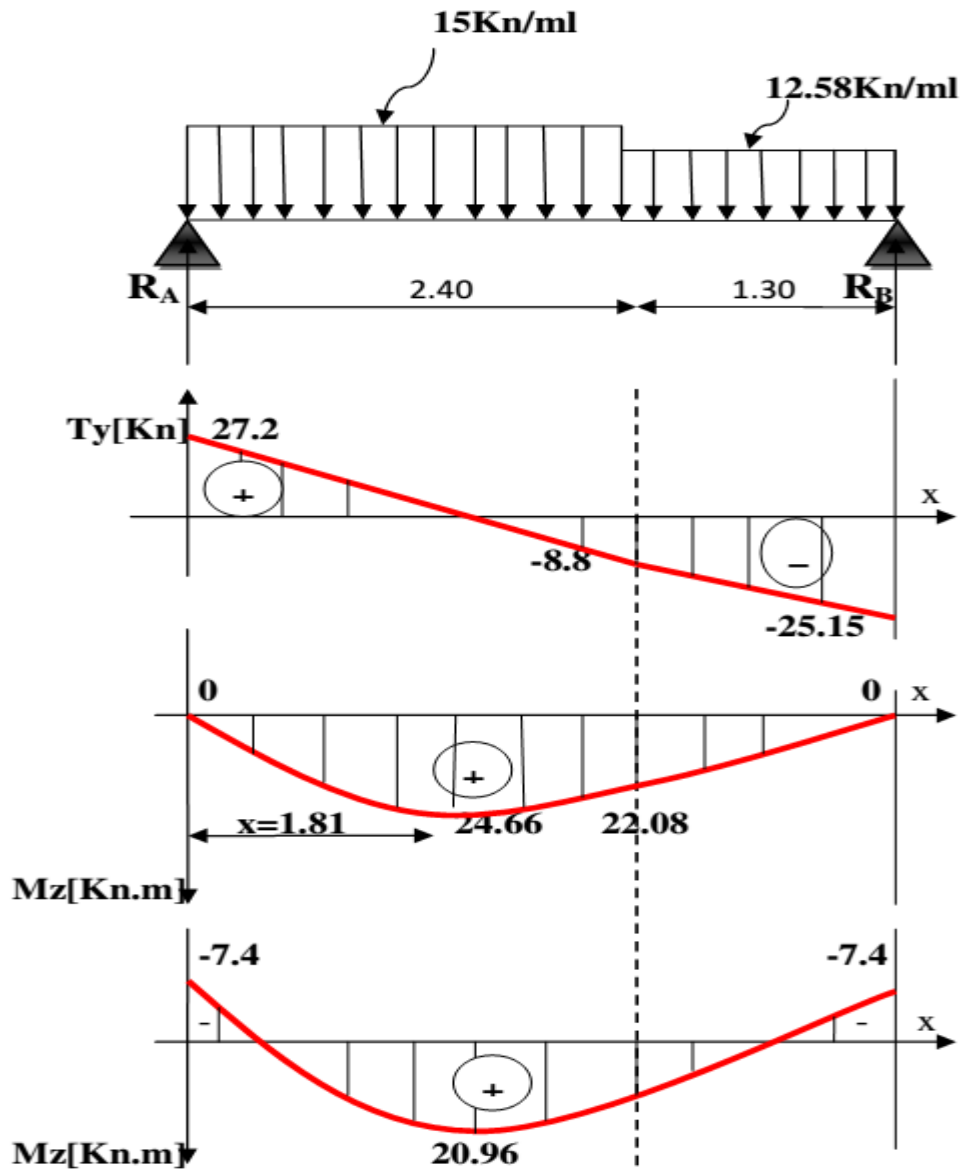
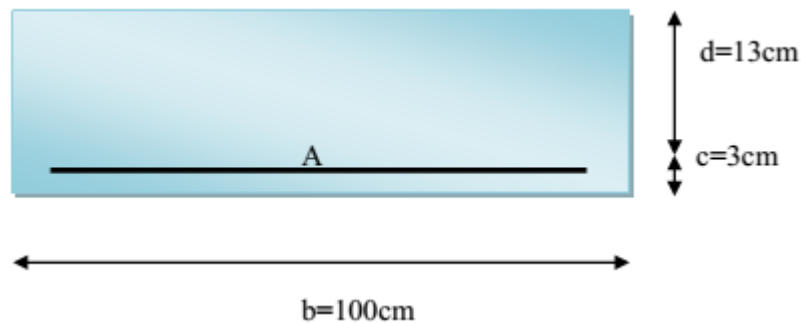


Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

**III.3.6.1. Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m).



❖ **En travée :  $M_u^t = 20.96 \text{ KN.m}$**

- **Armatures principales :**

$$\mu_T = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20,96 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_T = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.9565$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20,96 \times 10^3}{0.9565 \times 13 \times 348} = 4,84 \text{ cm}^2$$

**Soit: 5HA12 ( $A_r = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

**Soit : 5HA10 ( $A_r = 5.65 \text{ cm}^2$ ) Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$**

❖ **Aux appuis :**

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,4 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.9825$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,4 \times 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

**Soit 5HA12 ( $A_r = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

**Soit : 5HA10 ( $A_r = 5.65 \text{ cm}^2$ ) Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$**

**III.3.6.2 Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**b) Espacement des barres :**

Armatures principales :  $St_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Armatures répartitions :  $St_{\max} = 25 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 99, Art-5.1.2.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{27,2 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max}$  : Effort tranchant maximal. = 27,2

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  la condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

**d) Influence de l'effort t ranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)****❖ Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$  Avec :  $a = 0,9d$

$$V_u = 27,2 \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ Kn}.$$

$v_u = 27,2 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**❖ Influence Sur l'acier :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$A_a = 5,65 \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 27,2 \times 10^3 + \frac{7,4 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = 5,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 99, Art A.6.1.3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$  ; pour HA :  $\Psi_s = 1,5$

$$\tau_{se} = \frac{V_U^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec  $\sum U_i$  : la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{27,2 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  **la condition est vérifiée**

**f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

Longueur de scellement droit : elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction demandé à la barre puisse être mobilisé.

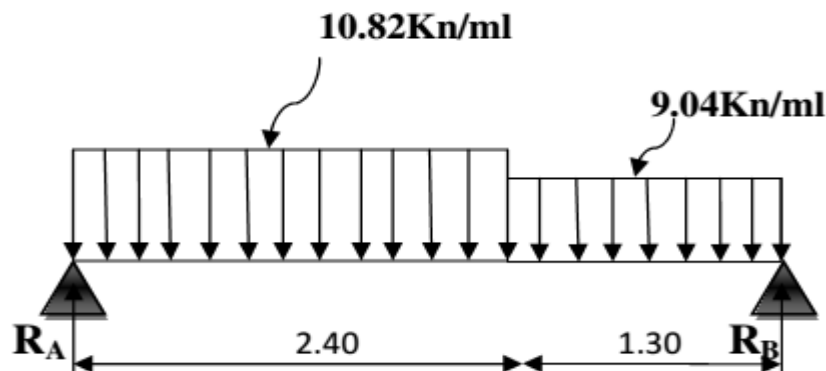
$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_S} \text{ Avec } : \tau_{se} = 0.6 \times \Psi_S^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.358} = 35.27\phi \text{ cm} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$$

D'après (Art A.6.1.253 BAEL91), si la longueur de scellement est importante on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4L<sub>S</sub>)

**Pour :**  $\phi = 1 \text{ cm.}$   $L_{SB} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$

$L_S = 0.4 \times L_{SB} = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$

**III. 3.6.3: Calcule des moments et effort tranchant a l'ELS :****a) Les réactions aux appuis :**

**Figure III.3.5 :** Schéma statique d'escalier a l'ELS

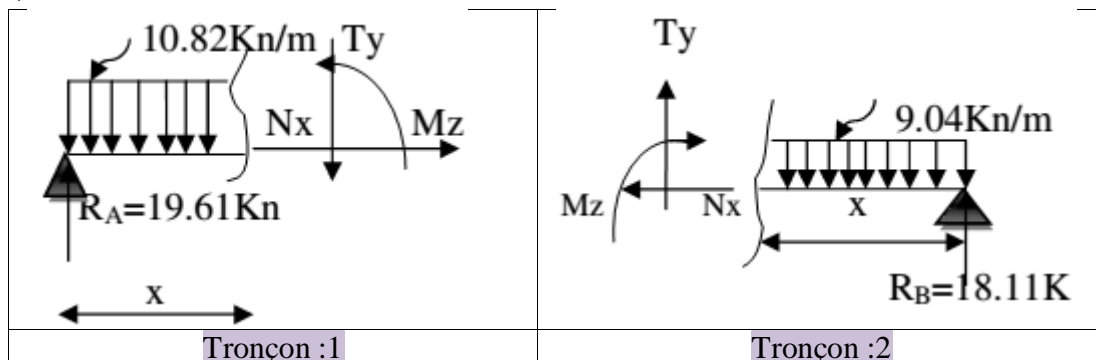
**a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/x=0 \quad \sum F/y=0$$

$$\sum F/y = R_A + R_B = 10.82 \times 2.40 + 9.04 \times 1.30 = 37.72 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 3.7) + (10.82 \times 2.40 \times 1.2) + (9.04 \times 1.30 \times 3.05) = 0$$

$$R_B = 18.11 \text{ Kn.} \quad R_A = 19.61 \text{ Kn.}$$

**b) Calcul des efforts internes :**

**Tableau III.3.5:** Les efforts internes à l'ELS

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,4$	$Ty = 19.61 - 10.82x$	$Mz = 19.61x - 5.41x^2$	0	<b>19.61</b>	<b>0</b>
			2.4	<b>-6.358</b>	<b>15.90</b>
$0 \leq X \leq 1,3$	$Ty = 9.04x - 18.11$	$Mz = -4.52x^2 + 18.11x$	0	<b>18.11</b>	<b>0</b>
			1.3	<b>-6.358</b>	<b>15.90</b>

**Calcul du moment max :**  $Ty = 19.61 - 10.82x$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{19.61}{10.82} = 1.81\text{m}$ .

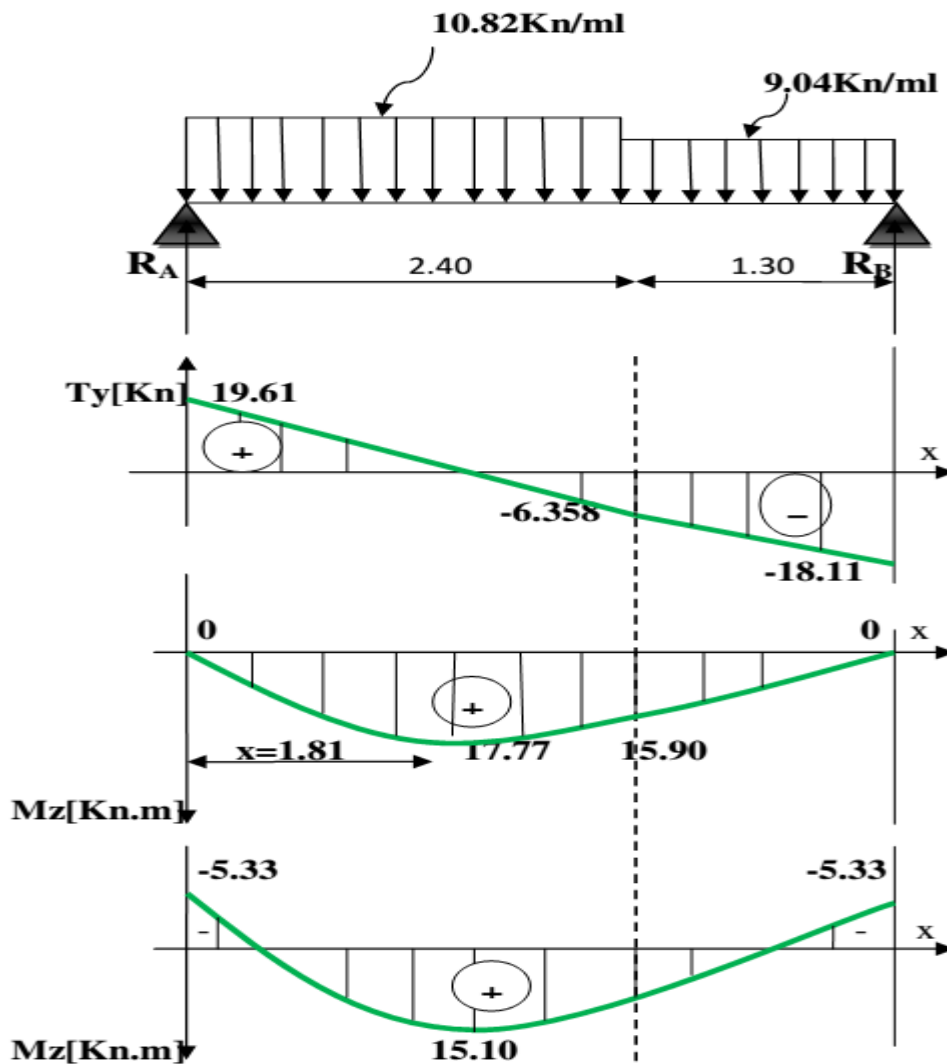
Donc :  $M_{\max}(1.81) = 17.77\text{ kN.m}$

**Remarque :**

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

**$M_{\max}$  Aux appuis :**  $M_{\max}^A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 17.77 = -5.33\text{ kN.m}$

**$M_{\max}$  En travée :**  $M_{\max}^T = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 17.77 = 15.10\text{ kN.m}$



**Figure III.3.6 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS.

### III.3.6.4 Vérifications à l'ELS

#### a) Les contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$   $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

La fissuration est **peu nuisible** car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

➤ **Appui :  $M_a = 5.65 \text{ Kn.m}$  →  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = \mathbf{0,301} \beta_1 = \mathbf{\rightarrow 0,9135}, K_1 = \mathbf{42.805}$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_{st} = \frac{5.33 \times 10^3}{0,9135 \times 13 \times 3.92} = 114.49 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42.805} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 114.49 = 2,67 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :  $M_t = 15.10 \text{ Kn.m}$  →  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = \mathbf{0,434} \beta_1 = \mathbf{0,8995}, K_1 = \mathbf{34.75}$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_{st} = \frac{15.10 \times 10^3}{0.8995 \times 13 \times 5.65} = 228.55 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.75} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 228.55 = 6.57 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.6.5 Vérification de la flèche :

#### ❖ Pour paillasse :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La 1<sup>er</sup> conditions non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :  $f < \bar{f}$

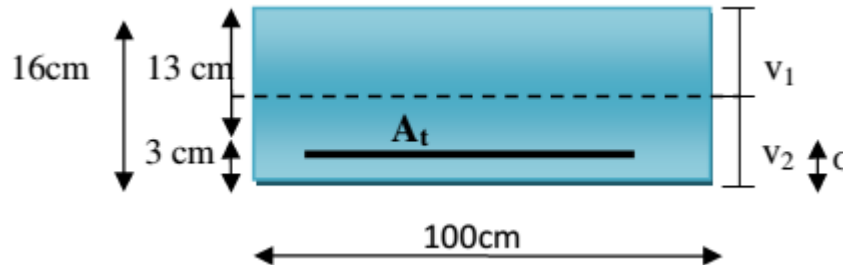
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_V \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.70}{500} = 0.0074 \text{ m}$$

**Avec :**

**$E_V$  :** module de déformation différé du ( $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$ )

**$I$  :** moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

**$V_1$  :** position de l'axe neutre :  $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$



- **Calcul la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 16) + (15 \times 5.65) = 1684.75 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 13901.75 \text{ cm}^3$$

Donc :  $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{1391.75}{1684.75} = 8.25 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.25 = 7.75 [\text{cm}]$$

- **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (8.25^3 + 7.75^3) + 15 \times 5.65 (7.75 - 3)^2$$

$$I_0 = 36145.35 [\text{cm}^4]$$

- **La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_V I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.82 \times 10^3 \times 3.7^4}{10818.86 \times 36145.35 \times 10^{-2}} = 0.0067 \text{ m}$$

D'où :  $f = 0.0067 \text{ m} < \bar{f} = 0.0074 \text{ m} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ❖ **En travée :**

Armatures principale : 5HA12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm

- ❖ **Aux appuis :**

Armatures principale : 5HA10/12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm

### III.4 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

#### III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Du chapitre II on a :

Hauteur = 35cm

Largeur = 30 cm

30cm

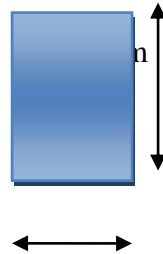


Figure III.4.1 : Section de la poutre palière

Notre poutre a pour dimension (b × h) = (30 × 35) cm<sup>2</sup>

#### III.4.2 : Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$ .
- Charge d'exploitation ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$ .
- Effort tranchant à l'appui B :
- ELU:  $R_U = 25.15 / 1\text{m} = 25.15 \text{ KN / ml}$ .
- ELS:  $R_s = 18.11 / 1 \text{ m} = 18.11 \text{ KN / ml}$ .

#### III.4.3 : Calcul à l'ELU:

a) Combinaison à considérée :

A l'ELU :  $Q_U = 1.35G + R_U = (1.35 \times 2.62) + 25.15 = 28.68 \text{ kN/ml}$

A l'ELS:  $Q_S = G + R_s = 2.62 + 18.11 = 20.73 \text{ kN/ml}$

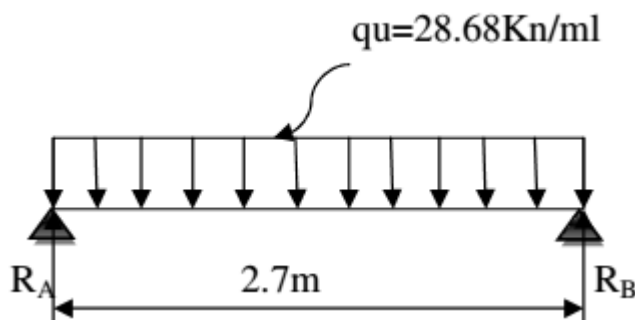


Figure III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

a) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28.68 \times 2.7}{2} = 38.71 \text{ KN.m}$$

b) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28.68 \times 2.7^2}{8} = 26.13 \text{ KN.m}$$

Moments corrigé :

En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 26.13 = 22.12 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 26.13 = -7.84 \text{ KN.m}$

Efforts tranchant max :  $V_u^{\max} = 38.71 \text{ kN}$

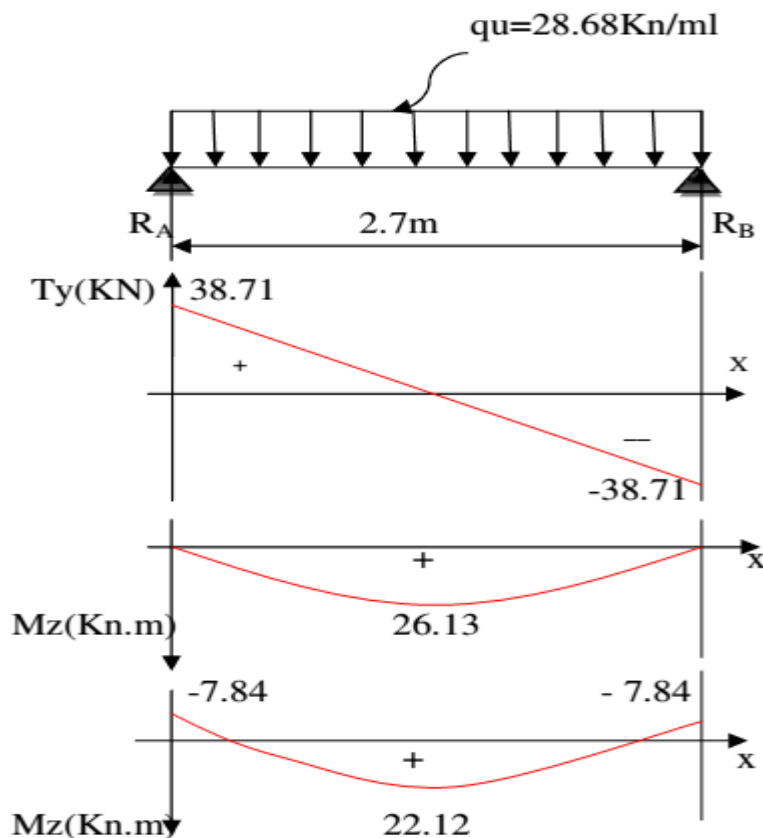


Figure III.4.3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

❖ **En travée :**  $M_t = 22.12 \text{ kN.m}$ .  $d = h - c = 35 - 3 = 33 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.12 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.048$$

$\mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.12 \times 10^3}{0.975 \times 33 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

❖ **Aux appuis :**  $M_u^{ap} = 7.84 \text{ kN.m}$

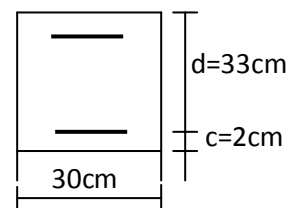
$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7.84 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.84 \times 10^3}{0.992 \times 33 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**



**III.4.4. Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Aux appuis  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

$$T_u^{\max} = 38.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{38.71 \times 1000}{300 \times 230} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

**c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_U = 38.71 \text{ KN} \leq 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 33 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-3) :****❖ Influence sur le béton :**

$$V_U = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \text{ avec : } a = 0.9d$$

$$V_U = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.33 \times 0.9 \times 0.30}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

$V_U^{\max} = 38.71 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée

**❖ Influence sur Les armatures:**

Il faut avoir:

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_U + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 387.1 + \frac{-7.84}{0.9 \times 33} \right) = 1.11 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

**e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{38.71 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

**f) Calcul les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 1 ; 3\} = 10mm$$

On choisit un diamètre :  $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>.  $\Rightarrow$ (1 cadre +1 étrier)  $\phi 8$

➤ **Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)**

- **En appuis** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right\} = \min \{8.75, 12, 30\} = 7.5cm$  soit  $S_t = 7cm$

Selon RPA : les premières armatures transversales doivent être disposés à **5cm** au plus du nu de l'appui

- **En travée** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm$  soit  $S_t = 15cm$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

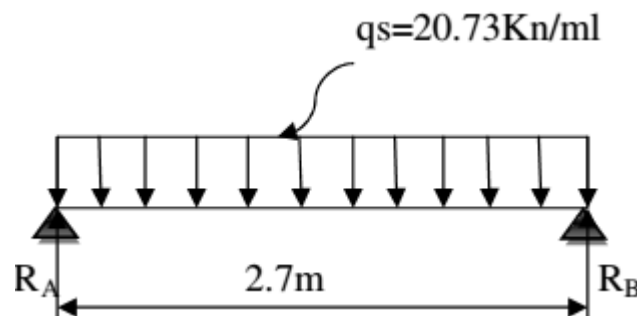
$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  (1 cadre +1 étrier)  $\phi 8$

➤ **Quantité des armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.39 \text{ cm}^2.$$

$2.01 > 0.39 \text{ cm}^2 \rightarrow$  la condition est vérifiée

### III .4.5 Vérification à L'ELS :



**Figure III.4.4:** Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

**a) Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.73 \times 2.7}{2} = 27.98 \text{ KN.m}$$

**a) Moment fléchissant et l'effort tranchant :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20.73 \times 2.7^2}{8} = 18.9 \text{ KN.m}$$

Moments corrigé :

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18.9 = 16.06 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 18.9 = -5.67 \text{ KN.m}$

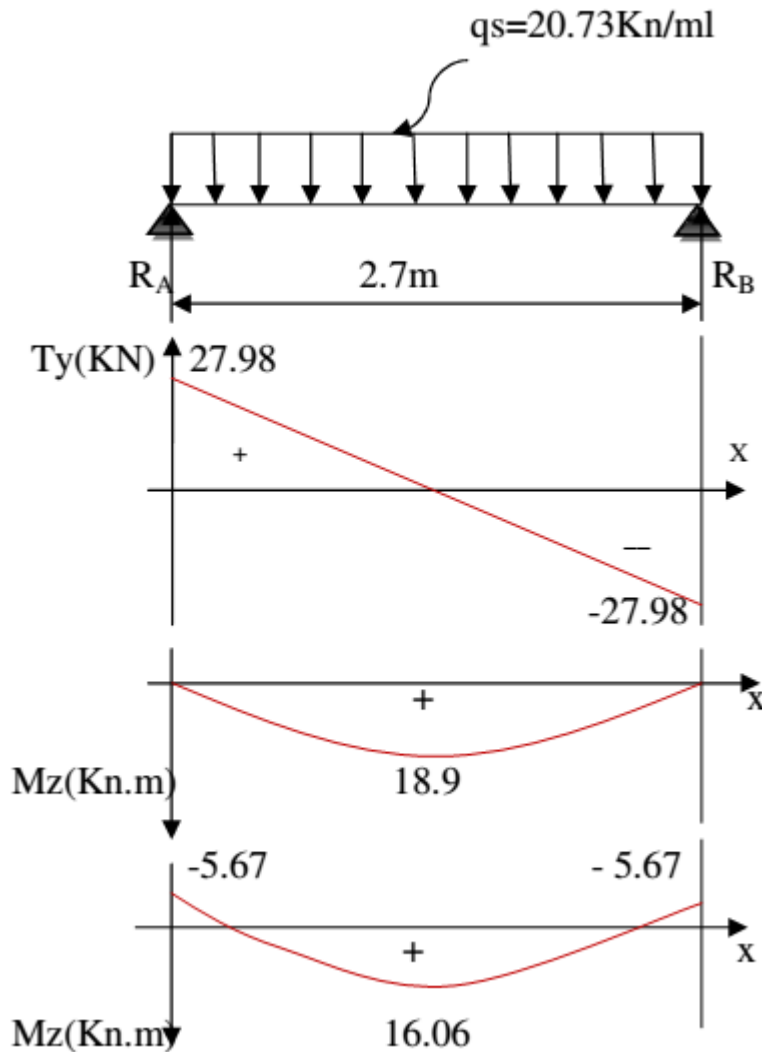


Figure III.4.5. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

❖ **Etat limite de résistance à la compression dans le béton :(BAEL91/Art.4.5,2) :**

On doit avoir :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad K = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$$

Tableau III.4.1: vérification a l'ELS

Zone	$M_s$	$A_s$	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	16.06	3.39	0.394	0.9035	36.81	0.027	158.9	4.3	15
Appui	5.67	3.39	0.342	0.909	39.95	0.025	55.75	1.39	15

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

❖ **État limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5,2) :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{270} = 0.12 \succ \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{16.06}{10 \times 18.9} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{339}{300 \times 330} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Résultat :**➤ **Armatures longitudinales :**

- 3HA12filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

➤ **Armatures transversales :** 1cadre et 1 étrier en **HA8**.

On a opté pour un diamètre  $\varphi=10\text{mm}$  avec espacement de :

- Aux appuis :  $S_t = 7 \text{ cm}$
- En travée :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul des balcons :**

Le bâtiment est constitué d'un seul type de balcons qui est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage

**III.5. Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastres à ses extrémités, elle Supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III.5.1 Pré dimensionnement :**

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{hauteur } h : \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$l=340$$

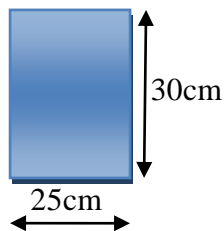
$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10}$$

$$\longrightarrow 22.66\text{cm} \leq ht \leq 34\text{cm}. \text{ On prend : } \quad \quad \quad \text{ht} = 30\text{cm}.$$

$$\text{la largeur : sera : } \quad 0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 34 \quad \longrightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 23.8\text{cm}. \text{ On prend : } b = 25\text{cm}.$$

**Donc :** La poutre de chaînage à pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



**Fig.III.5.1.** Coup transversal de la poutre de chaînage

**III.5.2 Détermination des charges :**➤ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre =  $25 \times 0,3 \times 0,25 = 1.875 \text{ KN / ml}$
- Poids du mur (double cloison) =  $2,36(3,06 - 0,30) = 6,51 \text{ KN/ml}$
- Le poids du plancher =  $5,28 \times (0,65/2) = 1,716 \text{ KN/ml}$ .

$$\text{Le poids propre total} \quad G_T = 10.101 \text{ KN/ml}.$$

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$$\text{La charge d'exploitation} \quad Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,49 \text{ KN/ml}.$$

**III .5.4.1 Combinaison des charges :**

- À l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 10.101 + 1.5 \times 0.49 = 14.37 \text{ kN/ml}$
- À l'ELS :  $q_s = G + Q = 10.101 + 0.49 = 10.6 \text{ kN/ml}$

### III.5.2 Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

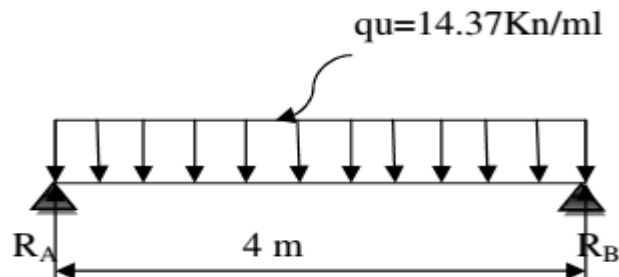


Figure III.5.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU

#### III.5.4.1 calcul des moments :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

**Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.37 \times (4)^2}{8} = 28.74 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 28.74 = 24.43 \text{ kN.m}$$

**Sur appuis :**

$$M_a = -0.3 M_u^{\max} = -0.3 \times 28.74 = -8.62 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.37 \times 4}{2} = 28.74 \text{ kN.}$$

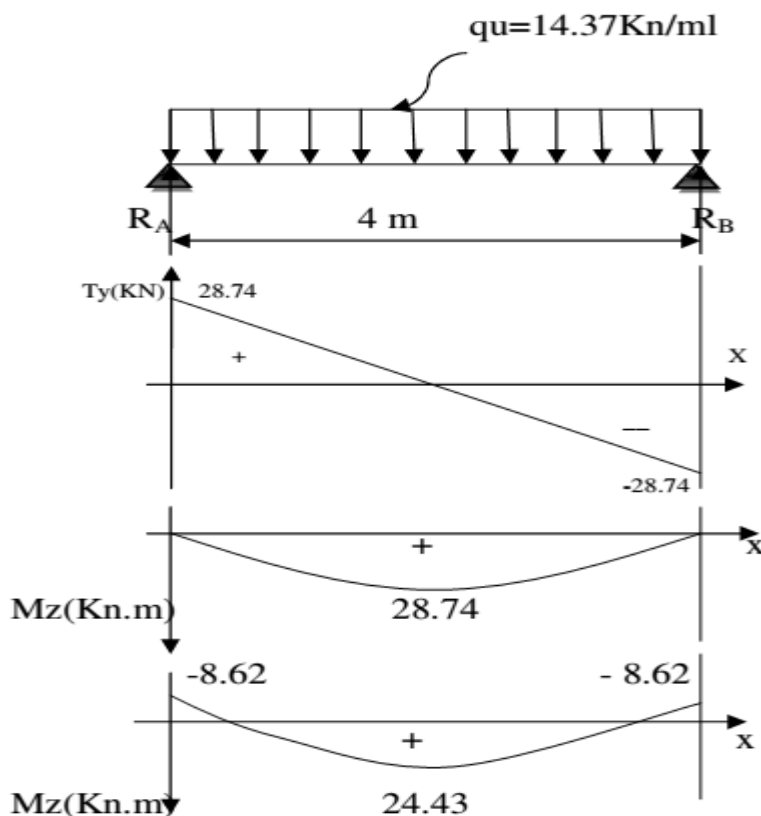
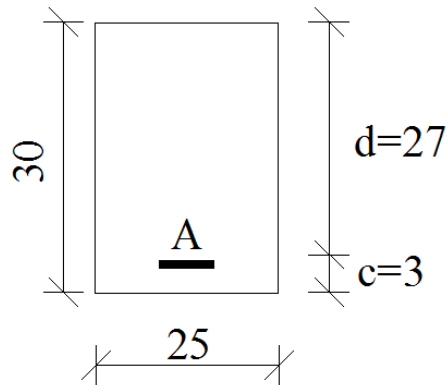


Figure III.5.2. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

## III.5.4.2 Calcul des armatures :

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.43 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.094$$

$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu = 0.0951 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.43 \times 10^3}{0.951 \times 27 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{8.62 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu_b = 0.033 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  Section simplement armée

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.9835$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.62 \times 10^3}{0.9835 \times 27 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.

## III.5.4.3. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.74 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.425\text{NMPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

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

**L'influence sur le béton :** On doit vérifier que

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\text{On a: } T_u^{\max} = 28.74\text{kN}$$

$$0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.4 \times 27 \times 25 \times \frac{2.5}{1.5} = 405 \text{ kN.}$$

$$T_u^{\max} = 28.74\text{K} < 405 \text{ kN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**L'influence sur les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que: } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 28.74 + \frac{24.43}{0.9 \times 270} \right) = 0.08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.08\text{cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{Et aussi : } A_t = 3.39\text{cm}^2 > 0.08\text{cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :****(BAEL91 modifiée 99, Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que:  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$  avec:  $\Psi = 1.5\text{HA}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} = \frac{28.74 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.304 \times 10} = 1.04\text{MPa}$$

$$\text{avec } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

**- Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_s} \varphi = 31.85\varphi$$

$$\text{Pour : } \varphi = 1.2 \rightarrow L_s = 31.85 \times 1.2 = 38.85$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé

comme suit :  $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 38.85 = 15.288\text{cm}$

**f) Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.4 ; 0.857 ; 2.5 \} = 0.857 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8=2.01cm**

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales (BAEL 91modifiée99, Art A.7.51.22)**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) = \text{min} (0.9 \times 27; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 24.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.608 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right\} = \min \{ 7.5 ; 12 ; 30 \} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 7 \text{ cm}$$

**Sur appuis :**

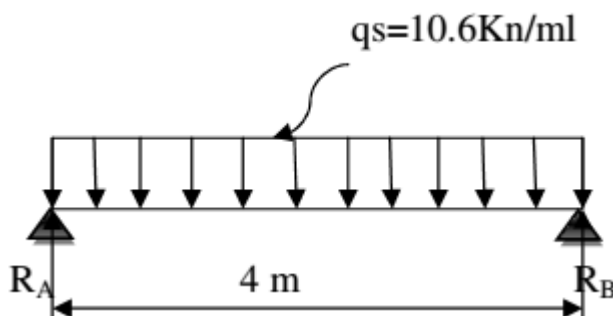
$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

**Sur travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

**III.5.6 Étude de la poutre à l'ELS :**

On a :  $q_s = 10.6 \text{ Kn/ml}$ .



**Figure III.5.3 :** Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ Moment isostatique

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.6 \times 4^2}{8} = 21.2 \text{ kN.m}$$

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

Sur appuis :

$$M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 21.2 = -6.36 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 21.2 = 18.02 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.6 \times 4}{2} = 21.2 \text{ kN.m}$$

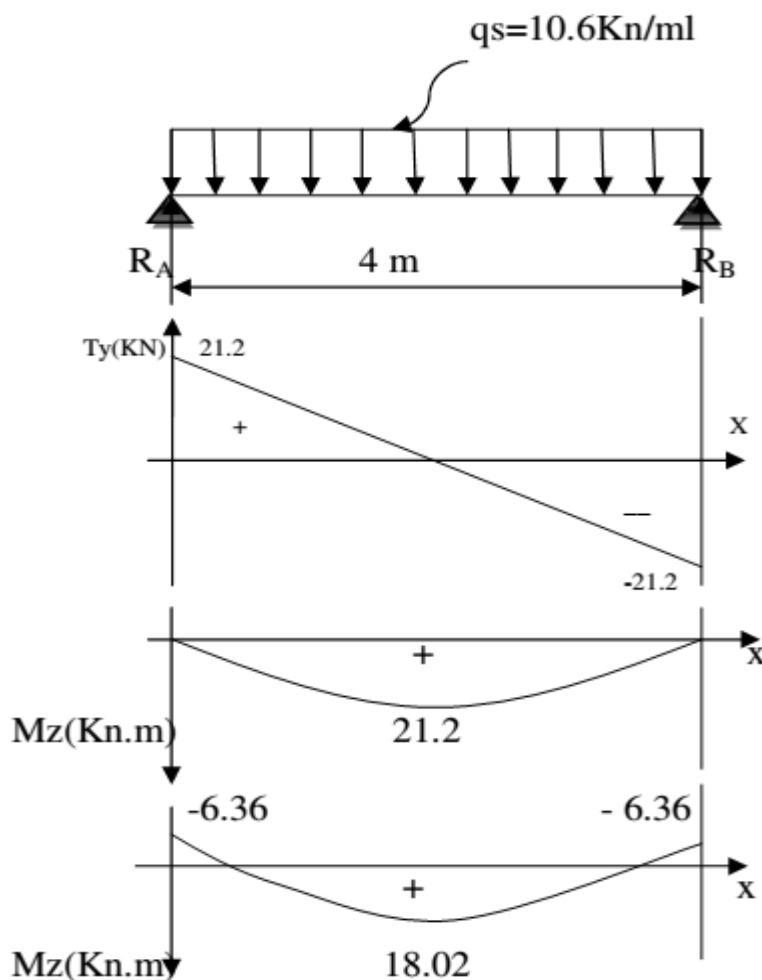


Figure III.5.4. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à L'ELS

**a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier****❖ Aux appuis**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_s^a = 6.36 \text{ kN.m}$$

**Dans le béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 \quad K_1 = 31.73 \rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{6.36 \times 10^3}{0.893 \times 3.39 \times 27} = 77.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{77.81}{31.73} = 2.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

→ la condition est vérifiée

**Dans l'acier :** on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 110.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**❖ En travée**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_s^t = 18.02 \text{ kN.m}$$

**Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.8933 \Rightarrow \quad K_1 = 31.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{18.02 \times 10^3}{0.8933 \times 3.39 \times 27} = 220.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{220.4}{31.87} = 6.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée.

**Dans l'acier :** on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 220.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{18.02}{10 \times 21.2} = 0.085 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4}{500} = 0.008 \text{ m}$$

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

Avec :

f : La flèche admissible.

$E_v$  : module de déformation différée ( $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 108188.86 \text{ MPa}$ )

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$V_1$  : Position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

**a. Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

**b. Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27 = 12622.85 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12622.85}{800.85} = 15.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.76 = 14.24 \text{ cm}$$

**c. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{25}{3}(15.76^3 + 14.24^3) + 15 \times 3.39(14.24 - 3)^2$$

$$I = 63107.46 \text{ cm}^4$$

**d. La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.6 \times 10^3 \times 4^4}{10818.86 \times 63107.46 \times 10^{-2}} = 0.0051 \text{ m}$$

D'où:  $f = 0.00051 \text{ m} < \bar{f} = 0.008 \text{ m}$  → la condition est vérifiée.

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

**Conclusion :**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- **En travée** : 3HA 12= 3.39cm<sup>2</sup>.
- **Aux appuis** : 3HA 12= 3.39cm<sup>2</sup>.

**Les armatures transversales** : 4HA8

Avec un espacement :

- Zone nodale : St = 7cm
- Zone courante : St =15cm

An orange scroll graphic with rounded corners and a slight shadow, containing the chapter title. The scroll is positioned horizontally across the middle of the page.

***Chapitre IV :***  
*Modélisation de la*  
*structure*

**Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

**Concept de base de la MEF :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutre ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

**Description du logiciel ETABS :**

*ETABS* (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). *ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

**Etapas de Modélisation :**

L'*ETABS* se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

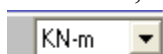
- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;

- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,.....)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003 ) ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

#### ❖ La modélisation

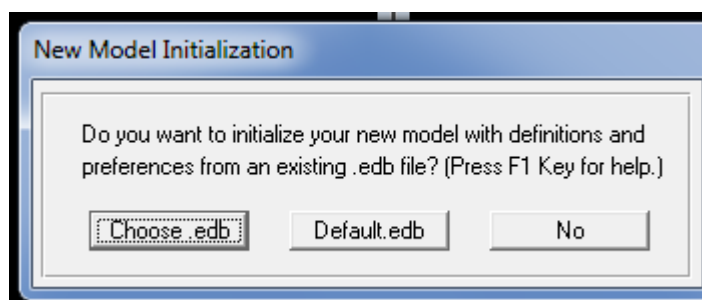
##### ➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



##### Géométrie de base :

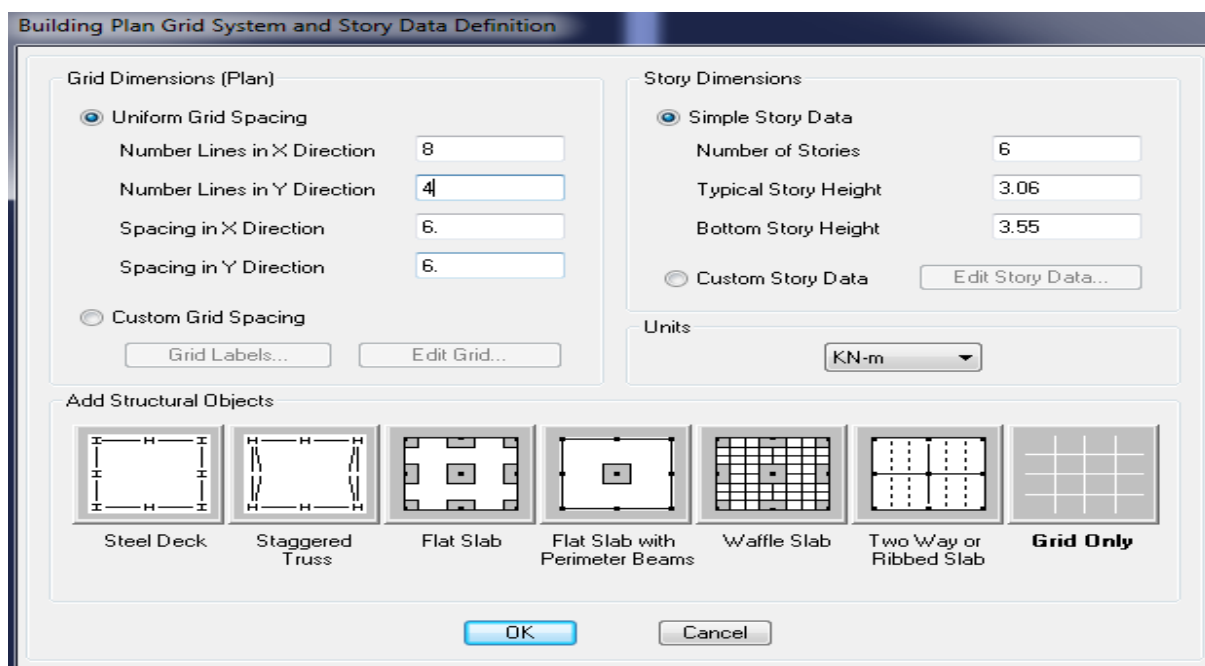
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).



- ✓ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- ✓ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- ✓ « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

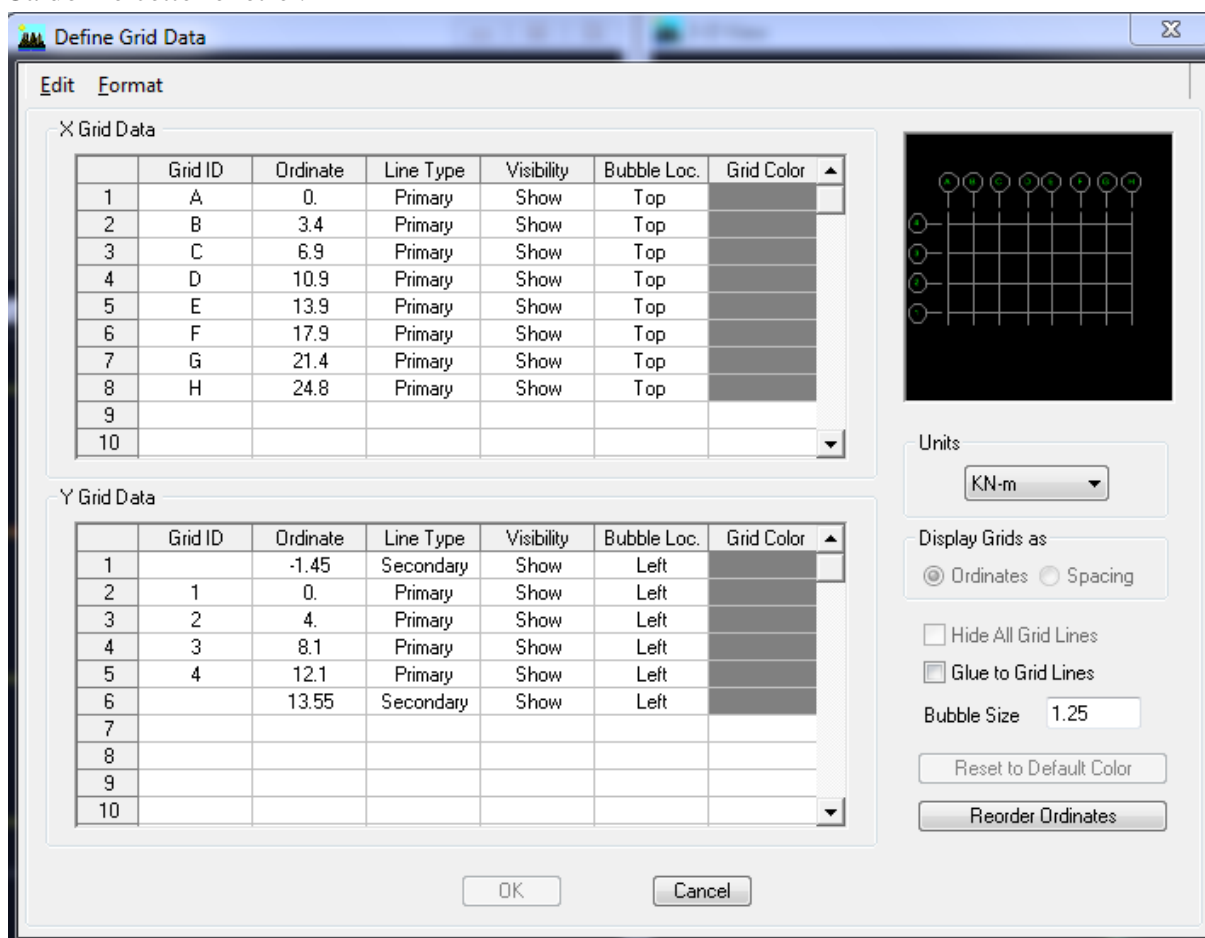
Dans notre cas en choisi « Default. edb » . Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- ❖ Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- ❖ Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- ❖ Hauteur d'étage (**story High**)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- ❖ Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- ❖ La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- ❖ La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

Ca donne cette fenêtre :



**Ok Ok**

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

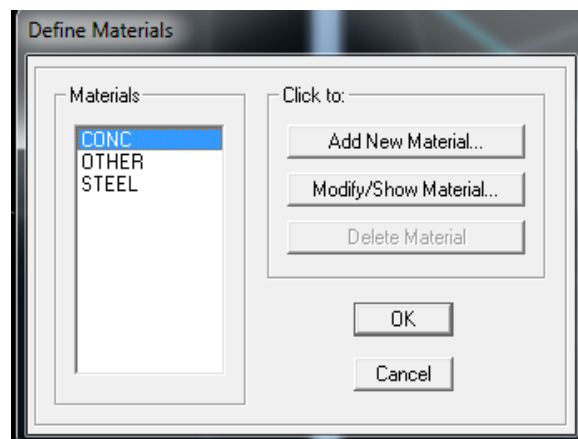
➤ *Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:*

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** au en utilisant le raccourci suivant



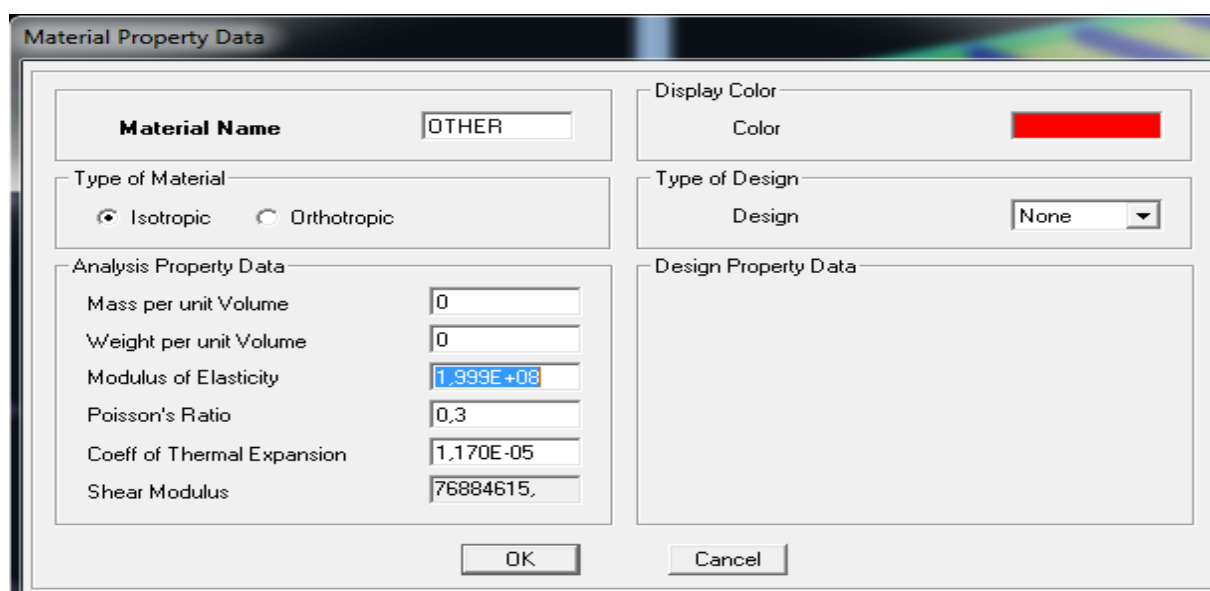
Nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_e$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal



Dans la fenêtre suivante :

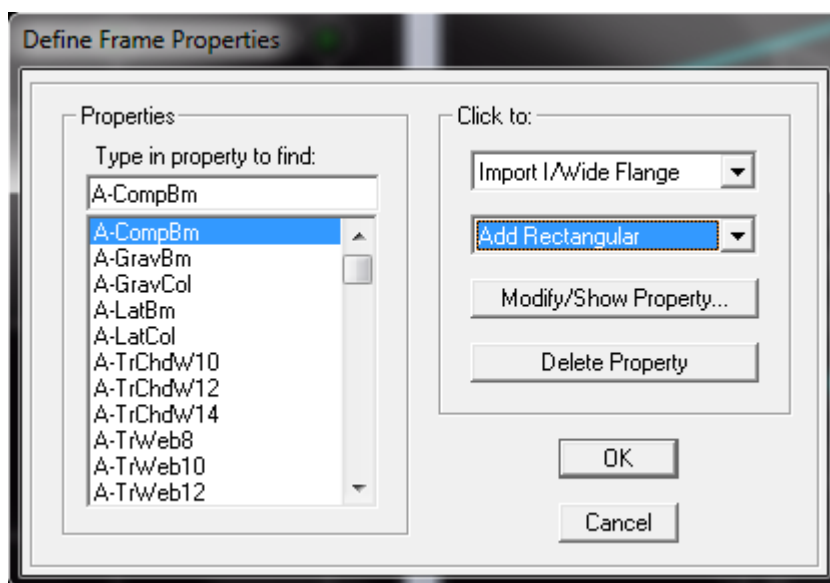
Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».



### Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Dans cette étape on définit des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant.

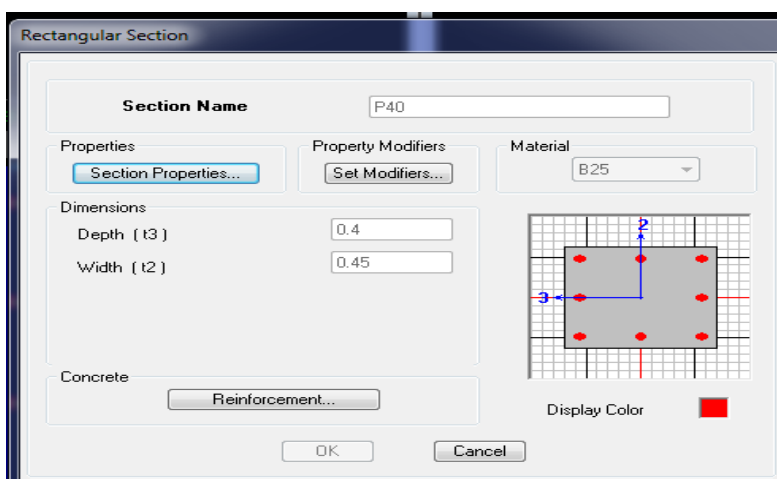


Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profiles des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

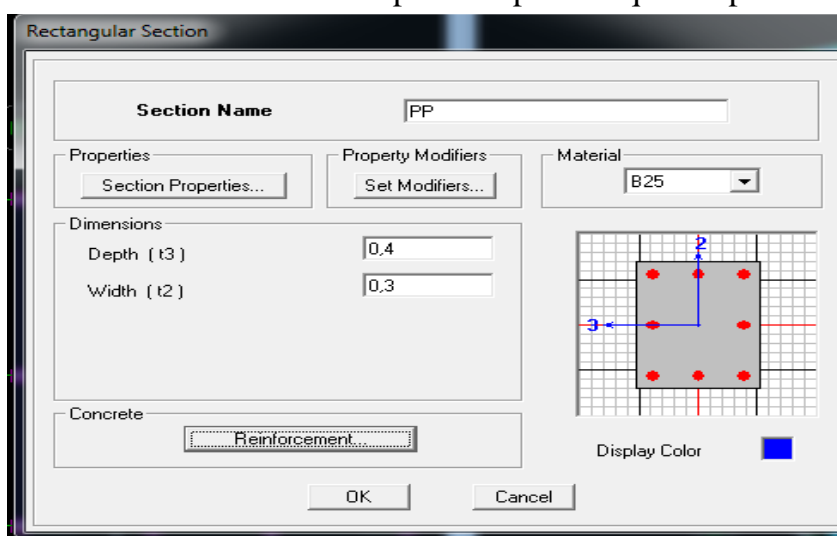
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ -Nom de la section **Section Name**
- ✓ choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- ✓ Hauteur : **Depth**
- ✓ Largeur : **width**

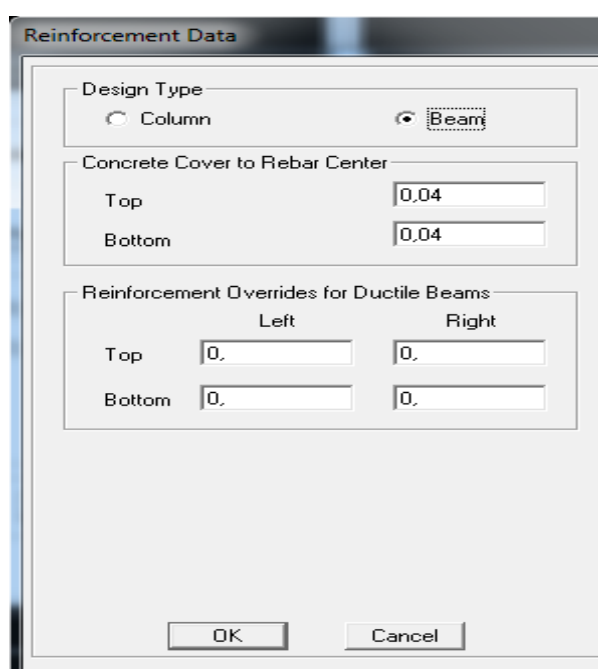


On fait les mêmes étapes pour les autres sections (P30\*35)


Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

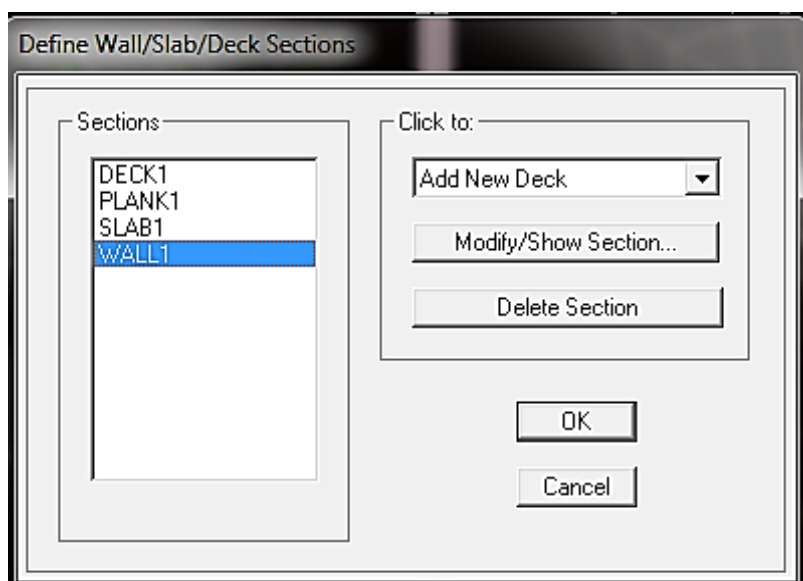


En sélection **Reinforcement** après **Beam** pour les poutres



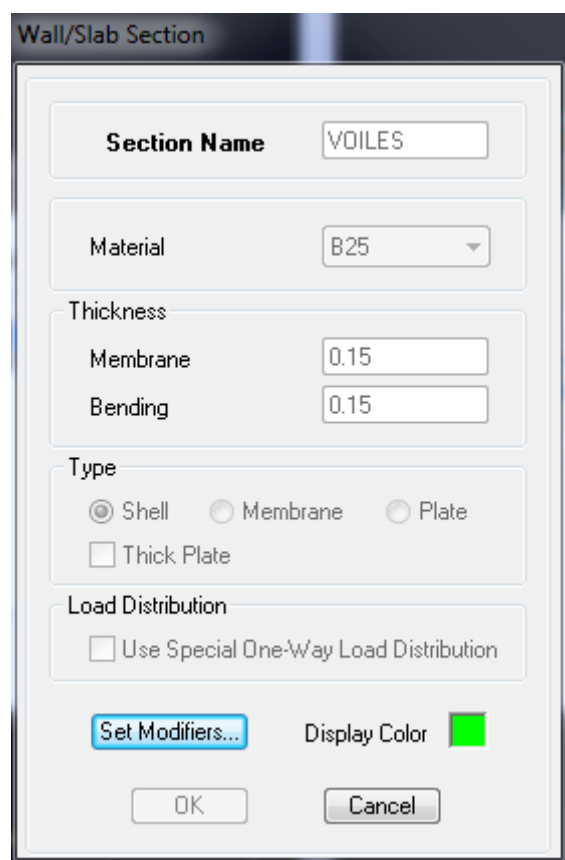
Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Defineet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant  .



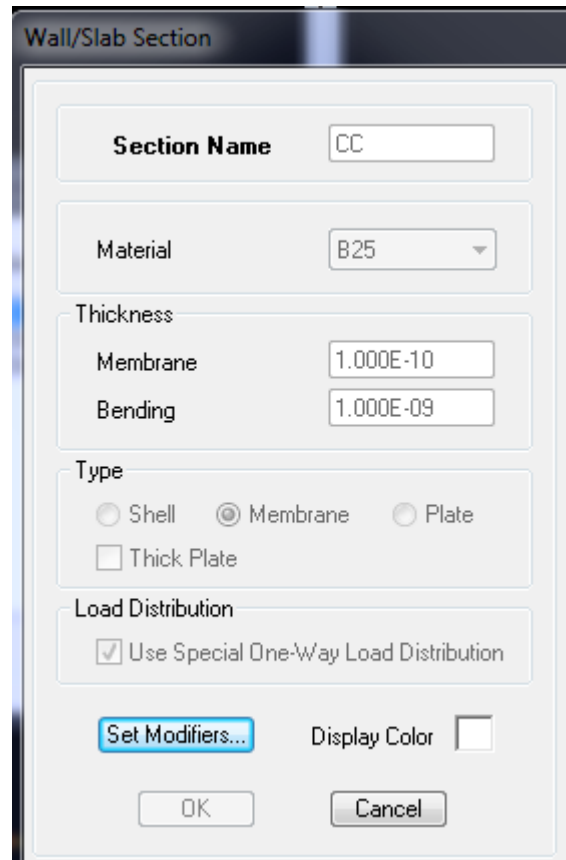
#### Définition des voiles :

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



### Définition des plancher et des dalles pleine


Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



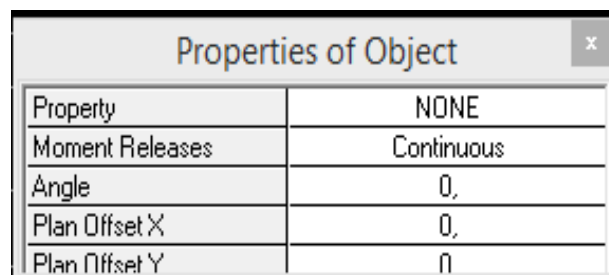
### Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

➤ **Pour les poteaux :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Columns in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

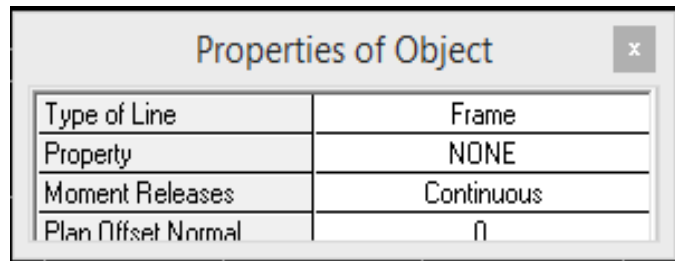
Une fenêtre s'affiche (*propertés of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot **40\*40** par exemple) on valide.




➤ **Pour la poutre :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Lines in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

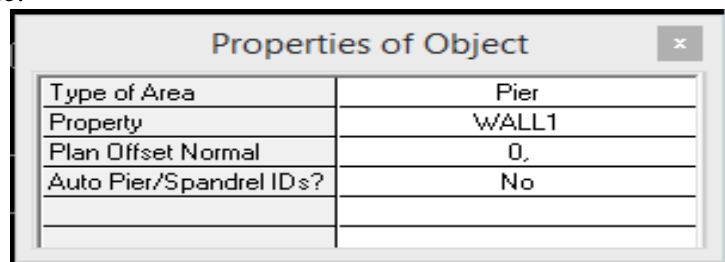
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.




➤ **Pour les voiles :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Draw Lines* au en utilisant le raccourci suivant 

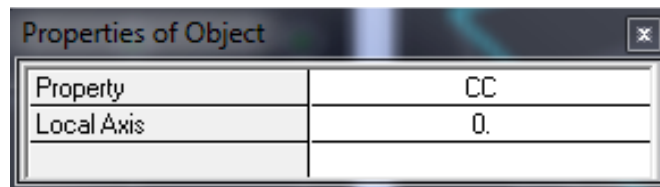
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.




➤ **Pour les plancher et les dalles pleine :**

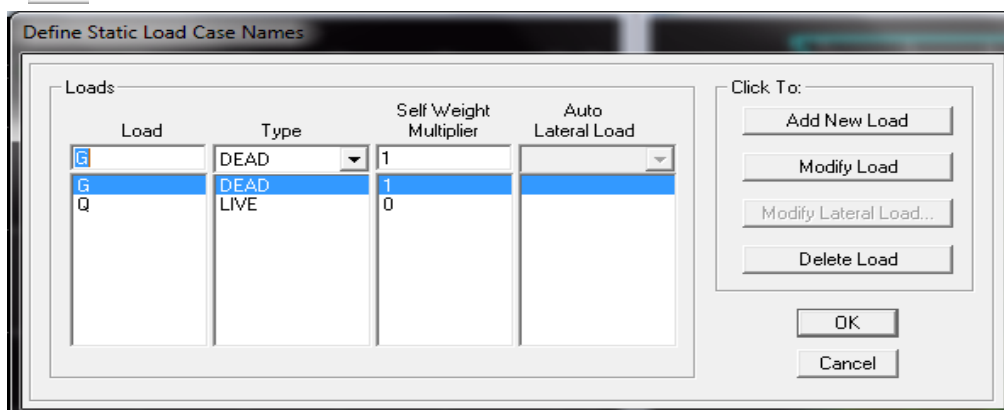
On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Area objects* ⇒ *Create Areas at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.



### Définition des charges et surcharges (G et Q) charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant 




Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add newLoad**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne ( **Add new load**) – **OK**.

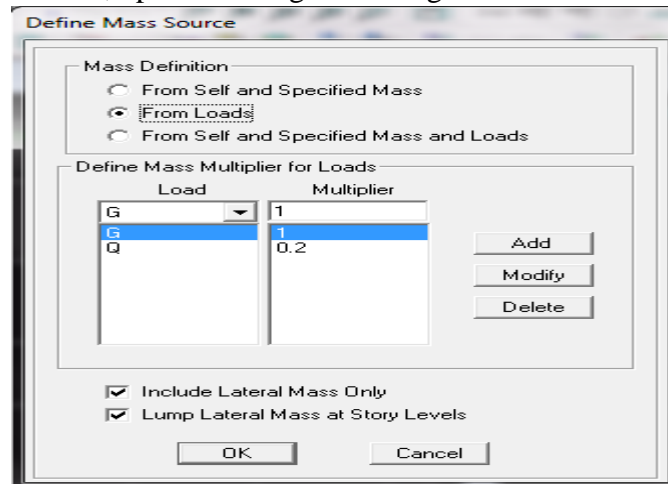
### **Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)**

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **difine** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant . Une fenêtre sera apparaître


On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.

On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.

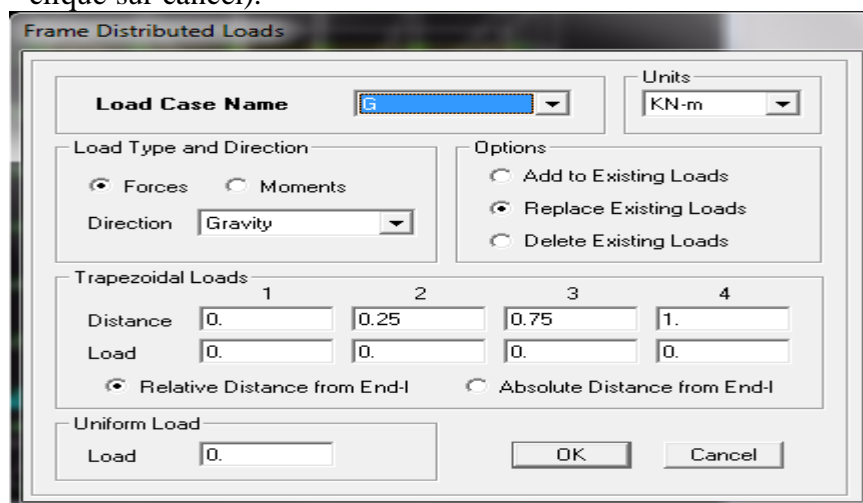


### **Chargement :**

Charger les éléments barres ( Poutres )

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec **OK** (pour annuler on clique sur **cancel**).



Pour charger un voile on clique sur 

Pour charger les plancher et les dalles pleine

### Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres  $T$ .

#### 1) Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

#### 2) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

#### 3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

#### Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

#### 4) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

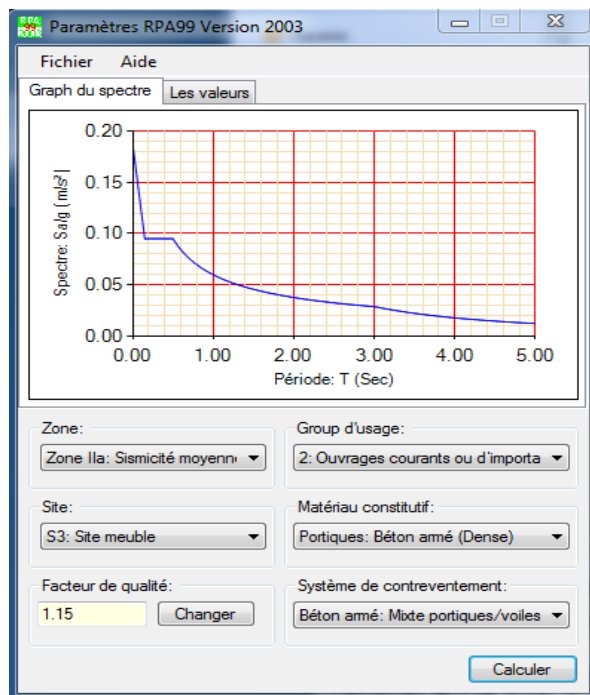
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Non
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Oui
4. Régularité en élévation	0	0,05	Non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q=1+\sum P_q$	1,15		

### Données à introduire dans le logiciel

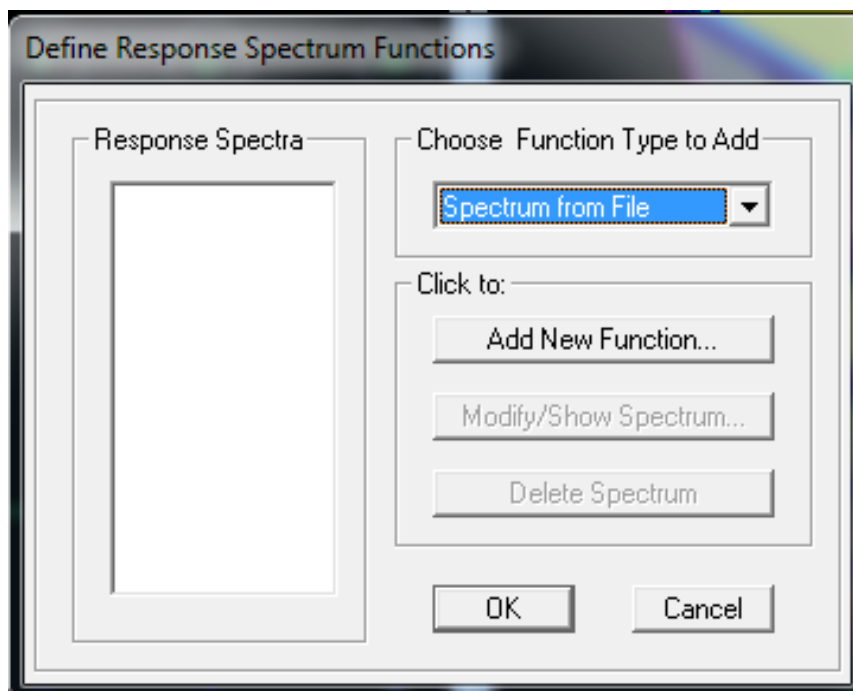
- ◆ Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
- ◆ Coefficient comportement de la structure (R) : **on prend R = 5**
- ◆ Facteur de qualité (Q) :  **$Q=1+\sum p_q = 1.15$**
- ◆ Coefficient d'amortissement  $\xi=7\%$  (portique en béton armé) et  $\xi=8.5\%$  (structure en voiles).
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

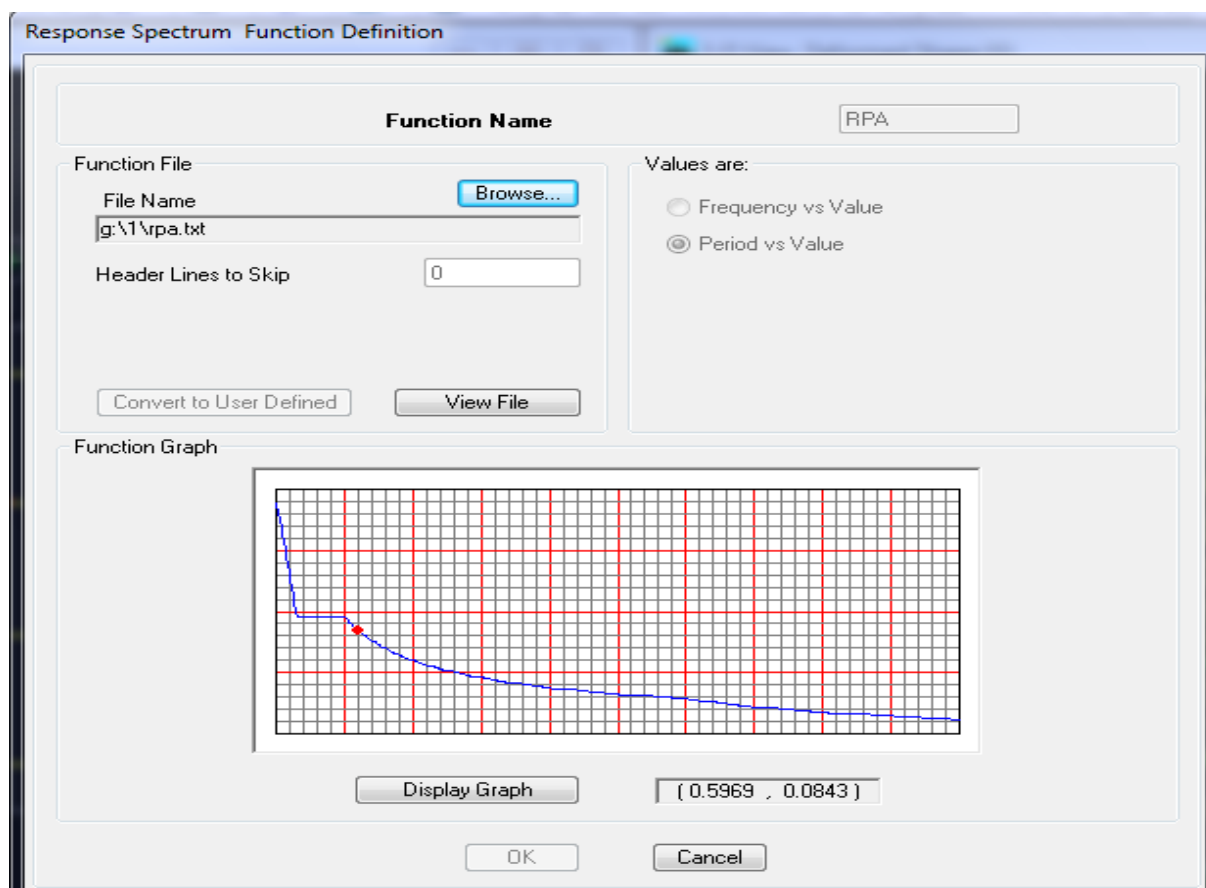


**Calculer** Après **fichier** ⇒ **Enregistré** on va choisir ⇒ l'emplacement du dossier et le **Nom** ⇒ **Enregistré**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**



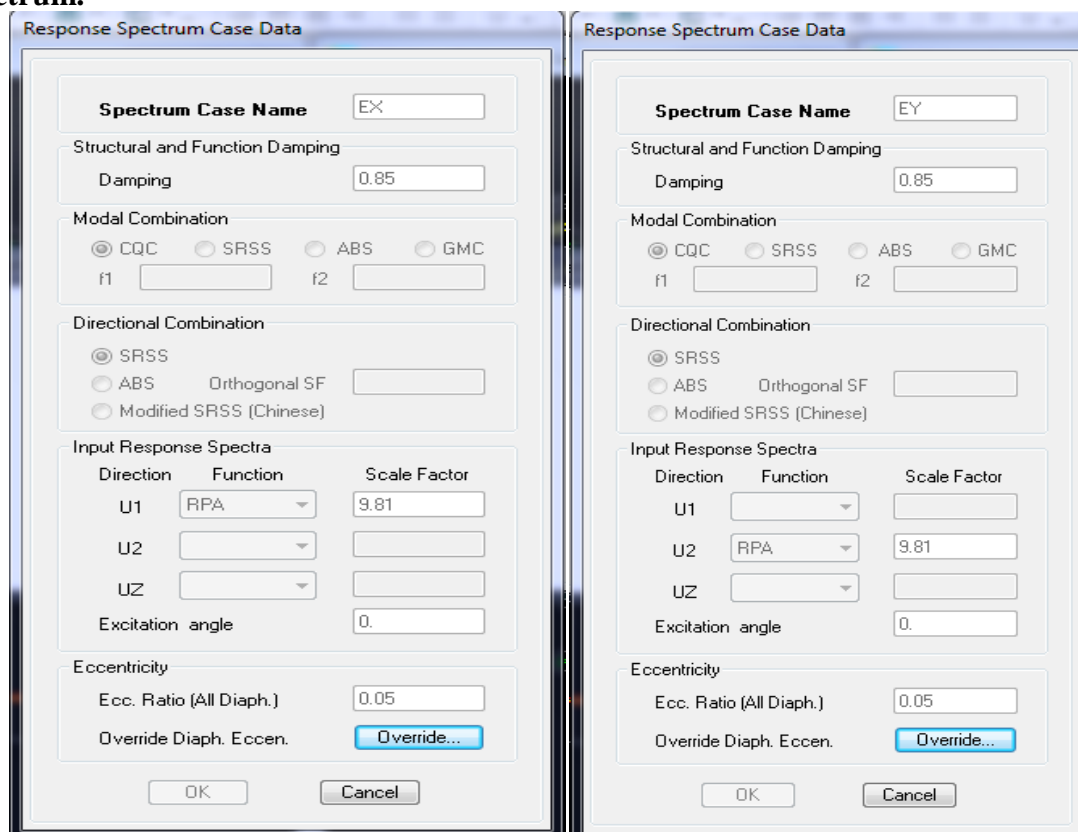
⇒ **spectrum from file** ⇒ **Add New Function**



Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert to used defined**⇒ ok

**Définition de la charge sismique E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



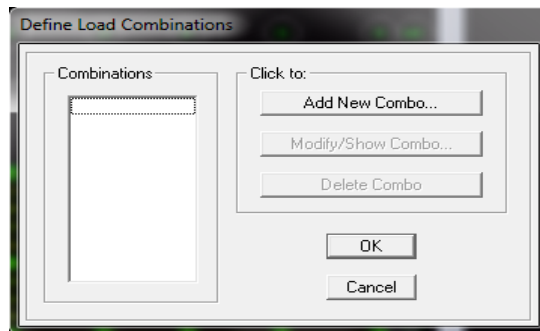
### Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

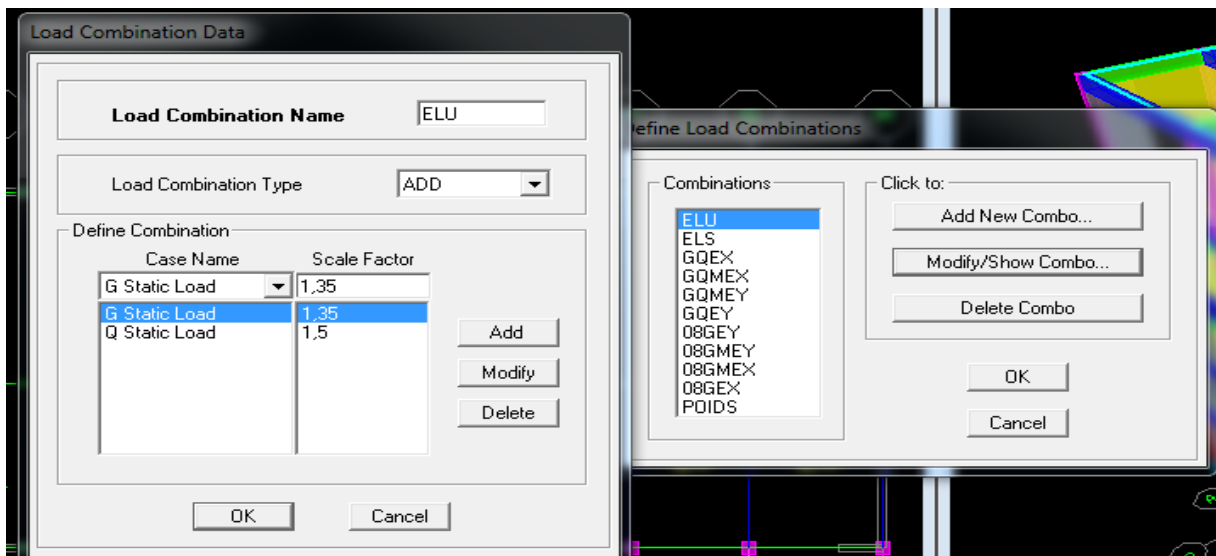
- **Combinaisons selon le BAEL :**  
 $ELU : 1.35G + 1.5Q$  ,  $ELS : G + Q$
- **Combinaisons selon le RPA :**  
 $G + Q \pm Ex$  ,  $G + Q \pm Ey$  ,  $0.8G \pm Ex$  ,  $0.8G \pm Ey$
- **Combinaisons de poids :**  
 $W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load Combinations**

au en utilisant le raccourci suivant  .




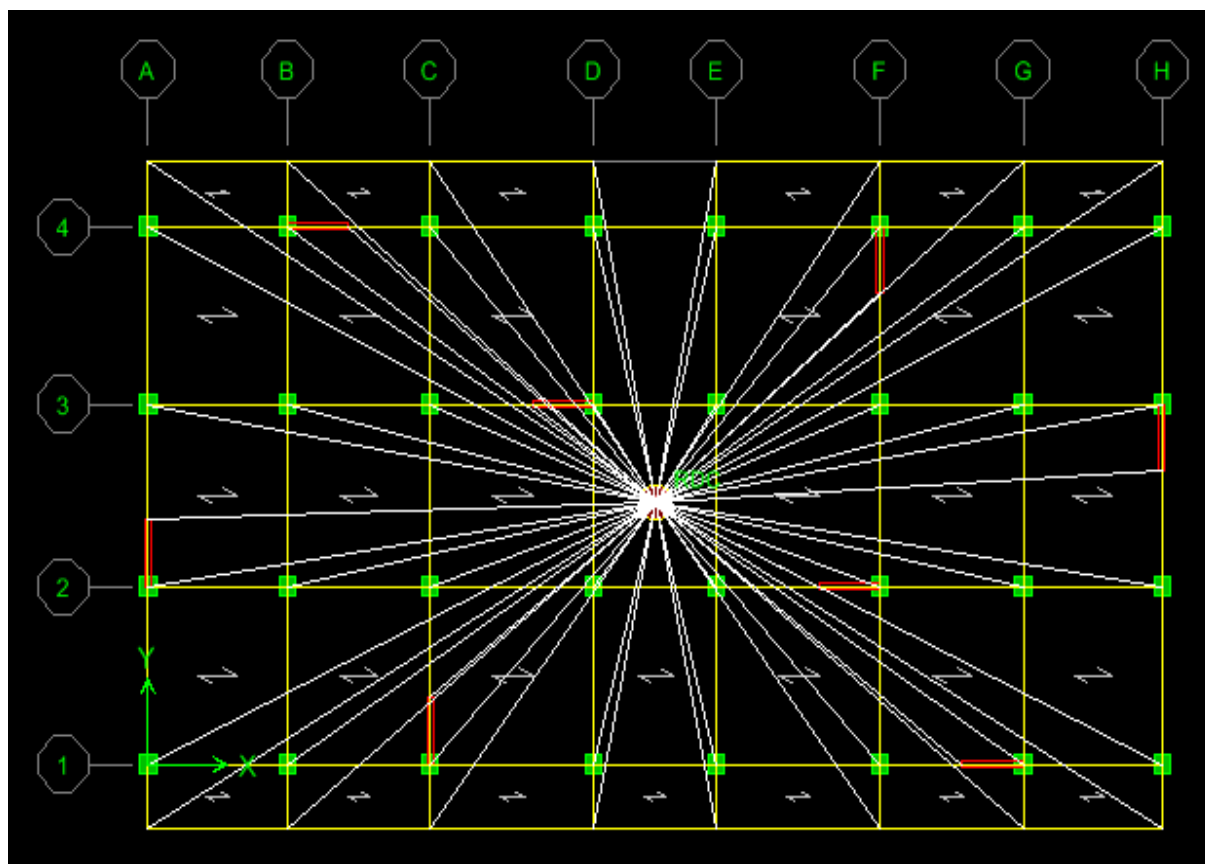
⇒ **Add New Combo** ⇒ **Choisir le nom** ⇒ **définir le coefficient.**



OK ⇒ OK

### Diaphragmes

Les planchers sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** → **joint/point** → **Diaphragme Add New Diaphragm.**




FigureIV .1 :Diaphragme

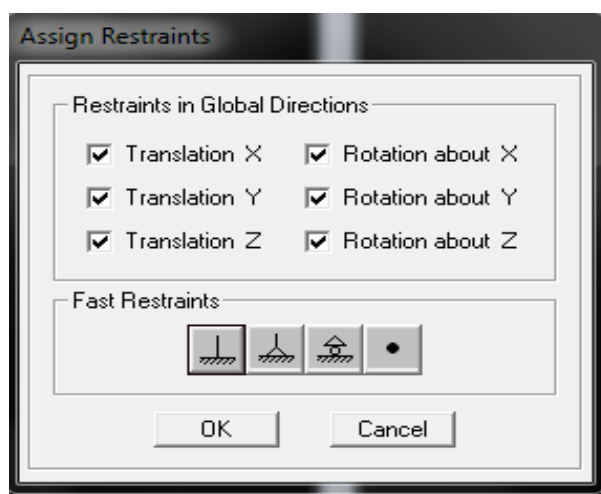
Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,

En refait la même opération pour chaque plancher.

**Appuis :**

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** au en utilisnt le raccourci suivant :  .



Les poteaux et les voiles sont supposés être **parfaitement encastré** dans les fondations .

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

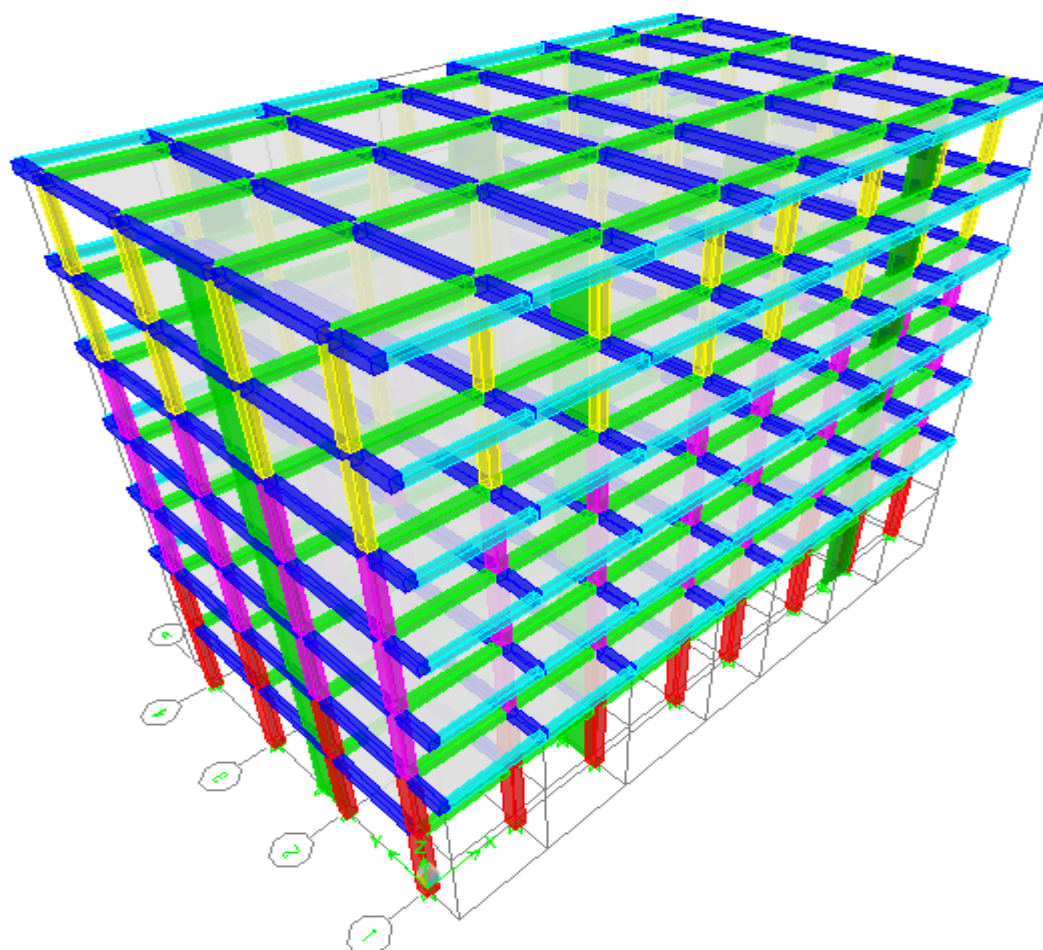
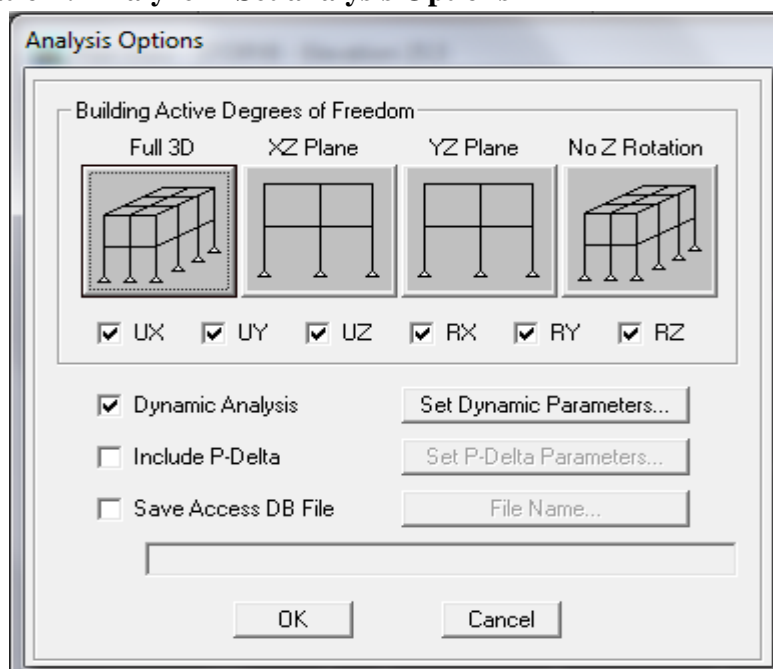


Figure IV.2 : Modèle 3D de la structure.

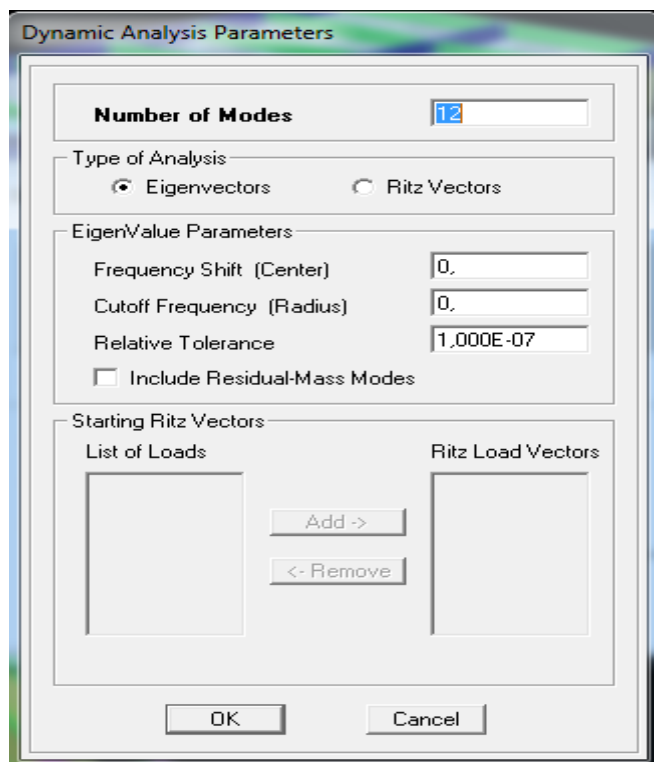
### Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

### Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options



Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'Analyse  $\Rightarrow$  **Run(F5)**,

*Chapitre V :*  
*Vérification aux*  
*exigences du RpA*

## V. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (RPA99) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### V.1. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.1:** L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
40 X 40	1202.8	1600	2,5	0,302	<b>v&lt;0.3 condition non vérifiée</b>
35 X 35	889.8	1 225	2,5	0,291	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>
30 X 30	356.08	900	2,5	0,158	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>

Les conditions ne se vérifient donc on augmente la section des poteaux

#### Remarque

L'analyse a été refaite tout en respectant les nouvelles sections des poteaux, voici les nouveaux résultats

POTEAUX	$N_d(\text{kN})$	$B_c(\text{cm}^2)$	$F_{c28}(\text{kN/cm}^2)$	V	Observation
40 X 45	1302.8	1800	2,5	0,290	$v < 0.3$ condition vérifiée
35 X 40	923,45	1400	2,5	0,264	$v < 0.3$ condition vérifiée
30 X 35	487,91	1050	2,5	0,1_6	$v < 0.3$ condition vérifiée

Nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux S-Sol et RDC, : (40×45) cm<sup>2</sup>.
- Poteaux 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage: (35×40) cm<sup>2</sup>.
- Poteaux 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : (30×35) cm<sup>2</sup>.

### V.2.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayants une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Vu l'irrégularité en plan de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.

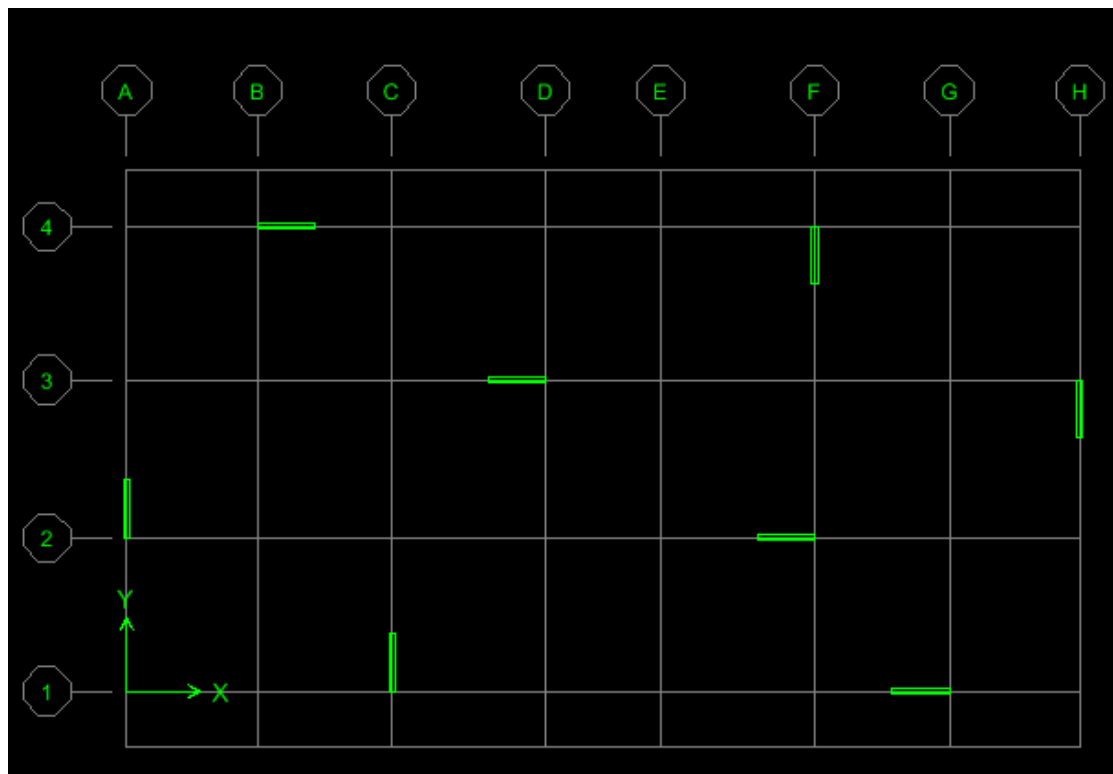


Figure V.1 : Disposition des voiles

**Tableau V.2:** Tableau des modes et de la masse participante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.796042	77.5988	0.0017	77.5988	0.0017	0.1303
2	<b>0.775953</b>	<b>0.0016</b>	<b>77.6434</b>	<b>77.6004</b>	<b>77.6451</b>	<b>0.0007</b>
3	0.681801	0.124	0.0007	77.7244	77.6457	<b>77.9437</b>
4	0.243156	12.366	0.0002	90.0904	77.6459	0.0174
5	0.236365	0.0002	12.4942	<b>90.0905</b>	<b>90.1401</b>	0.0001
6	0.206777	0.0188	0.0001	90.1093	90.1402	12.3104
7	0.117254	4.8847	0	94.9941	90.1403	0.0066
8	0.114316	0	4.8678	94.9941	95.0081	0.0001
9	0.099248	0.0082	0.0001	95.0024	95.0081	4.7311
10	0.066767	2.3844	0	97.3868	95.0082	0.0031
11	0.065396	0	2.3884	97.3868	97.3965	0
12	0.056291	0.0043	0	97.3911	97.3965	2.274

- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> sont des modes de **translation**.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 5 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003**.

### V.3.Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$|CM - CR| \leq 5\%L_x$$

**CM** : centre de masse

**CR** : centre de rigidité

**Tableau V.3:** Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
SS	SS	12.417	12.402	<b>0.015</b>	<b>1.24</b>	5.95	6.052	<b>-0.102</b>	<b>0.6775</b>
RDC	RDC	12.414	12.401	<b>0.013</b>	<b>1.24</b>	5.896	6.053	<b>-0.157</b>	<b>0.6775</b>
1	1	12.414	12.402	<b>0.012</b>	<b>1.24</b>	5.894	6.053	<b>-0.159</b>	<b>0.6775</b>
2	2	12.414	12.402	<b>0.012</b>	<b>1.24</b>	5.894	6.052	<b>-0.158</b>	<b>0.6775</b>
3	3	12.414	12.403	<b>0.011</b>	<b>1.24</b>	5.892	6.051	<b>-0.159</b>	<b>0.6775</b>
4	4	12.414	12.404	<b>0.01</b>	<b>1.24</b>	5.89	6.051	<b>-0.161</b>	<b>0.6775</b>
5	5	12.407	12.405	<b>0.002</b>	<b>1.24</b>	5.974	6.051	<b>-0.077</b>	<b>0.6775</b>

**V.4. Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le *RPA 99 (Article 5-10)*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. D'après le *RPA 99 (art article 4-43)* :

Selon la formule **4-19 de RPA 99** le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\%h_k$$

**Tableau V.4:** Vérification de déplacements inter-étages suivant  $E_x$ .

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
SS	SS	0.0145	0.0014	0.014	0.0014	355	3,55	Condition vérifiée
RDC	RDC	0.0131	0.0017	0.0126	0.0017	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0.0114	0.0022	0.0109	0.0021	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0.0092	0.0025	0.0088	0.0024	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0.0067	0.0028	0.0064	0.0026	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0.0039	0.0024	0.0038	0.0024	306	3,06	Condition vérifiée
5	5	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014	306	3.06	Condition vérifiée

**V.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

Les effets de 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

**Tableau V.5:** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

STORY	$P_K$ (KN)	$h_K$	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
5	3298.08	3.06	0.0145	237.82	727.7292	0.0657	0.014	241.9	740.214	0.0624
4	6412.15	3.06	0.0131	467.67	1431.0702	0.0587	0.0126	475.49	1454.9994	0.0555
3	9611.9	3.06	0.0114	691.1	2114.766	0.0518	0.0109	701.75	2147.355	0.0488
2	12811.65	3.06	0.0092	907.52	2777.0112	0.0424	0.0088	920.34	2816.2404	0.0400
1	16011.4	3.06	0.0067	1108.75	3392.775	0.0316	0.0064	1123.24	3437.1144	0.0298
RDC	19309.07	3.06	0.0039	1295.02	3962.7612	0.0190	0.0038	1311.02	4011.7212	0.0183
SS	22138.31	3.55	0.0015	1388.68	4929.814	0.0067	0.0014	1405.6	4989.88	0.0062

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### V.6. Vérification de déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{21.91}{500} = 0,04382 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Avec :

$\delta_{\max}$  : Déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

✓ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

#### 1. Dans le sens longitudinal :

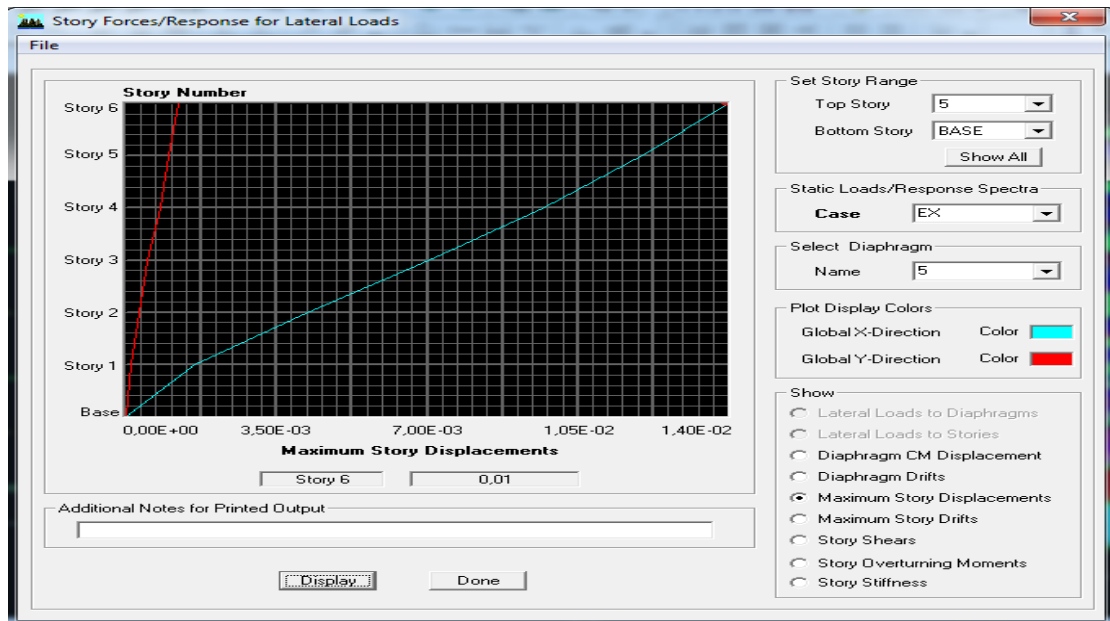


Figure V.2 : Déplacement maximal suivant X-X

#### 2. Dans le sens transversal :

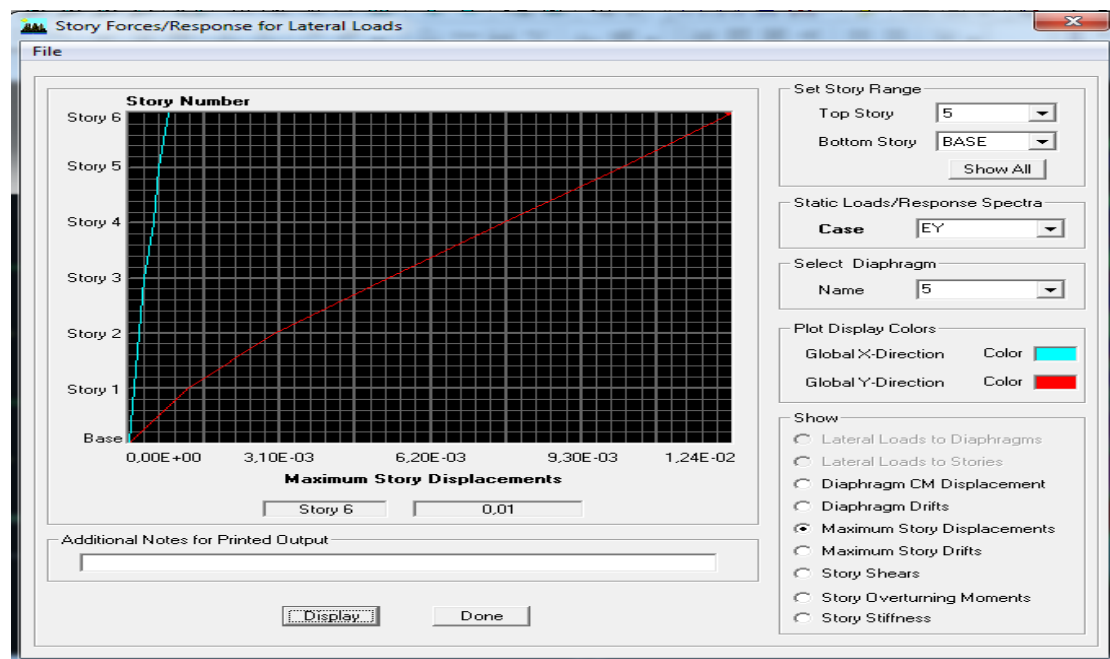


Figure V.3 : Déplacement maximal suivant Y-Y

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m}$

On admet que

$\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m} \leq f_{ad} = 0,04382 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$\delta_{\max-y} = 0.01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,04382 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la **flèche admissible** est vérifiée

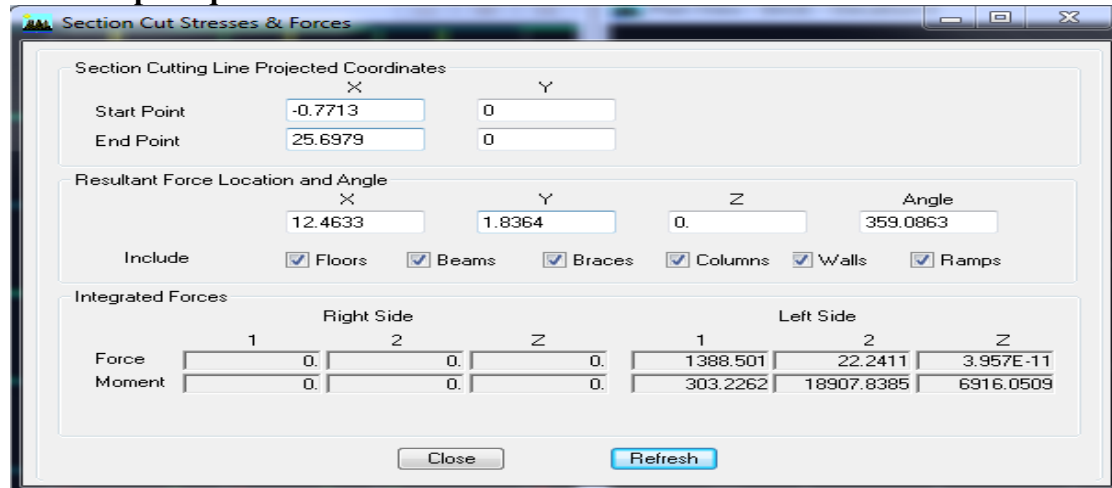
**V.7. Justification vis-à-vis de contreventement**

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

**1. Forces horizontales :**

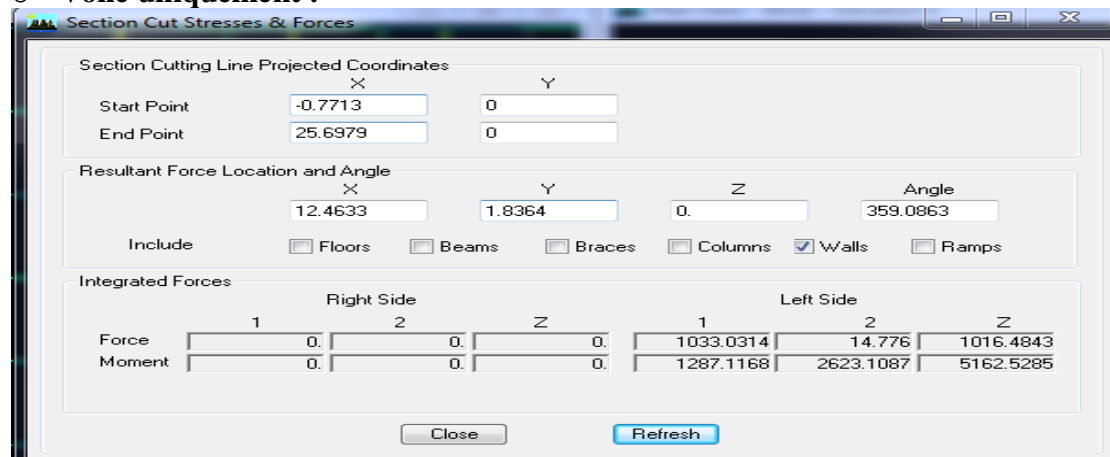
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

o **Voiles et portiques :**



**Figure V.4 :** Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex

o **Voile uniquement :**



**Figure V.5 :** Charges horizontales reprises par les voiles Ex

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1388.50	1033.03	74.56	25.44

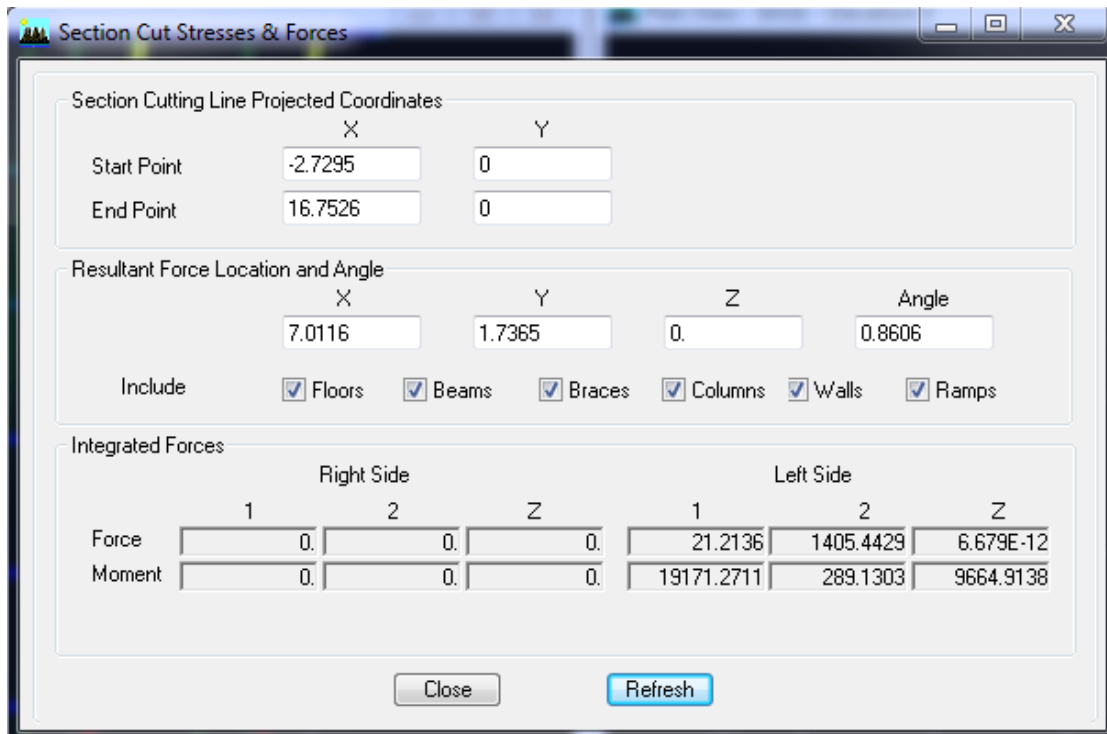


Figure V.6 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

o Voile uniquement :

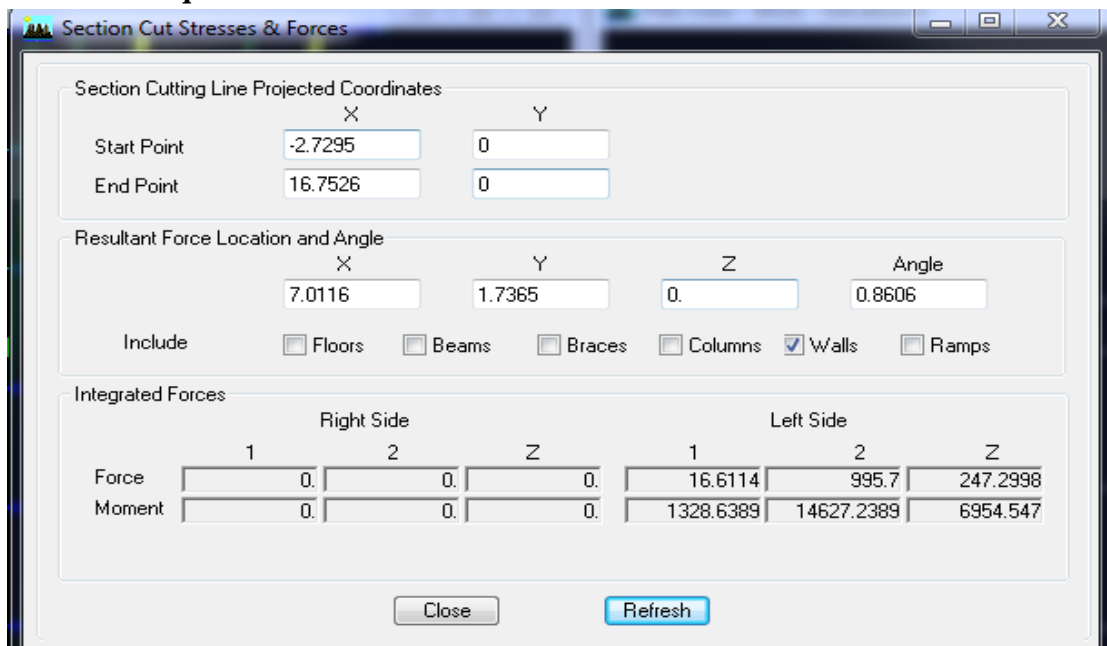


Figure V.7 : Charges horizontales reprises par les voiles EY

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1405.44	995.70	70.84	29.16

2. Forces verticales :

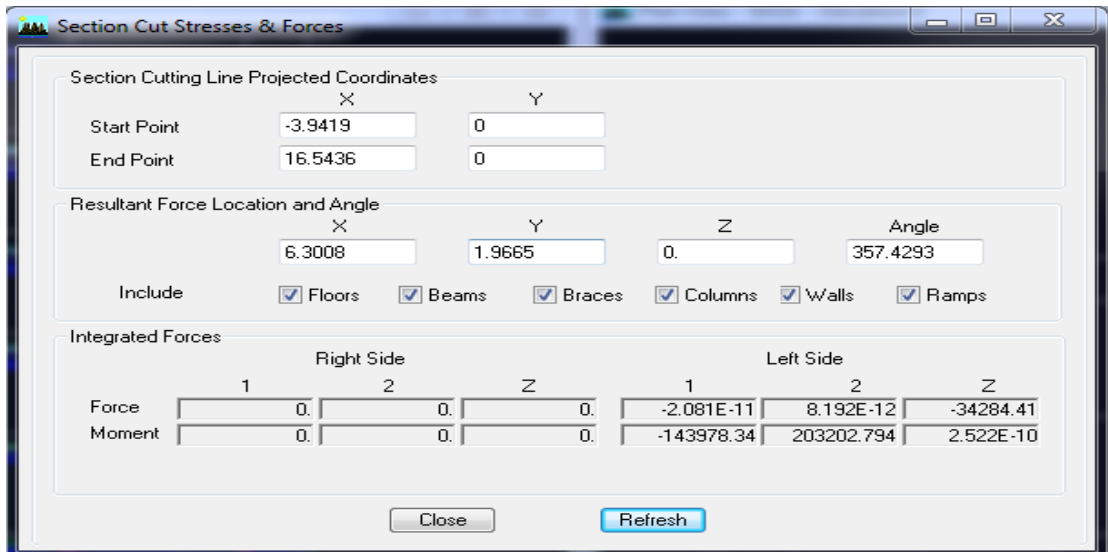


Figure V.7 : Charges verticale reprises par la structure dans le sens verticale z

Voile uniquement :

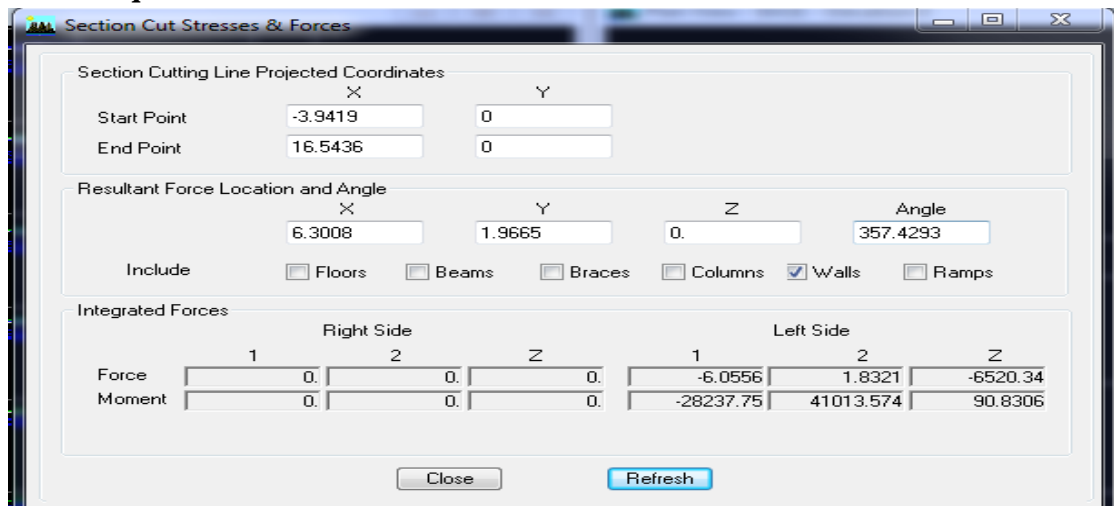


Figure V.8 :Charges verticales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
<b>ELU</b>	34284.41	6520.34	19.01	80.99

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux 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;.

Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, son coefficient de comportement est pris **R=5**

- o d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

**V.8. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 \text{ RPA99vs2003})$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.  
Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **A=0.15**,
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (**T**)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIb . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
<b>Calcul de la période T :</b> RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 21.91$ m	T=0,796s.
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b> RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ . Valeur de $\xi$ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : $\xi = 8.5$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,82$ $\eta = 0,82$	D=1,50
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b> RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>une structure contreventée par voile</b>	R=5
<b>Poids total <math>W_t</math> :</b>		22138.31 KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{Art4.4 RPA99vs2003}$$

**Tableau V.6 :** Facteur de qualité Q.

Observation de critère	$Q_y$		$Q_x$	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0	0.05	0
2-Redondance en plan	0.05	0	0.05	0
3-Régularité en plan	0.05	0	0.05	0
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.15		1.15	

**Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	1160.91	-5.48	0.00	86.176	18631.987	-6933.348
	EX	2	U1	0.02	5.39	0.00	-86.580	0.389	66.779
	EX	3	U1	2.04	0.15	0.00	-2.487	33.440	-10.227
	EX	4	U1	251.07	-0.92	0.00	3.016	220.061	-1481.557
	EX	5	U1	0.00	0.93	0.00	-0.858	0.014	11.519
	EX	6	U1	0.38	0.03	0.00	-0.046	0.389	-1.893
	EX	7	U1	120.73	-0.37	0.00	1.163	393.608	-727.281
	EX	8	U1	0.00	0.38	0.00	-1.245	0.002	4.637
	EX	9	U1	0.22	0.02	0.00	-0.056	0.697	-1.106
	EX	10	U1	74.53	-0.18	0.00	0.319	129.890	-440.503
	EX	11	U1	0.00	0.16	0.00	-0.277	0.001	1.979
	EX	12	U1	0.14	0.01	0.00	-0.022	0.250	-0.689
	EX	All	All	1388.68	0.19	0.00	2.521	18910.270	8203.727
	EY	1	U2	-5.48	0.03	0.00	-0.407	-87.988	32.742
	EY	2	U2	5.39	1178.17	0.00	-18918.498	85.020	14591.885
	EY	3	U2	0.15	0.01	0.00	-0.181	2.438	-0.746
	EY	4	U2	-0.92	0.00	0.00	-0.011	-0.804	5.416
	EY	5	U2	0.93	253.68	0.00	-234.220	3.791	3144.717
	EY	6	U2	0.03	0.00	0.00	-0.003	0.028	-0.136
	EY	7	U2	-0.37	0.00	0.00	-0.004	-1.216	2.248
	EY	8	U2	0.38	122.15	0.00	-401.283	0.787	1513.563
	EY	9	U2	0.02	0.00	0.00	-0.005	0.057	-0.090
	EY	10	U2	-0.18	0.00	0.00	-0.001	-0.307	1.041
	EY	11	U2	0.16	75.15	0.00	-130.454	0.370	932.582
	EY	12	U2	0.01	0.00	0.00	-0.002	0.020	-0.056
	EY	All	All	0.19	1405.60	0.00	19173.450	4.426	17447.269

**Figure V.9 :L'effort tranchant (ETABS)**

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>	
<b>Sens X-X</b>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	1145.65	916.52	1388.68	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens Y-Y</b>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	1145.65	916.52	1405.6	<b>Condition vérifiée</b>

**Conclusion :**

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrillages de ces éléments structuraux.

An orange scroll graphic with a gradient and rounded corners, featuring a vertical strip on the left side that looks like a scroll binding. The text is centered on the scroll.

***Chapitre VI :***  
*Ferraillage des*  
*éléments*

## VI.1. Ferrailage des poteaux :

### VI.1 Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux directions (transversal et longitudinal), en procédant à des vérifications à l'ELS. Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{BAEL\ 91} \left\{ \begin{array}{l} 35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right. \\
 \mathbf{RPA\ 99/Version\ 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_{xy} \\ 0.8G \pm E_{xy} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

**Tableau VI.1.1** : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_\beta$	$f_{c28} [MPa]$	$f_{bu} [MPa]$	$\gamma_\sigma$	$Fe [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

#### VI.1.1.1 Recommandations et exigences du RPA :

#### VI.1.1.2 Les armatures longitudinales : [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003].

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone courante.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone courante.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone de recouvrement.

**Tableau VI.1.2** : section minimale dans les poteaux

Sections des poteaux $cm^2$	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
40X45	14.4	72	108
35X40	11.2	56	72
30X35	8.4	42	63

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone IIa.
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### VI.1.1.3 Armatures transversales : [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003].

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
  - Empêcher les déformations transversales 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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g$  : Élançement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$h$  et  $b$  : Dimensions de la section droite du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau, qui est égale dans notre cas à  $0.7l_0$ .

$l_0$  : Longueur libre de poteau.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

✓ Dans la zone nodale (IIa)  $S_t \leq \min(10\varnothing_1; 15 \text{ cm})$

✓ Dans la zone courante (IIa)  $S_t \leq \min(15\varnothing_1)$

$\varnothing_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\varnothing$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$A_{\min} = 0,3\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{\min} = 0,8\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

### VI.1.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- ✓ Les efforts internes dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.1.3 :** Efforts internes dans les poteaux XX

Zone	combinassions	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)
Zone II 40x45	<b>G+Q+EY</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-1202.8	-30.101
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	385.78	12.369
	<b>G+Q+EY MIN</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-835.72	-94.386
Zone III 35x40	<b>ELU</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-889.8	9.2
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-1.35	4.383
	<b>G+Q+EY MIN</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-502.46	-70.451
Zone IV 30x35	<b>ELU</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-356.08	5.444
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	33.8	1.607
	<b>G+Q+EY MIN</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-108.88	-37.784

**Tableau VI.1.4 :** Efforts internes dans les poteaux YY

Zone	combinassions	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)
Zone II 40x45	<b>G+Q+EY MIN</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-1202.8	-2.7
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	385.78	0.184
	<b>G+Q+EX MAX</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-447.85	73.573
Zone III 35x40	<b>ELU</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-889.8	-0.626
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-1.35	-1.867
	<b>G+Q+EX MAX</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-331.63	56.277
Zone IV 30x35	<b>ELU</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-356.08	0.35
	<b>08G-EY MAX</b>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	33.8	-3.867
	<b>G+Q+EX MAX</b>	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-98.54	29.243

### VI.1.3 Étapes de calcul en flexion composée :

- ❖ Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter  $N \rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{aligned} &\rightarrow e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ &\rightarrow N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} \end{aligned}$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

$M_f$  : Moment fictif.

**- Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

➤ Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  ..... la section est simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad ; \quad \mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

➤ Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  ..... la section est doublement armée.

Et on calcule :  $M_r = \mu_1 bd^2f_{bu}$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée ; (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{aligned} &\rightarrow e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ &\rightarrow N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} \end{aligned}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si :  $(0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100\Psi bh f_{bu}}{100\sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N_u - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

**Remarque :**

- Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

❖ **Dispositions constructives :**

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle  $\theta = 135^\circ$ .

❖ **Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

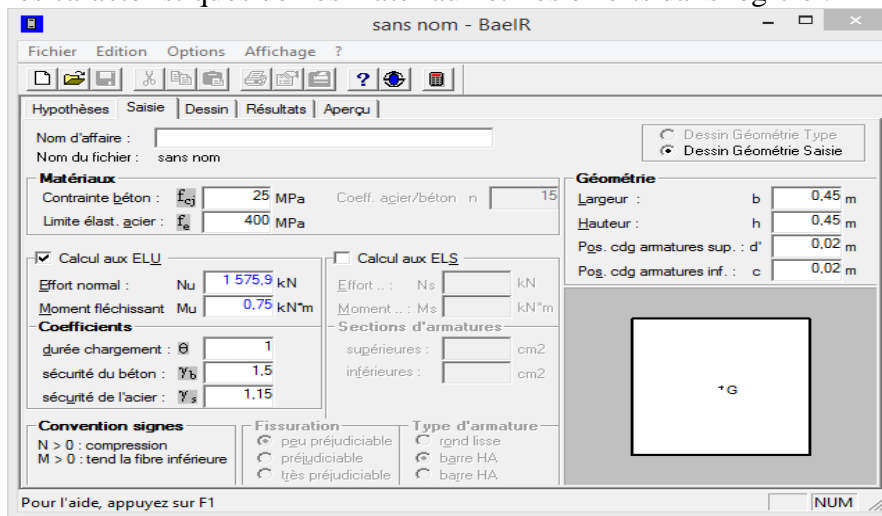


Figure V.1.1 : caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec .

Cliquons sur l'icône **Résultats**. Puis la fenêtre suivante s'affiche :

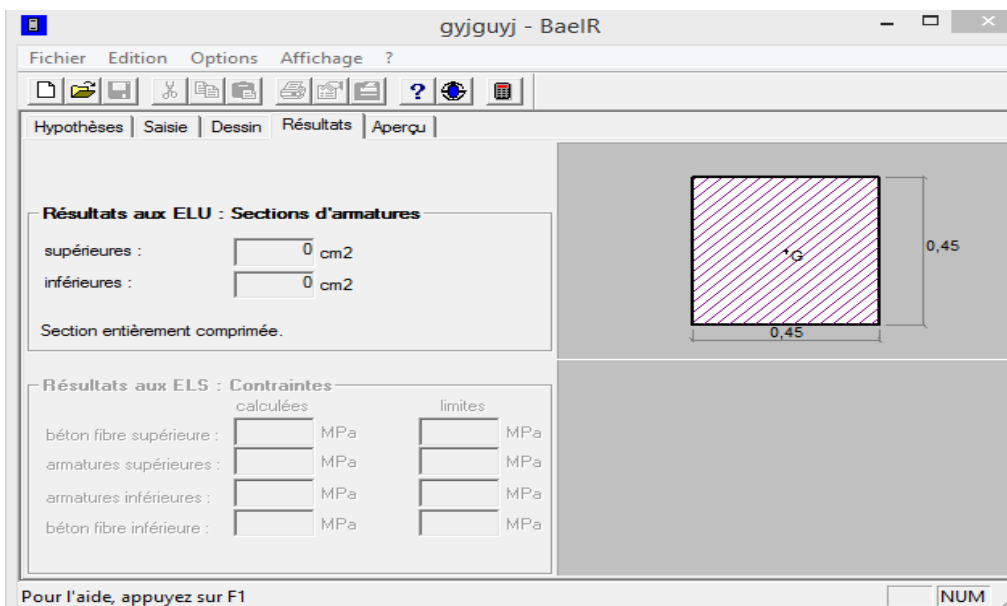


Figure V.1.2 : affichage des résultats de Socotec.

**Tableau VI.1.5** :Ferraillage des poteaux à l'ELU XX

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	As cm
Zone II 40x45	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	1202.8	30.101	S.E.C	0	0	14.4	<b>8HA16</b>	16.08
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	385.78	12.369	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	835.72	94.386	S.E.C	0	0			
Zone III 35x40	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	889.8	9.2	S.E.C	0	0	11.2	<b>8HA14</b>	12,31
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	1.35	4.383	SP.C	0	0.32			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	502.46	70.451	S.E.C	0	0			
Zone IV 30x35	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	356.08	5.444	S.E.C	0	0	8.4	<b>8HA12</b>	9.05
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	33.8	1.607	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	108.88	37.784	S.P.C	0	2.69			

**Tableau VI.1.6** :Ferraillage des poteaux à l'ELU YY

Zone	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A cm
Zone II 40x45	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-1202.8	-2.7	S.E.C	0	0	14.4	<b>8HA16</b>	16.08
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	385.78	0.184	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-447.85	73.573	S.E.C	0	0			
Zone III 35x40	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-889.8	-0.626	S.E.C	0	0	11.2	<b>8HA14</b>	12,31
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-1.35	-1.867	SP.C	0	0.14			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-331.63	56.277	S.P.C	0	0.9			
Zone IV 30x35	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-356.08	0.35	S.E.C	0	0	8.4	<b>8HA12</b>	9.05
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	33.8	-3.867	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-98.54	29.243	S.P.C	0	1.28			

**VI.1.4Vérification à l'ELU :**

➤ **Longueur de recouvrement :**

Pour HA16 :L<sub>r</sub> = 40∅<sub>1</sub> = 40 × 1.6 = 64 cm → L<sub>r</sub> =65 cm.

Pour HA14 :L<sub>r</sub> = 40∅<sub>1</sub> = 40 × 1.4 = 56 cm → L<sub>r</sub> =60 cm.

Pour HA12 :L<sub>r</sub> = 40∅<sub>1</sub> = 40 × 1.2 = 48 cm → L<sub>r</sub> = 50 cm.

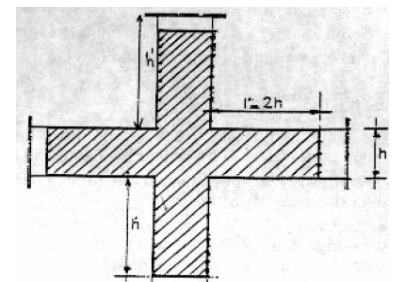
➤ **Détermination de la zone nodale : [Art7.4.2.1 RPA99 version 2003].**

La zone nodale est définie par h' :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

**Tableau VI.1.7** :Délimitation des zones nodales.

Niveaux	poteaux	h <sub>e</sub> (cm)	h' = max ( $\frac{h_e}{6}$ ; b <sub>1</sub> ; h <sub>1</sub> ; 60cm )	
S-sol	40x45	355	h' = max (59.16; 40; 45; 60)	h' = 60cm
RDC		306	h' = max (51; 40; 45; 60)	
1/3 étage	35x40	306	h' = max (51; 35; 40; 60)	h' = 60cm
4/5 étage	30x35	306	h' = max (51; 30; 35; 60)	h' = 60cm



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

Zone nodale.

Longueur d'ancrage : [BAEL91 Art A.6.1.221].

$$\diamond \text{ Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_s = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} : l_s = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{16} : l_s = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$$

$\diamond$  Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0.4l_s$ , pour les aciers HA.

Pour les  $\phi_{12}$  :  $l_r = 16.93 \text{ cm}$ .

Pour les  $\phi_{14}$  :  $l_r = 19.75 \text{ cm}$ .

Pour les  $\phi_{16}$  :  $l_r = 22.57 \text{ cm}$ .

#### ➤ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

#### ➤ Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

#### $\diamond$ Diamètre des barres : [Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99]

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}} \text{ (un cadres + un losange) donc } A_t = \mathbf{4 \text{ HA } 8}$$

$$A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

#### $\diamond$ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

→ Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15 \text{ cm}) ; S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$ .

→ Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\phi) = \min(15 \times 1,2) ; S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ .

$\phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ;  $I_f = 0.7l_0$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \diamond \text{ Poteau de } 40 \times 45 : \lambda_g = \frac{0.7 \times 355}{45} = 5.52 \\ \diamond \text{ Poteau de } 35 \times 40 : \lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 \\ \diamond \text{ Poteau de } 30 \times 35 : \lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 \end{array} \right\} > 5 \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

**Tableau VI.1.8** : Section minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$V_u$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$f_e$	$A_t$		$A_{t \text{ adp}}$	
					zone nodale St=10	zone courante St = 15		
40x45	60,07	5.52	2,5	<b>348</b>	<b>0,959</b>	<b>1,438</b>	4 HA 8	2.01
35x40	46,13	5.35	2,5	<b>348</b>	<b>0,736</b>	<b>1,105</b>	4 HA 8	2.01
30x35	26,14	6.12	2,5	<b>348</b>	<b>0,417</b>	<b>0,626</b>	4 HA 8	2.01

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t b_1$

Si  $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

**Tableau VI.1.9**: Quantité minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$A_t^{\min}$		$A_{\text{adp}}$	Observation	
	zone nodale	zone courante		zone nodale	zone courante
40x45	1.2	1.8	2.01	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>
35x40	1.05	1.575	2.01	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>
30x35	0.9	1.35	2.01	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA8** de sections transversales (1 cadres et 1 losange ( $8\emptyset$ )).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum de  $10\emptyset = 8\text{cm}$ .

➤ **Vérification au cisaillement : [Art A.5.1, 1 BAEL 91 modifiée 99][Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $T_u^{\max}$ : Effort tranchant max à l'ELU.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

b : Largeur de la section étudiée.

d : Hauteur utile ( $d = h - c$ ).

On à :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  et  $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$

**Tableau VI.1.10** : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Zone	$T_u$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I (40x45)	60.07	40	42.5	5.52	0.075	0.033	1.875	<b>Condition vérifiée</b>
Zone II (35x40)	46.13	35	38.5	5.35	0.075	0.032	1.875	<b>Condition vérifiée</b>
Zone III (30x35)	26.14	30	32.5	6.12	0.075	0.024	1.875	<b>Condition vérifiée</b>

### VI.1.5 Vérification à l'ELS :

#### ➤ État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

#### ➤ Vérification des contraintes :

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.

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 384\text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton :  $\sigma_b = 15\text{ MPa}$

#### ➤ Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

**Avec** :  $A_{min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

**Tableau VI.1.11:** vérification de la condition de non fragilité.

Section	Effort normal $N_s$ « KN »	Moment $M_s$ « KN.m »	$e_s$ « m »	$A_{min}$	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	Observation
Zone I 40x45	858.75	0.535	0.0006	7.85	16.08	Condition Vérifiée
	278.59	3.598	0.0129	8.74		
	453.12	15.134	0.0334	11.31		
Zone II 35x40	643.76	6.452	0.0100	0.69	12,31	Condition Vérifiée
	120.63	6.144	0.0509	4.62		
	314.47	15.345	0.0488	4.24		
Zone III 30x35	257.75	3.759	0.0146	3.97	9.05	Condition Vérifiée
	31.58	0.345	0.0109	3.77		
	103.82	15.172	0.1461	1.16		

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

**Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

**Tableau VI.1.12:** Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN. m)	$\sigma_{sup}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{béton}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{adm}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{sup}^{acier}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{acier}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{adm}^{acier}$ (MPa)	Obs
Zone I 40x45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	858.75	0.535	4,24	4,17	15	63,6	62,7	348	Condition vérifiée
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	278.59	3.598	1,59	1,14	15	23,5	17,5	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	453.12	15.134	3,18	1,26	15	46	20,6	348	
Zone II 35x40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	643.76	6.452	4,7	3,43	15	68,8	52,8	348	Condition vérifiée
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	120.63	6.144	1,35	0,17	15	18,8	3,84	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	314.47	15.345	3,46	0,51	15	48,1	10,8	348	
Zone III 30x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	257.75	3.759	2,67	1,68	15	38,7	26,3	348	Condition vérifiée
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	31.58	0.345	0,28	0,21	15	4,15	3,19	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	103.82	15.172	3,22	0	15	41,1	-28,8	348	

**Tableau VI.1.13:** Vérification des contraintes dans le sens transversal.

Zone	Sollicitations	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$\sigma_{sup}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{béton}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{sup}^{acier}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{acier}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}^{acier}$ (MPa)	Obs
Zone I 40x45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	858.75	0.535	4.23	4.19	15	63.4	62.8	348	<b>Condition vérifiée</b>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	278.59	3.598	1.16	1.57	15	17.8	23.2	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	453.12	15.134	3.32	3.31	15	49.8	49.7	348	
Zone II 35x40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	643.76	6.452	4.02	4.11	15	60.4	61.5	348	<b>Condition vérifiée</b>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	120.63	6.144	0.18	1.34	15	3.92	18.9	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	314.47	15.345	3.02	0.95	15	43.1	16.4	348	
Zone III 30x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	257.75	3.759	2.2	2.14	15	33	32.2	348	<b>Condition vérifiée</b>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	31.58	7.681	0	1.58	15	-28.1	19.8	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	103.82	15.172	2.54	0	15	34.3	-12.2	348	

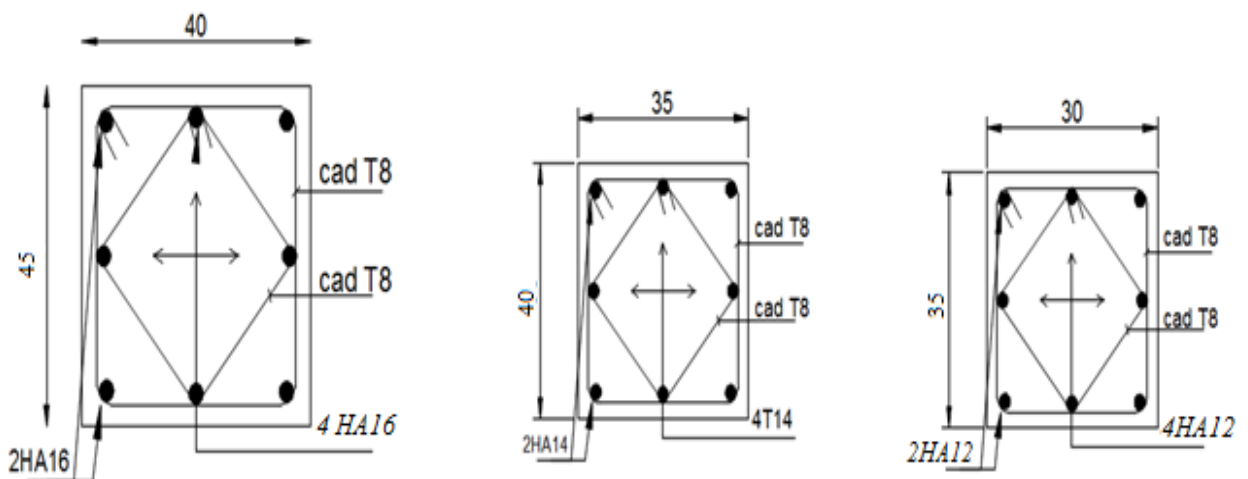
**Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

**Tableau VI.1.14 : Résultats de ferrailage des poteaux**

Niveaux	Section	Ferrailage
Sous-sol + RDC	(40x45)	<b>8HA16</b>
1 <sup>er</sup> ;2ème et 3ème étage	(35x40)	<b>8HA14</b>
4ème et 5ème étage	(30x35)	<b>8HA12</b>

**VI.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux :**



## VI.2. Ferrailage des poutres :

### VI.2.1 Introduction

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ébats qui résultent des combinaisons de charges les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{cases} \longrightarrow \text{BAEL 91}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \longrightarrow \text{RPA 99/Version 2003}$$

### VI.2.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

#### VI.2.2.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres principales : **(30 x 40)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : **(30 x 35)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.

- **6 %** en zone de recouvrement.

- Poutres principales **(30 x 40)** :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$$

- Poutres secondaire **(30 x 35)** :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 $\Phi$**  en zone IIa.

#### VI.2.2.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :  $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées 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,

$M_u$  : Moment de flexion,

$h$  : Hauteur de la section du béton,

$b$  : Largeur de la section du béton,

$d$  : 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 :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

On a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée :  $A_c = 0$**

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

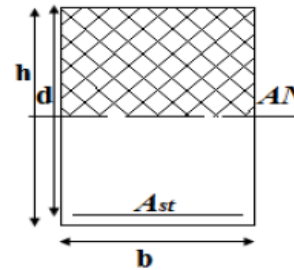


Figure.2. néé.

**2<sup>ème</sup> cas: Section doublement armée :  $A_c \neq 0$**

Si  $\mu > \mu_l = 0.392$  les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

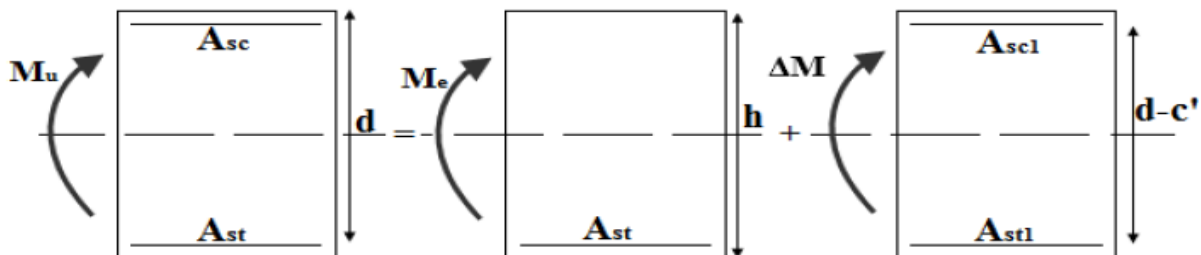


Figure.2.2 : Section doublement armée.

**Les efforts internes :**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

**Tableau VI.2.1 :** Les efforts internes dans les poutres.

	Position	Combinaison	M (KN.m)
<i>Poutre Principale</i>	<i>Travée</i>	ELU	53.76
	<i>Appuis</i>	G+Q+EY	83.87
<i>Poutre Secondaire</i>	<i>Travée</i>	ELU	46.86
	<i>Appuis</i>	G+Q+EX	56.86

**Ferraillage des poutres :**

**Tableau VI.2.2 :** Ferraillage des poutres à l'ELU

	Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[cm^2]$
<i>Poutre Principale</i>	<i>Travée</i>	53.76	0.085	SSA	0.956	4.20	3	<b>3HA14</b>	4.62
	<i>Appuis</i>	83.87	0.133	SSA	0.929	6.74	3	<b>3HA14+3HA12</b>	6.88
<i>Poutre Secondaire</i>	<i>Travée</i>	46.86	0.104	SSA	0.946	3.75	2,625	<b>3HA14</b>	4.62
	<i>Appuis</i>	56.86	0.126	SSA	0.932	4.55	2,625	<b>3HA14</b>	4.62

**VI.2.4 Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : [Art B.6.4 BAEL 91 modifiée 99].**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \text{Art A.4.2 /BAEL91.}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Poutres principales de (30×40):**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{Adopte} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots$  Condition vérifiée.

En travées :  $A_{Adopte} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots$  Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires de (30×35):**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{Adopte} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots$  Condition vérifiée.

En travées :  $A_{Adopte} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification aux cisaillements : [Art A.5.1,1 BAEL 91 modifiée 99].**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_u^{max}$ : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5}; 4\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

**Poutres principales :**  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{83.30 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.73\text{MPa} < 3.33\text{MPa}.$

**Poutres secondaires :**  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{42.09 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.42\text{MPa} < 3.33\text{MPa}.$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots$  Condition vérifiée pour toutes les poutres.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : [Art A.5.1,32/BEAL91]**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales (30x40) :**

$$T_u = 83.3 \text{KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$T_u = 42.09 \text{KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{KN}$$

$$T_u \leq \overline{T_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : [Art 6.1,3BAEL91 modifiée99].**

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

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

Avec :  $\sum U_i = n\pi\phi$  (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

- **Poutres principales (30x40) :**

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{83.3 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 207.24} = 1.17 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa}$$

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 133.88 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.09 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 133.88} = 1.05 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1, 221 /BAEL 91]**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_s = \frac{120 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0.4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_a = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm.}$$

#### **Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} \rightarrow \phi \leq \min\{1,14 ; 1,2 ; 3\} \text{ cm.}$$

Les armatures transversales seront réalisées par : 1cadre + 1étrier de HA8.

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2.$$

➤ **Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\}$

Poutre principale (30x40) :  $S_t = 10\text{cm}$ .

Poutre secondaire (30x35) :  $S_t = 8\text{ cm.}$

**En zone courante:**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale (30x40) :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Poutre secondaire (30x35) :  $S_t = 15\text{cm}$ .

• **Délimitation de la zone Nodale et Courante :**

**Zone Nodale :**  $L' = 2 \times h$

Avec : h : hauteur de la poutre.

On aura :

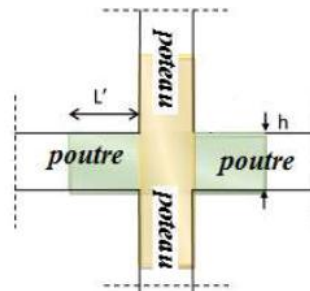
$L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$ . Poutres principales de (30 X 40)

$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$ . Poutres secondaires de (30 X 35)

**Zone Courante :**

$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$

**Figure V. 2.3 :** Zone Nodale.



Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0,003 \times S \times b = 1,35\text{cm}^2$  .....condition vérifiée.

**VI.2.5.Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

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

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$  Avec :  $K = \frac{1}{K_1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  ;  $A_s$ : Section d'armatures adoptée à l'ELU ;

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

On calcul  $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$   $\xrightarrow{\text{tableau}}$   $\beta_1$  et  $K_1$ .

**Tableau VI.2.3 :** les vérifications de la contraint dans le béton

	Localisation	$M_s^{max}$ [kN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
<b>Poutre Principale</b>	<b>Travée</b>	23.96	4.62	0.400	0.902	149.34	36.02	4.15	15	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	44.03	6.88	0.596	0.886	187.61	28.86	6.50	15	Condition vérifiée
<b>Poutre Secondaire</b>	<b>Travée</b>	13.01	4.62	0.474	0.896	93.82	33.08	2.84	15	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	16.29	4.62	0.474	0.896	117.47	33.08	3.55	15	Condition vérifiée

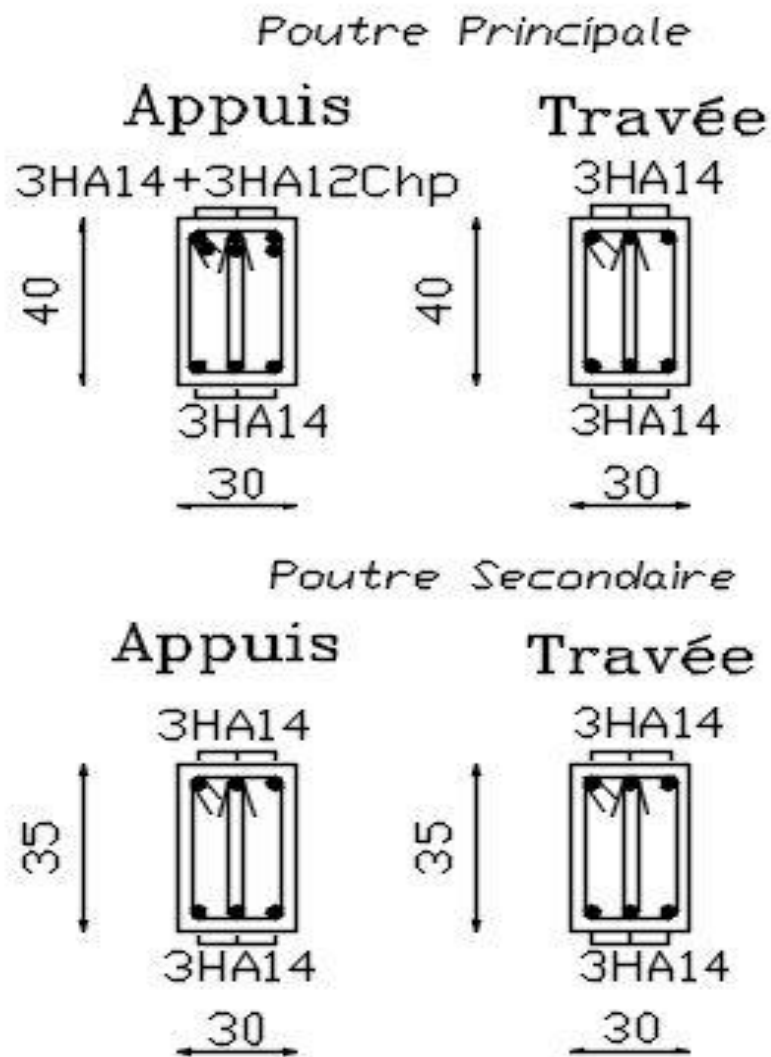
**Conclusion :**

- ❖ Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2.4 :** Récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire.

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14+3HA12	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

**VI.2.6. Schéma de ferraillage des poutres :**



### VI.3 Ferrailage des Voiles :

#### Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement ,le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

#### Recommandation du RPA 99 version 2003 :

##### Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B(\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}(\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :
 

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends .Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- ✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

$e =$  épaisseur du voile ( $e = 15 \text{ cm}$ )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/(10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- ✓ **Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40  $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

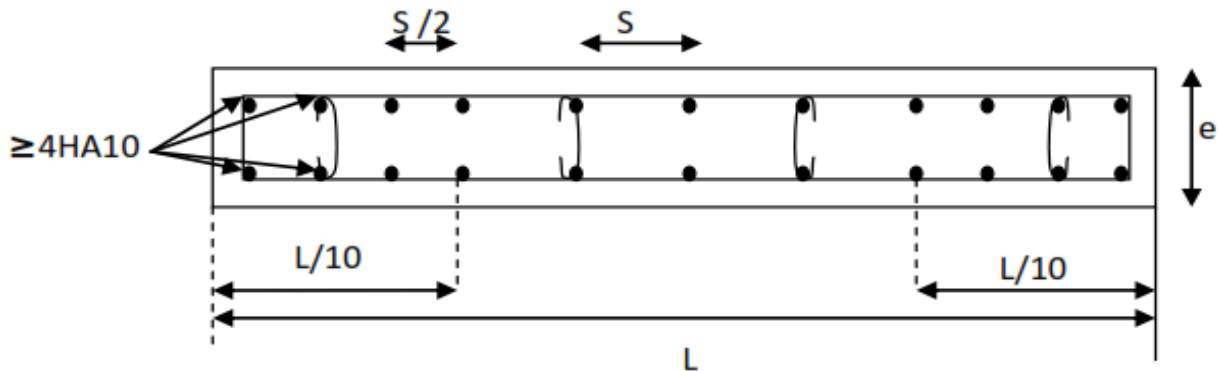


Figure VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**Exposé de la méthode de calcul :**

**calcul de l'excentricité :**  $e = \frac{M}{N}$

**Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N$ ,  $M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

$I$  : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

$M$  et  $N$  sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

**Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left( \frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  si  $N_u$  est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$  si  $N_u$  est un effort de traction

**Ferrailage du voile :**

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle ;  $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $<$  à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec :  $A_V$  : section des armatures tendue du voile.

**Vérification a ELU :****Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

**Exigences du RPA 99 (version 2003)****Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendue} \geq 0,2\%B \times l_t$  (Art 7.7.4.1 / RPA99 version 2003)

Avec :

**B** : la section de voile

**L<sub>t</sub>** : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \text{ (Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)}$$

**Zone courante :**

On doit vérifier :  $A_{total\ courante} \geq 0,10\%LC \times b$  (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Avec

**LC** =  $L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

**B** : la largeur de voile.

**Les vérifications :****Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton

**A** : Section d'armatures adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**D'après l'RPA (Art 7.7.2 / RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times T$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**D'après le BAEL (Art 5.1.1 / BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_{\max,ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$  : contrainte de cisaillement admissible

Tableaux VI.3.1 :VOILES 1,5 m sens longitudinal

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	As/2	Amin	Av	As/ml	Aadp/face	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1116.25	736.555	264.76	G+Q+EX	4879.92	-10833.25	1.03	504.66	14.50	11.72	26.22	13.11	9.05	12.68	13.82	7 HA 16	14.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	1.440	Condition vérifiée	1.028	Condition vérifiée	5.282	Condition vérifiée
	22.46	724.485	255.03	08G+M+EX	7787.73	-7667.95	0.74	579.55	14.49	11.29	25.77	12.89	9.05	12.89														
	-258.19	772.611	277.68	G+Q+EX	7552.68	-8929.69	0.81	613.77	15.34	12.29	27.63	13.82	9.05	13.82														
Zone II	-750.68	3.666	7.77	ELU	-1962.71	-2040.92	0	0.00	0.00	0.34	0.34	0.17	9.05	6.03	10.81	7 HA 14	10.77	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.763	Condition vérifiée	0.545	Condition vérifiée	4.638	Condition vérifiée
	-102.82	48.514	57.19	08G+M+EX	243.30	-791.67	1.15	27.92	0.80	2.53	3.33	1.67	9.05	6.03														
	-449.26	239.44	147.17	G+Q+EX	1356.00	-3752.05	1.10	149.40	4.29	6.51	10.81	5.40	9.05	10.81														
Zone III	-333.43	10.886	11.47	ELU	-773.03	-1005.26	0	0.00	0.00	0.51	0.51	0.25	9.05	6.03	6.03	7 HA 12	7.92	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.135	Condition vérifiée	0.096	Condition vérifiée	2.800	Condition vérifiée
	-19.72	58.877	12.05	08G+M+EX	575.43	-680.61	0.81	46.77	1.34	0.53	1.88	0.94	9.05	6.03														
	-170.9	71.413	26.01	G+Q+EX	306.01	-1217.47	1.20	36.68	1.05	1.15	2.21	1.10	9.05	6.03														

Tableaux VI.3.2 :VOILES 1,5 m sens transversal

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1030.11	757.158	274.53	G+Q+EY	5329.39	-10823.31	1.01	535.65	15.39	12.15	27.54	13.77	9.05	13.70	13.70	7 HA 16	14.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	1.546	Condition vérifiée	1.104	Condition vérifiée	4.874	Condition vérifiée
	106.08	827.009	297.11	08G+M+EY	9104.31	-8538.55	0.73	660.93	16.52	13.15	29.67	14.84	9.05	12.36														
	-881.56	833.553	298.09	G+Q+EY	6540.41	-11242.06	0.95	620.23	15.51	13.19	28.70	14.35	9.05	11.96														
Zone II	-818.53	12.472	3.55	ELU	-2049.71	-2315.78	0	0.00	0.00	0.16	0.16	0.08	9.05	6.03	7.78	7 HA 14	10.77	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.822	Condition vérifiée	0.587	Condition vérifiée	5.057	Condition vérifiée
	-32.88	54.281	64.63	08G+M+EY	491.32	-666.68	0.86	42.43	1.22	2.86	4.08	2.04	9.05	6.03														
	-268.81	254.38	158.45	G+Q+EY	1996.56	-3430.21	0.95	189.30	5.44	7.01	12.45	6.23	9.05	7.78														
Zone III	-369.1	36.249	46.93	G+Q+EY	-597.61	-1370.92	0	0.00	0.00	2.08	2.08	1.04	9.05	6.03	6.03	7 HA 12	7.92	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.135	Condition vérifiée	0.096	Condition vérifiée	3.099	Condition vérifiée
	8.6	45.764	6.39	08G+M+EY	511.08	-465.22	0.71	36.53	1.05	0.28	1.33	0.67	9.05	6.03														
	-70.77	76.269	25.96	G+Q+EY	624.82	-1002.26	0.92	57.73	1.66	1.15	2.81	1.40	9.05	6.03														

# ***Chapitre VII :***

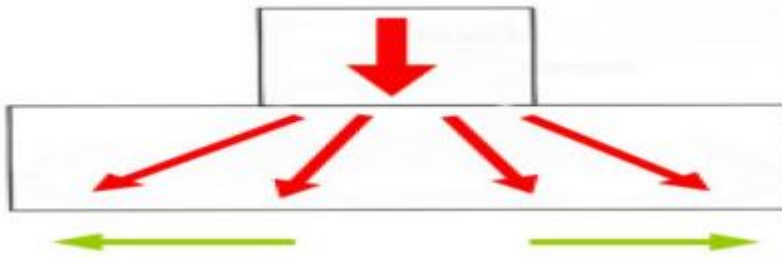
## ***Etude de l'infrastructure***

## VII. Etude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.



Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VII.2. Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Pas de nappe.

### VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à partir de 4 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre une

contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

#### ❖ Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \text{ max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

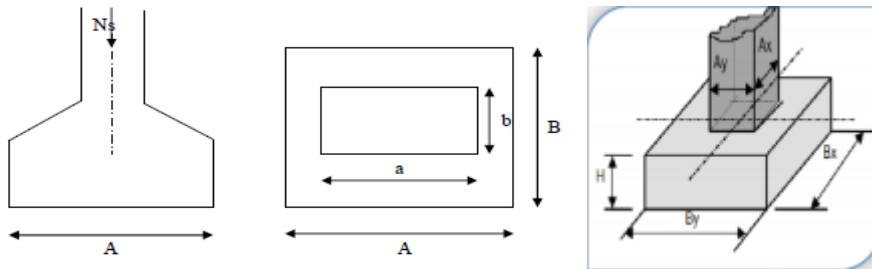


Figure.VIII.1 : Semelle isolée sous poteau

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{40}{45} = 0,889 .$$

$$\text{D'ou: } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

#### Exemple de calcul :

On a choisi deux poteaux de section (40×45) dans la structure où la distance entre eux est de 3.4 m dans le sens (x-x)

$$N_{ser} = 937.72 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{937.72}{200}} = 2,16 \text{ m}$$

Don :  $B = 2,2 \text{ m}$ . Donc  $A = 2,2 \times 0,889 = 2 \text{ m}$

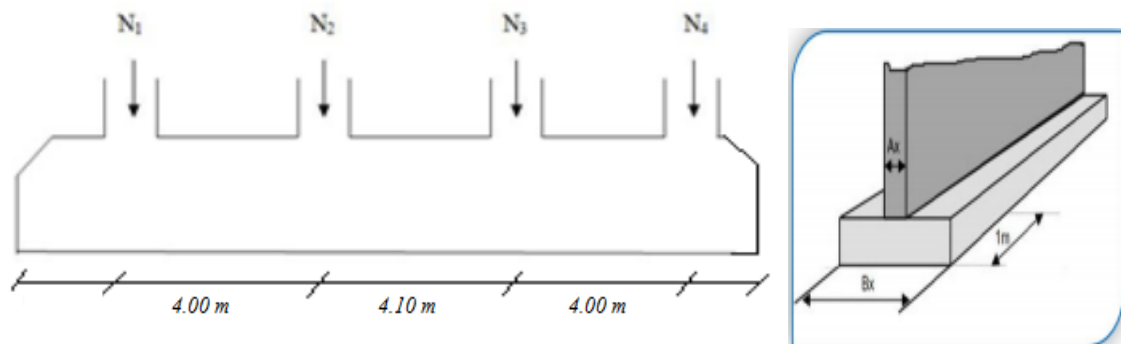
On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 1.40 m

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles isolées expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VII.3.1.Semelles filantes****VII.3.1.1. Semelles filantes sous voiles :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux.



**Figure VII.2 :** semelle filante sous voile

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

**Avec :** B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{SOL}$  : Contrainte admissible du sol.

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

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
<b>Voiles transversal</b>	V1	1.50	351.04	1.17	1.76	4	7.02
<b>Voiles longitudinal</b>	V2	1.50	348.02	1.16	1.74	4.00	6.96
							<b>13.98</b>

La surface totale des semelles filantes sous voiles **St= 13.98 m<sup>2</sup>**.

### VII.3.1.2. Semelles filantes sous poteaux

#### a. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b. Étape de calcul

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

#### c. Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2** : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	$N_S$ (KN)	$M_S$ (KN/m)	$e_i$ ( m)	$N_S \cdot e_i$ (KN.m)
<b>9</b>	937.72	-2.45	-6.05	-5673.21
<b>10</b>	767.59	-3.43	-2.05	-1573.56
<b>11</b>	839.80	-1.43	2.05	1721.59
<b>12</b>	749.94	7.81	6.05	4537.14
<b>Total</b>	3295.05	0.51	/	-988.04

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-988.04 + 0.51}{3295.05} = -0.30 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,3 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{12,1}{6} = 2,01 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3295,05}{12,1} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,30}{12,1} \right) = 231,81 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3295,05}{12,1} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,30}{12,1} \right) = 312,83 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3295,05}{12,1} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,30}{12,1} \right) = 252,06 \text{ KN/m.}$$

#### d. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{252,06}{200} = 1,26 \text{ m.}$$

On prend  $B = 1,3 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S_p = (1,3 \times 12,1 \times 8) = 125,84 \text{ m}^2$ .

$$S_v = 13,98 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 125,84 + 13,98 = 139,82 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est :  $24,80 \times 12,1 = 300,08 \text{ m}^2$

$$\frac{139,82}{300,08} = 46,59\%$$

#### 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.

#### ❖ Pré dimensionnement de la semelle :

##### b.1) hauteur des semelles

$$h_s \geq (B-b) / 4 + 5 \text{ cm}$$

Avec

$B$  : la largeur de la semelle

$h_s$  : hauteur de semelle

$b$  : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal .

$b = 0,40 \text{ m}$  pour les poteaux et  $0,18 \text{ m}$  pour les voiles

##### ➤ Semelles filantes sous voiles

###### La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (130-18) / 4 + 5 = 33 \text{ cm}$$

on adopte une hauteur de  $h_s = 35 \text{ cm}$

les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 130 \text{ cm} , h_s = 35 \text{ cm} , L = 12,10 \text{ m}}$$

##### ➤ Semelles sous poteaux

###### La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (130-45) / 4 + 5 = 26,25 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de  $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 130 \text{ cm} , h_s = 35 \text{ cm} , L = 12,10 \text{ m}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

### **C. Etude de la poutre de rigidité :**

#### **Dimensionnement :**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } L/9 \leq h_p \leq L/6$$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 4,10 m

$$\text{La hauteur : } \frac{410}{9} \leq h_p \leq \frac{410}{6} \rightarrow 45.55 \leq h_p \leq 68.33$$

On adopte une hauteur de  $h_p = 70 \text{ cm}$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 23,33 \leq b_p \leq 46,67$$

On adopte une largeur de  $b_p = 50 \text{ cm}$

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

**H= 70 cm , b=50 cm , d= h-c = 65 cm.**

#### **C.1) Le ferrailage de la poutre (ELU)**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

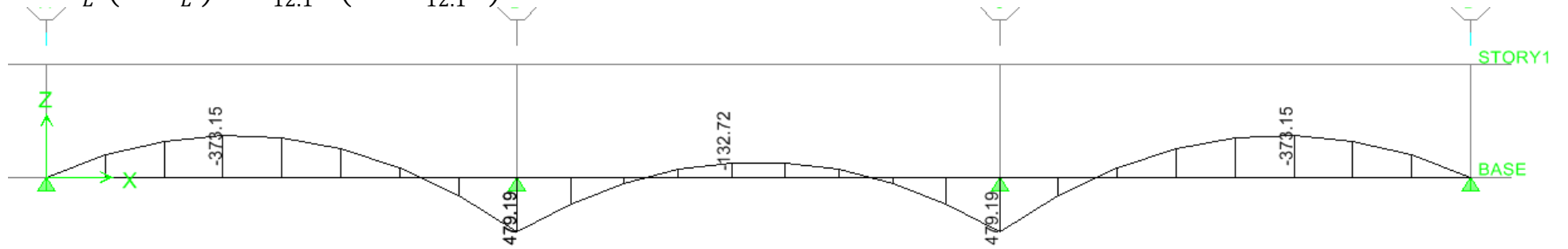
**Tableau VII.3 :** les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

<b>Poteaux</b>	<b>N<sub>s</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>s</sub>(KN/m)</b>	<b>e<sub>i</sub>( m)</b>	<b>N<sub>s</sub>. e<sub>i</sub> (KN.m)</b>
<b>9</b>	1291.98	-3.391	-6.05	-7816.48
<b>10</b>	1054.6	-4.722	-2.05	-2161.93
<b>11</b>	1153.89	0.069	1.95	2250.09
<b>12</b>	1035.03	10.792	6.05	6261.93
<b>Total</b>	4535.50	2.75	/	-1466.39

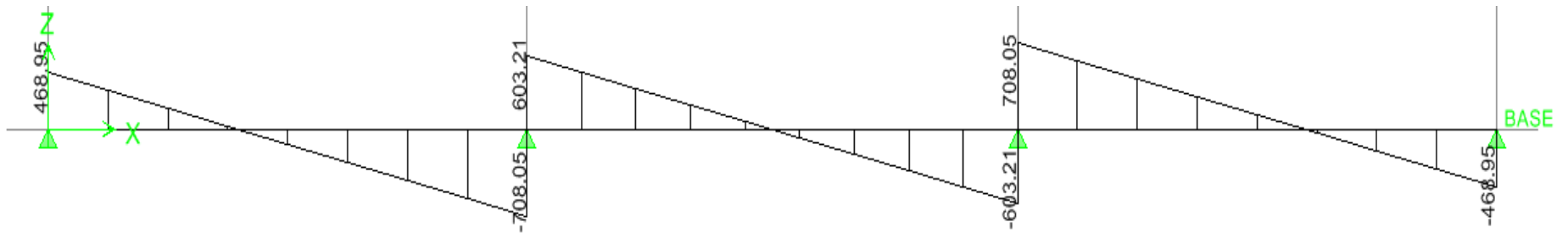
$$e = \frac{-1466.39 + 2.75}{4535.50} = -0,32 \text{ m}$$

• **Calcul de la charge uniforme**

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{4535.50}{12.1} \left( 1 + \frac{3 \times -0,32}{12.1} \right) = 303.60 \text{ KN/m}$$



**Figure VII. 3:**Diagramme des moment dans la poutre de rigidité à l'ELU



**Figure VII.4 :** Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

**Calcul des armatures :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 45 \times 65 \times \frac{2,1}{348} = 4,06 \text{ cm}^2$$

	Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	$A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ]
poutre de rigidité	Appuis	479.19	0,016	SSA	0,992	17.25	4,06	5HA14+5HA16	17.74
	Travées	373.15	0,012	SSA	0,994	13.41	4,06	5HA14+5HA14	15.39

**Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{70}{35}; \phi_l; \frac{50}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{2; 1,6; 5\}$$

$\phi_t = 10 \text{ mm}$  On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>**

**Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)**

Il faut vérifier :  $St \leq \min \{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

**Tableau VII.5 :** Ferraillage d'armatures transversales

Section [cm <sup>2</sup> ]	zone	BEAL			RPA		Section Adepté			
		$\phi$ Cm	St Cm	$A_{tMin}$ Cm <sup>2</sup>	St Cm	At Cm <sup>2</sup>	$\phi_{mm}$	$St_{Min}$ Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	Aadp Cm <sup>2</sup>
Poutre principale	Nodale	1	25	1,125	7	0,525	10	7	4 HA 10	3,14
	Courante				15	1,125		15	4 HA 10	3,14

**❖ Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{1\text{m}} \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

**VII.3.2.ferraillage de la semelles**

-Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } N_{uf} = 1202.80$$

$A_B$  : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm<sup>2</sup>/ml)

**B= 1.30 m**

$$A_s = \frac{1202.80 \times (130 - 50)}{8 \times 30 \times 348} = 11.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **8HA14=12.31 cm<sup>2</sup>/ml** avec  $S_t=15 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$A_r = A_s / 4 = 3.57 \text{ cm}^2$  → on prend une section de **8HA12= 9.05 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

**VII.3.2.Ferraillage de la longrine :**

- **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F=N/\alpha \geq 20KN$$

Avec

$N$  : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$ : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(Site :S3 ;zone IIa )

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

(30cmx30cm) : site de catégorie  $S_4$

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u=1202.80 KN$  ,  $\alpha=12$  (zone IIa; site 3)

$$F=N_u/\alpha=1202.8/12=100.23KN$$

$$A=F/\sigma_{st}=100.23*10^3/348=228.02mm^2=2,28 cm^2$$

On prend **4HA12=4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

Le ferraillage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{min} = 0,6\% bh$$

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 cm^2$$

$A_t < A_{min}$  la condition est vérifiée

# ***Chapitre VIII :***

## *Etude du mur plaque*

### VIII. Etude du voile périphérique :

#### Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

#### VIII .1. Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art: 10.1.2 vs RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

#### VIII .2. Contrainte des sollicitations :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma$$

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec:  $k_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

#### VIII .3. Caractéristiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres :  $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 31^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C = 0$

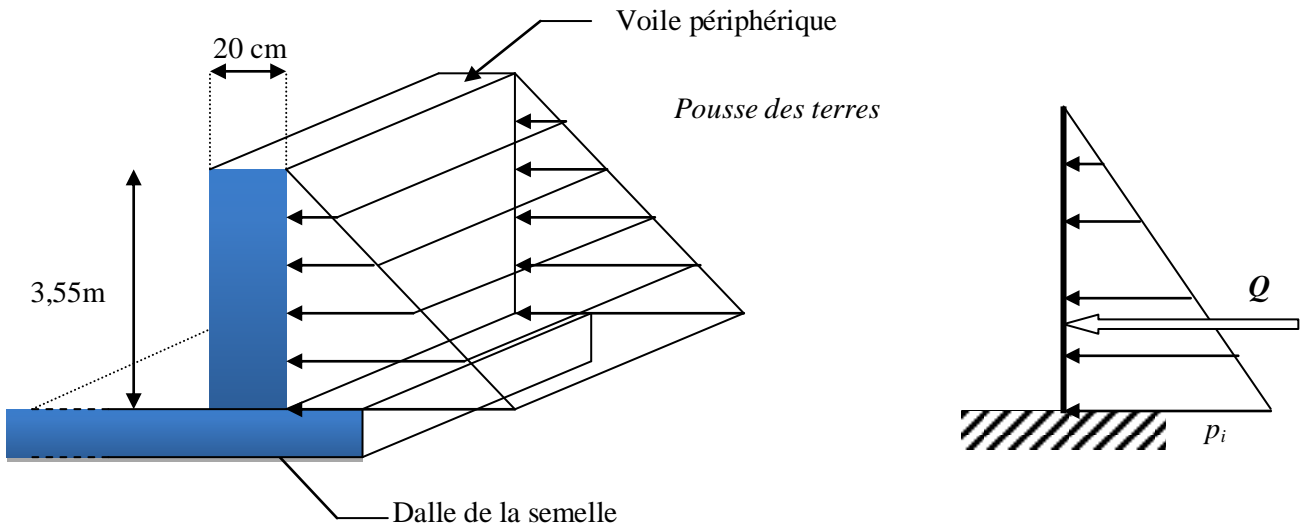


Figure VIII.1: Schéma statique d'un voile périphérique.

**VIII .4. Calcul des sollicitations :**

Dans notre cas on a un sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ ), notre voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 31}{\cos 31} = 0.565$$

$$\sigma_v = q + \gamma_h \rightarrow 0 < h < 3.55 \text{ m}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(1.35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.48 \text{KN/m}^2$$

Pour h=3.55

$$\sigma_2 = 0.565(1.35 \times 19 \times 3.55 + 1.5 \times 10) = 59.92 \text{KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

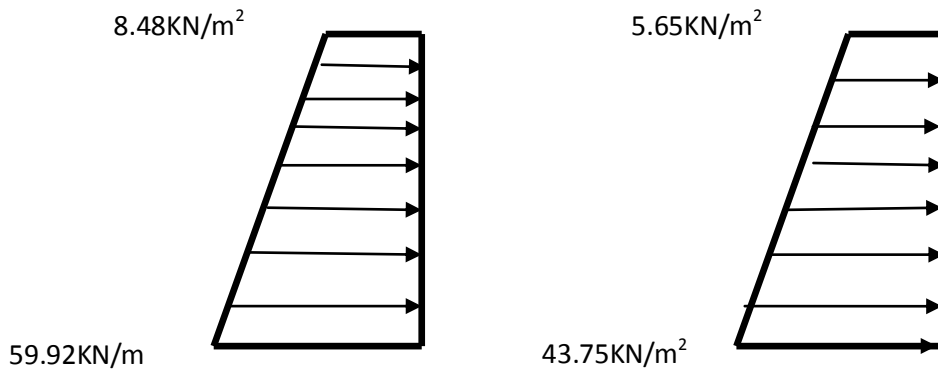
$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(10 + 19 \times 0) = 5.65 \text{KN/m}^2$$

Pour h=3.55m

$$\sigma_2 = 0.565(10 + 19 \times 3.55) = 43.75 \text{KN/m}^2$$



**ELUELS**

Figure VIII.2 : diagrammes des contraintes.

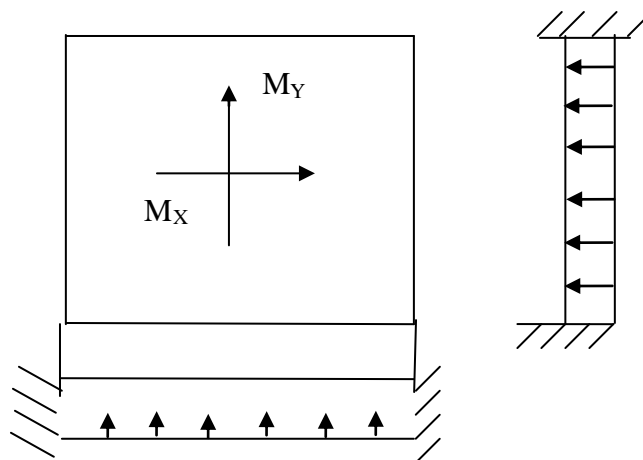
**VIII .4.1.Charges moyennes :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 59.92 + 8.48}{4} \times 1 = 47.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 43.75 + 5.65}{4} \times 1 = 34.22 \text{ KN/ml}$$

**VIII .4.2.Ferraillage du voile périphérique :****VIII .4.2.1.Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

**VIII .4.2.2.Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée : 0.85
- ✓ Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis

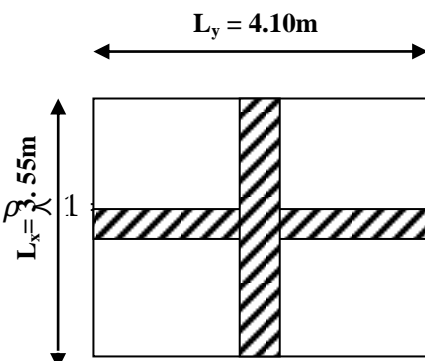
**VIII .4.2.3. Identification des panneaux :**

$$l_x = 3,55m$$

$$l_y = 4.10m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,55}{4.10} = 0.86; 0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens



**VIII .4.2.4. Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x ql_x^2 = 0,0498 \times 47,06 \times 3,55^2 = 29,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,693 \times 29,53 = 20,46 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :****➤ Sens x - x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 29,53 = 8,86 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 29,53 = 25,10 \text{ KN.m}$$

**➤ Sens Y - Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 20,46 = 6,138 \text{ KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 20,46 = 17,4 \text{ KN.m}$$

**VIII .4.2.5. Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0569 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x ql_x^2 = 0,0569 \times 34,22 \times 3,55^2 = 24,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,791 \times 24,53 = 19,40 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :****➤ Sens x - x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 24,53 = 7,35 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 24,53 = 20,85 \text{ KN.m}$$

**➤ Sens Y - Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 19,40 = 5,82 \text{ KN.m}$$

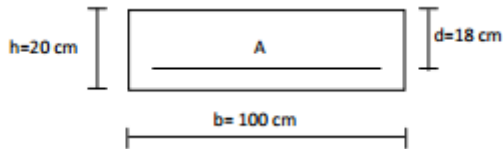
✓ En travées :

$$M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 19,40 = 16,49 \text{ KN.m}$$

## VIII .4.2.6.Calcul des armatures :

## ✓ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.



## ➤ Dans le sens X-X

Tableau VIII.1 : ferrailage de voile périphérique (X-X)

	En travée	Aux appuis
<b>Moment</b>	$M_{tx} = 25.10 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 8.86 \text{KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{25.10 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.054 < 0.392$ <p>→SSA (<math>A_c=0 \text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{8.86 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.02 < 0.392$ <p>→SSA (<math>A_c=0 \text{cm}^2</math>)</p>
<b><math>\beta</math></b>	<b>0.972</b>	<b>0.990</b>
<b><math>A_{st}</math></b>	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = 5 \frac{25.10 \times 10^6}{0.972 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 4.12 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{8.86 \times 10^6}{0.990 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 1.42 \text{cm}^2$
<b><math>A_{adop}</math></b>	<b>5HA12=5.65cm<sup>2</sup></b>	<b>5HA12=5.65cm<sup>2</sup></b>
<b>Condition de non fragilité</b>	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ <p>Avec : <math>0.0008 \times b \times h</math> pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.86)}{2} = 1.71 \text{cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
<b>Espacement</b>	<b><math>S_t = 20 \text{cm}</math></b>	<b><math>S_t = 20 \text{cm}</math></b>

➤ Dans le sens Y-Y :

**Tableau VIII.2** : ferrailage de voile périphérique (Y-Y)

	En travée	Aux appuis
<b>Moment</b>	$M_{ty} = 17.4 \text{KN.m}$	$M_{ay} = 6.138 \text{KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{17.4 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.038 < 0.392$ <p>→ SSA (<math>A_c=0 \text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{6.138 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.013 < 0.392$ <p>→ SSA (<math>A_c=0 \text{cm}^2</math>)</p>
<b><math>\beta</math></b>	<b>0.981</b>	<b>0.993</b>
<b><math>A_{st}</math></b>	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{17.4 \times 10^6}{0.981 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 2.83 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{6.138 \times 10^6}{0.993 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 0.98 \text{cm}^2$
<b><math>A_{adop}</math></b>	<b>5HA12=5.65cm<sup>2</sup></b>	<b>5HA12=5.65cm<sup>2</sup></b>
<b>Condition de non fragilité</b>	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ <p>Avec : <math>0.0008 \times b \times h</math> pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.86)}{2} = 1.71 \text{cm}^2$ <p><b>Condition vérifiée</b></p>	
<b>Espacement</b>	<b><math>S_t = 20 \text{cm}</math></b>	<b><math>S_t = 20 \text{cm}</math></b>

### VIII.5.Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).  $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- ✓ Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m<sup>2</sup>

**VIII .6.Vérification à l'ELS :****VIII .6.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 18}$$

✓ Dans le béton :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau VIII.3 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	5.65	7.35	0.314	0.912	41.82	79.24	348	1.89	15	Condition vérifiée
	Travée	5.65	20.85	0.314	0.912	41.82	224.79	348	5.37	15	Condition vérifiée
Y-Y	Appui	5.65	5.82	0.314	0.912	41.82	62.74	348	1.50	15	Condition vérifiée
	Travée	5.65	16.49	0.314	0.912	41.82	177.77	348	4.25	15	Condition vérifiée

**VIII .6.2.Vérification de la flèche :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur totale,

$L$  : portée entre nus d'appuis,

$M_t$  : moment maximum en travée,

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,

$A$  : section des armatures,

**b** : longueur de la section,

**d** : hauteur utile de la section droite

**Sens X-X**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{20.85}{15 \times 24.53} = 0.05 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

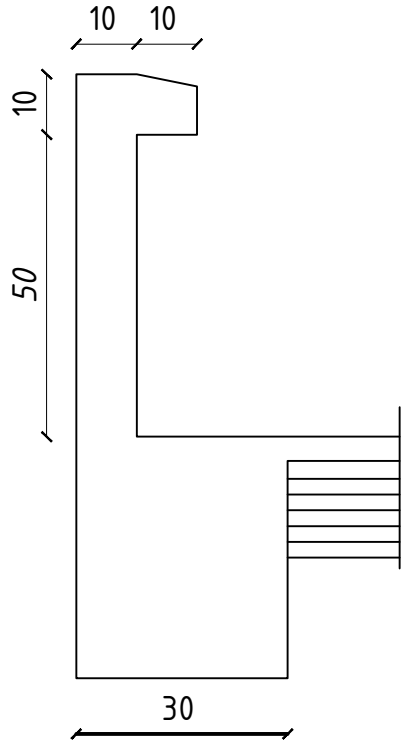
**Sens Y-Y**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

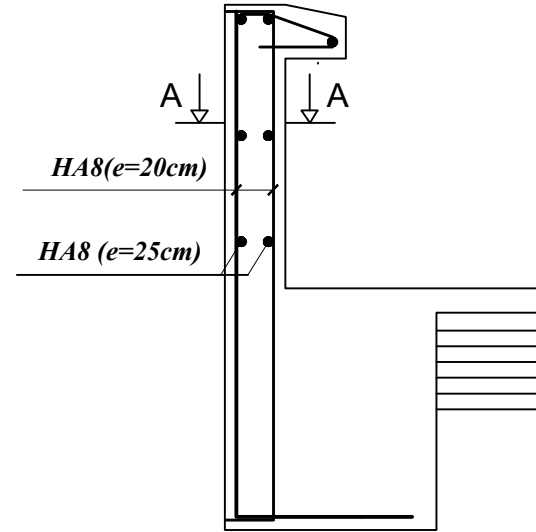
$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{16.9}{15 \times 19.40} = 0.05 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

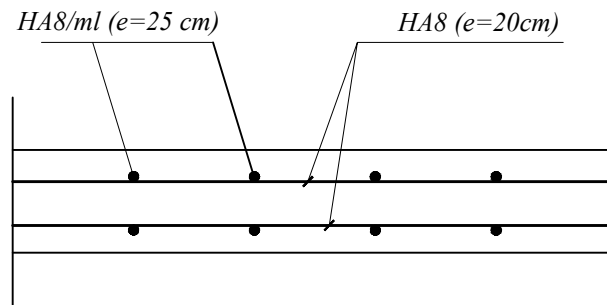
Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



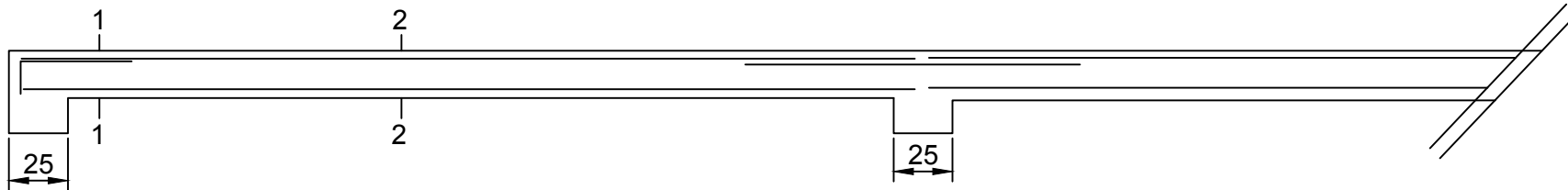
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :  
 M. SI SALEM

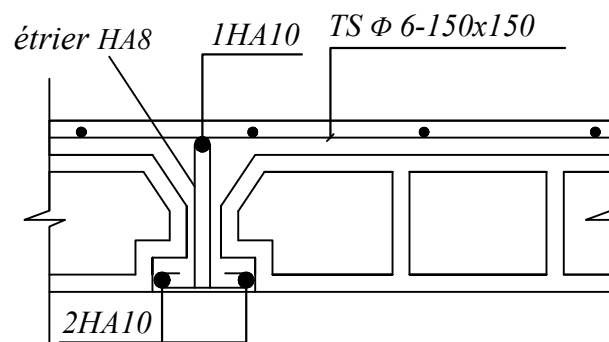
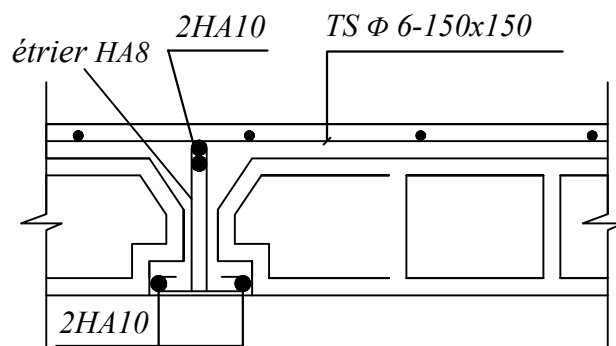
ETUDIER PAR :  
 LAOUFI NAIMA

Ferrailages  
 de L'Acrotère



*Coupe 1 - 1*

*Coupe 2 - 2*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

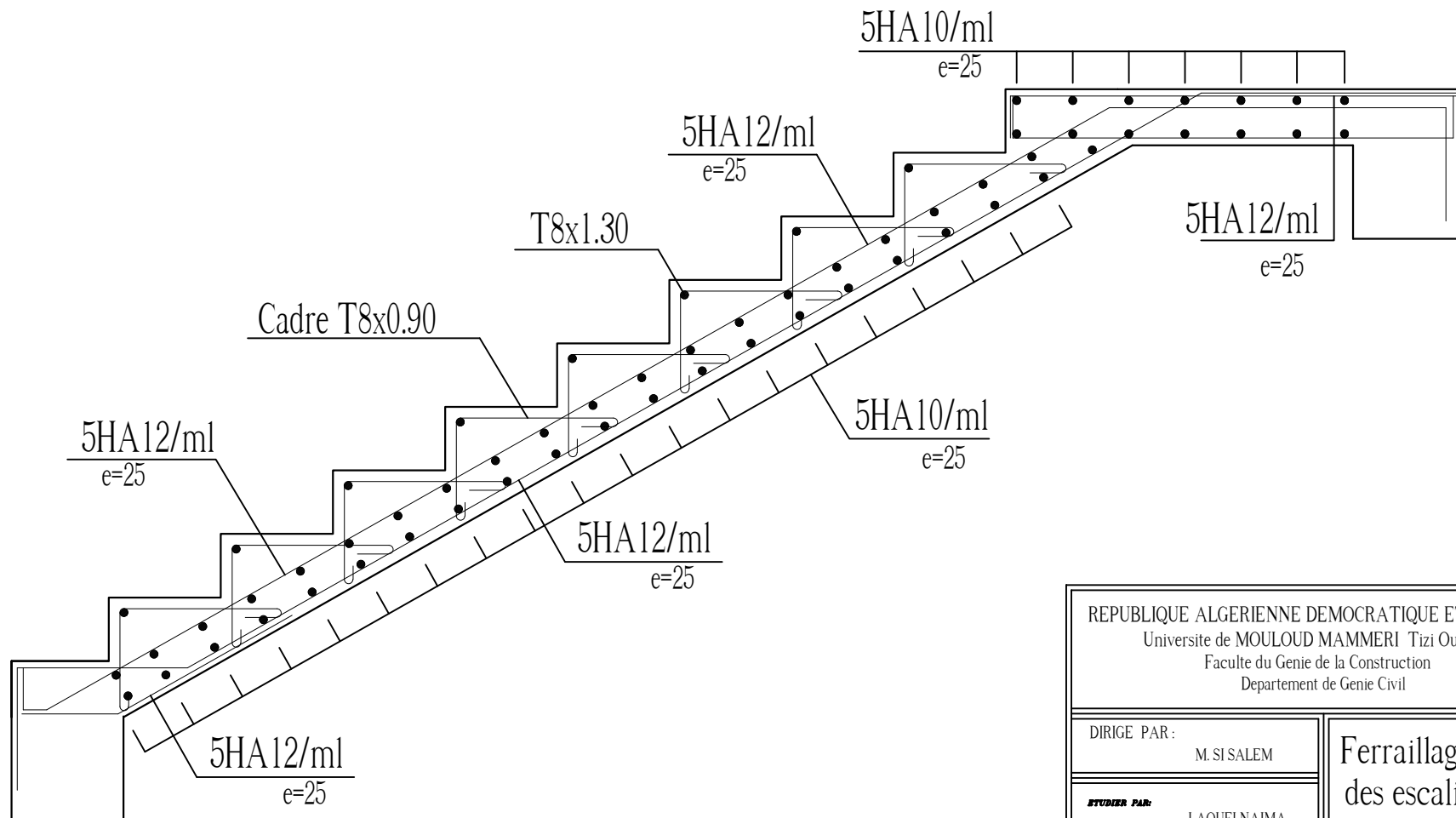
M. SI SALEM

*ETUDIER PAR:*

LAOUFI NAIMA

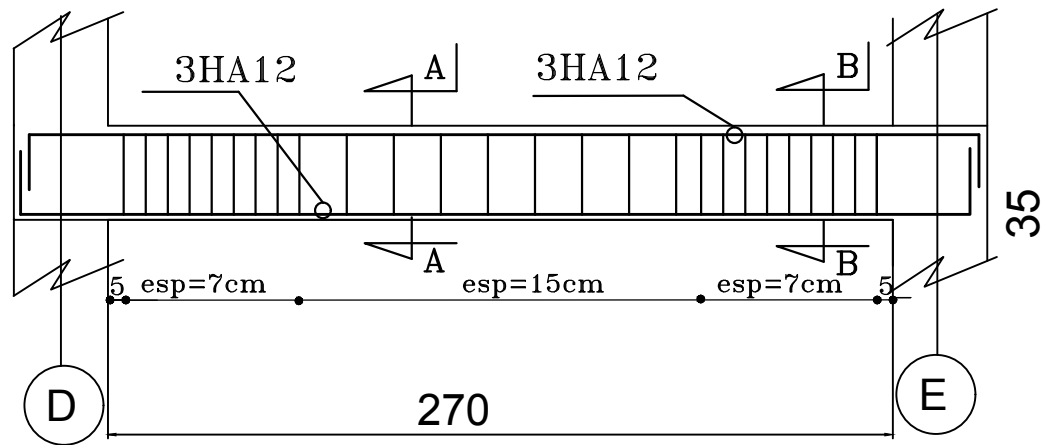
Ferrailages de

Plancher et poutrelles

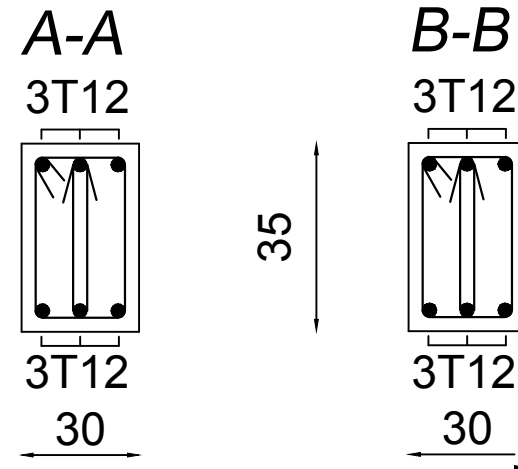


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : M. SI SALEM	Ferrailages des escaliers
ETUDIÉ PAR : LAOUFI NAIMA	

# Poutres paliere



## COUPE



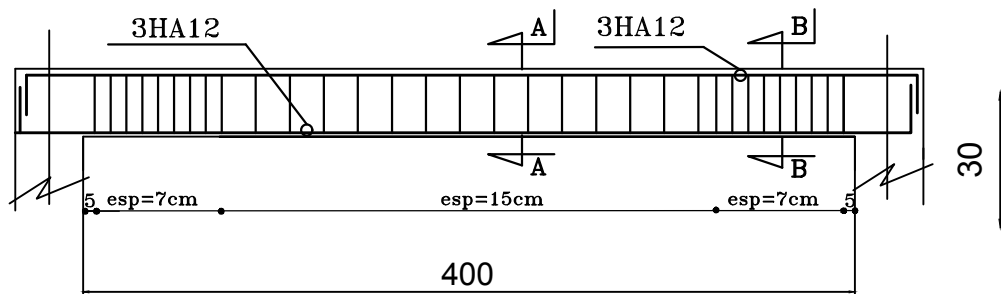
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:  
 M. SI SALEM

ETUDIER PAR:  
 LAOUFI NAIMA

Ferrailages des  
 Poutres paliere

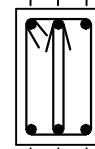
### Poutre de Chainage 25 X 30



### Poutre de Chainage

A-A

3T12

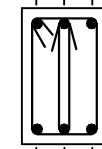


3T12

25

B-B

3T12



3T12

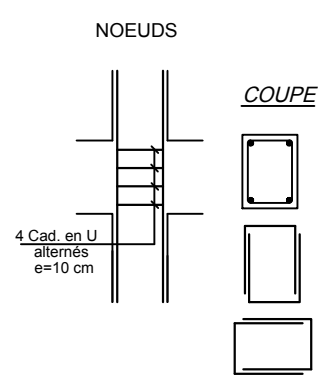
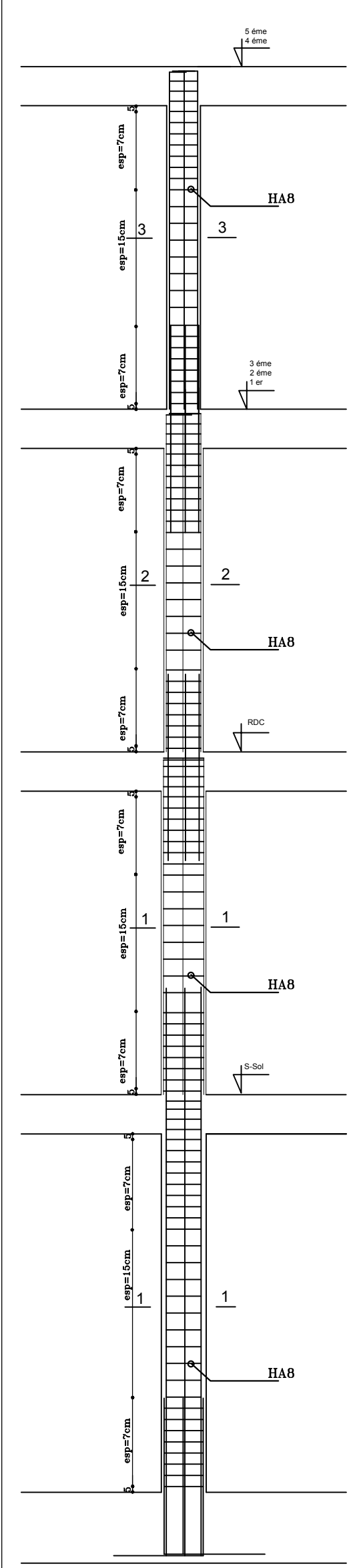
25

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

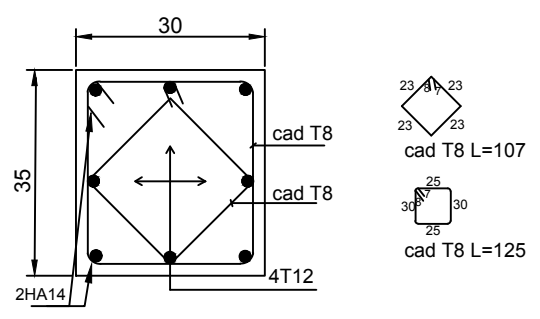
DIRIGE PAR:  
 M. SI SALEM

ETUDIER PAR:  
 LAOUFI NAIMA

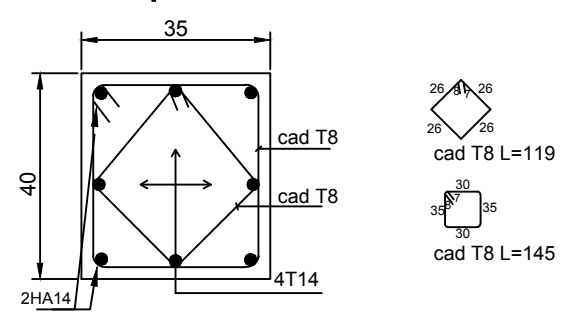
Ferraillages des  
 Poutres Chainage



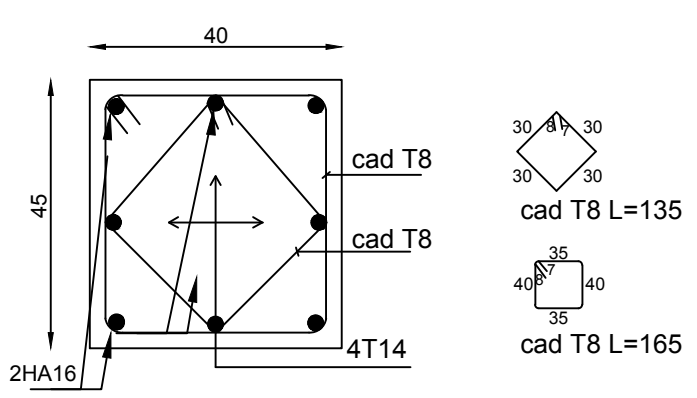
coupe 3-3



coupe 2-2



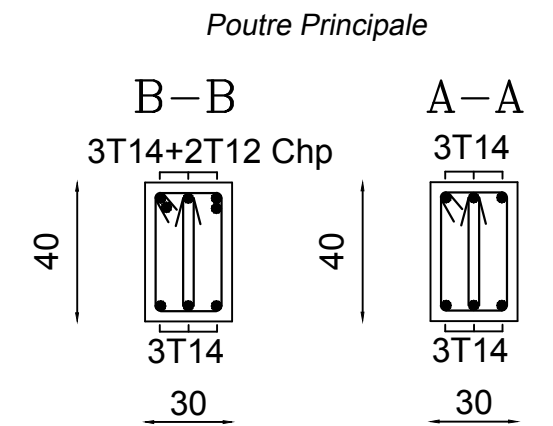
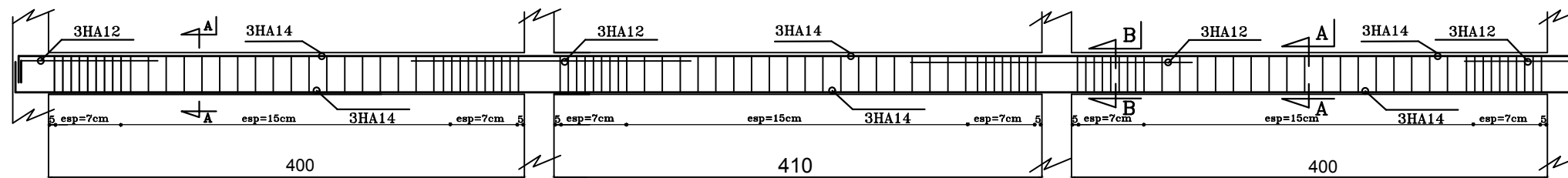
coupe 1-1



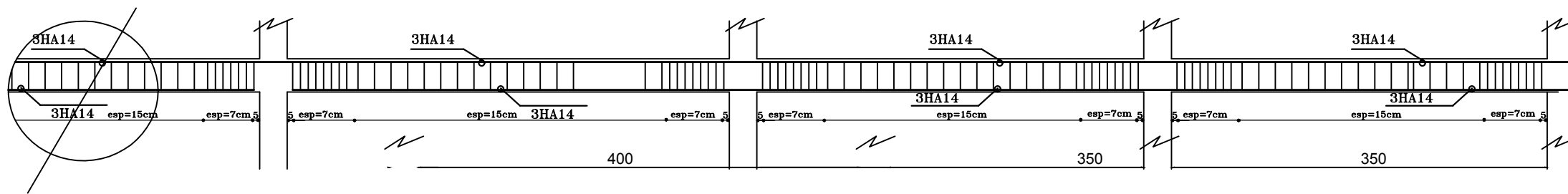
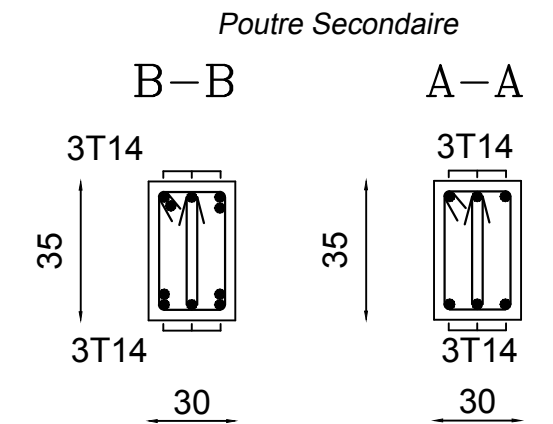
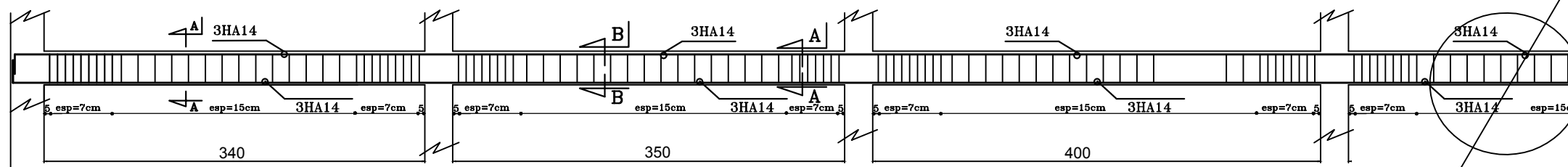
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : <b>M. SI SALEM</b>	<b>Ferrailages des poteaux</b>
ETUDIER PAR: <b>LAOUFI NAIMA</b>	

**ferrailage des Poutres Principales 30 x 40**



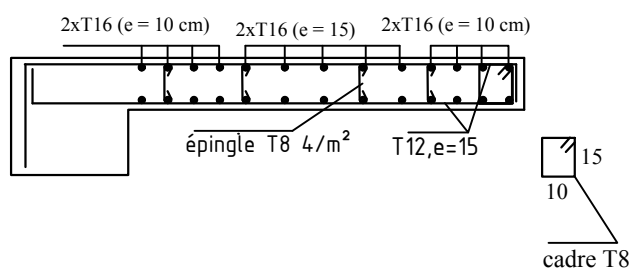
**ferrailage des Poutre Secondaire 30 x 35**



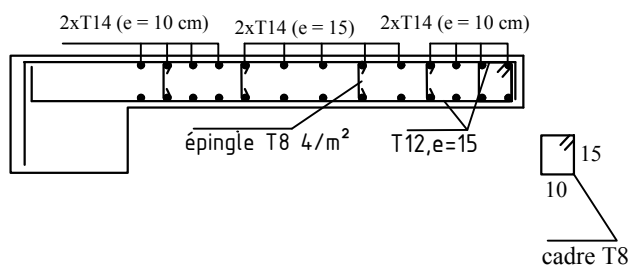
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : M. SI SALEM	<b>Ferrillages des Poutres</b>
ETUDIÉ PAR : LAOUFI NAIMA	

## sens transversal

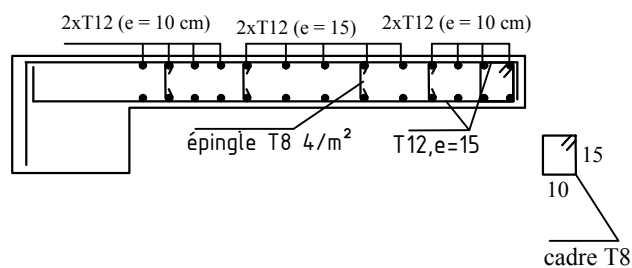
*Ferrailage voile de 1,5 m Zone I*



*Ferrailage voile de 1,5 m Zone II*

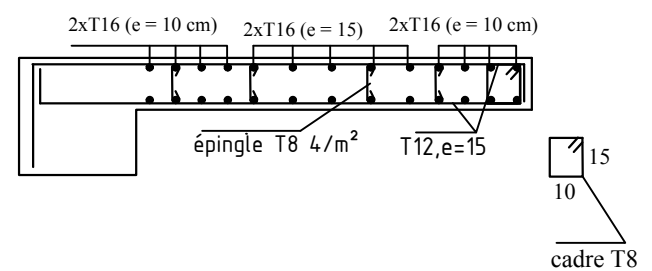


*Ferrailage voile de 1,5 m Zone III*

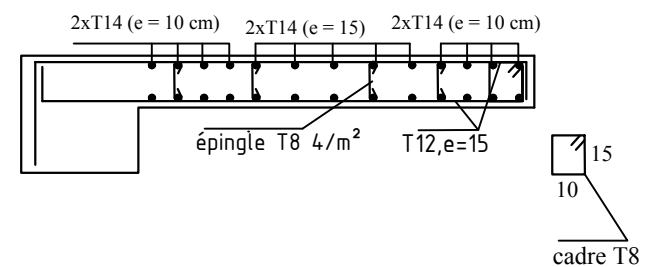


## sens longitudinal

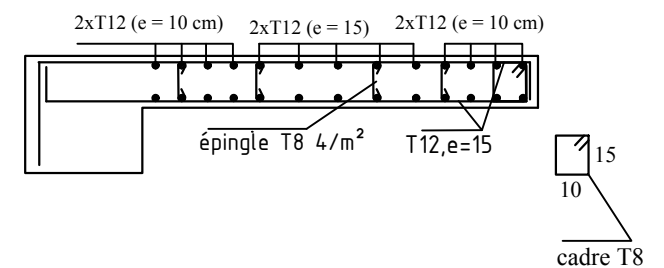
*Ferrailage voile de 1,5 m Zone I*



*Ferrailage voile de 1,5 m Zone II*



*Ferrailage voile de 1,5 m Zone III*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:

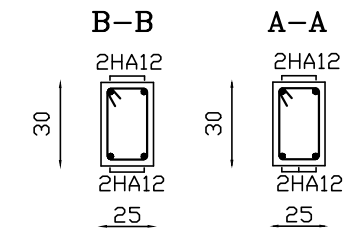
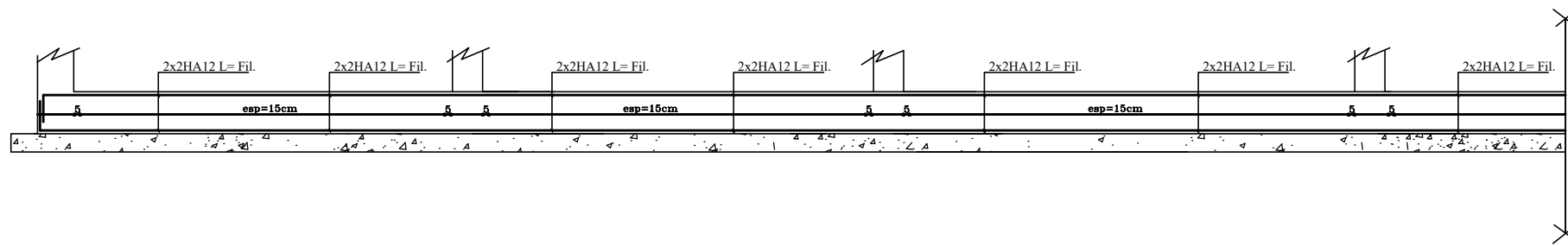
M. SI SALEM

ETUDIER PAR:

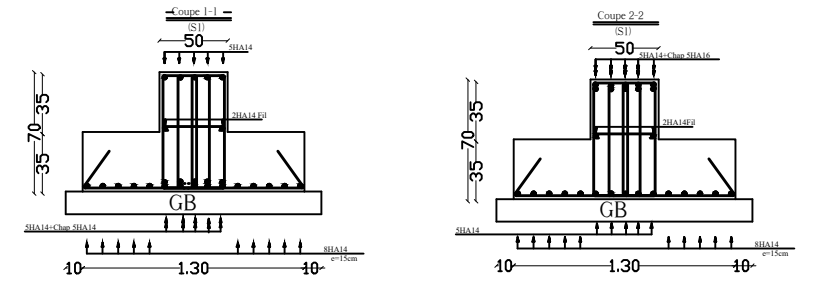
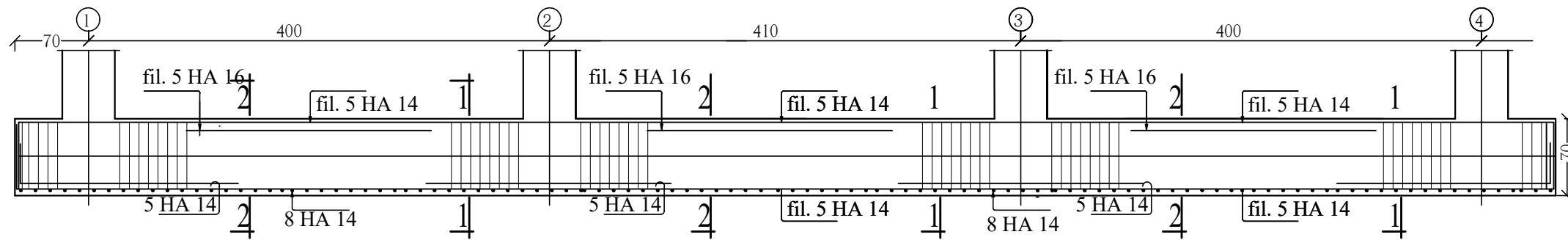
LAOUFI NAIMA

Ferrailages  
des Voiles

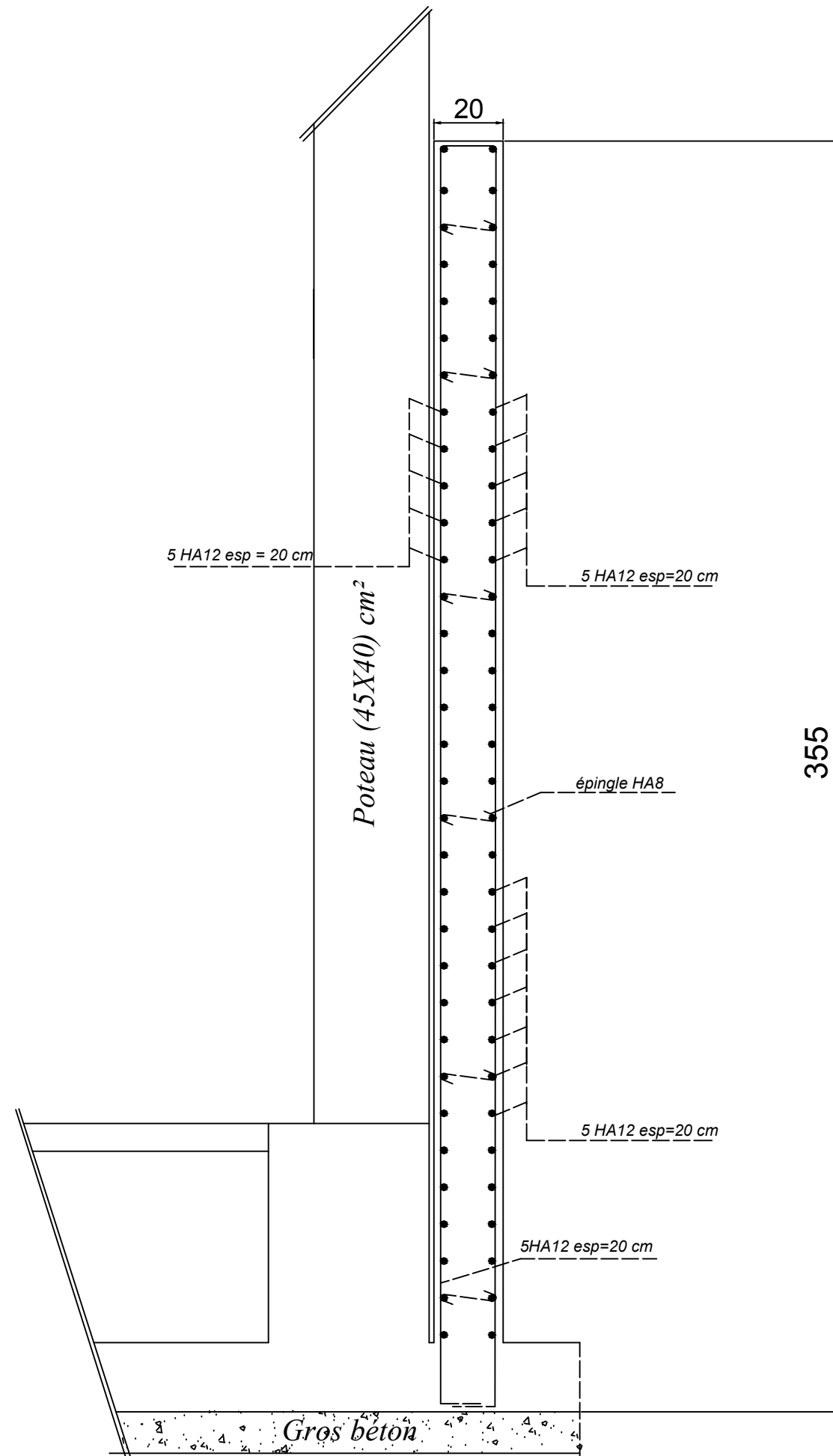
**ferrailage de la longrine 25 x 30**



**ferrailage de la poutre de rigidité 50 x 70**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR: M. SI SALEM	<b>Ferrailages des fondation</b>
ETUDIÉ PAR: LAOUFI NAIMA	



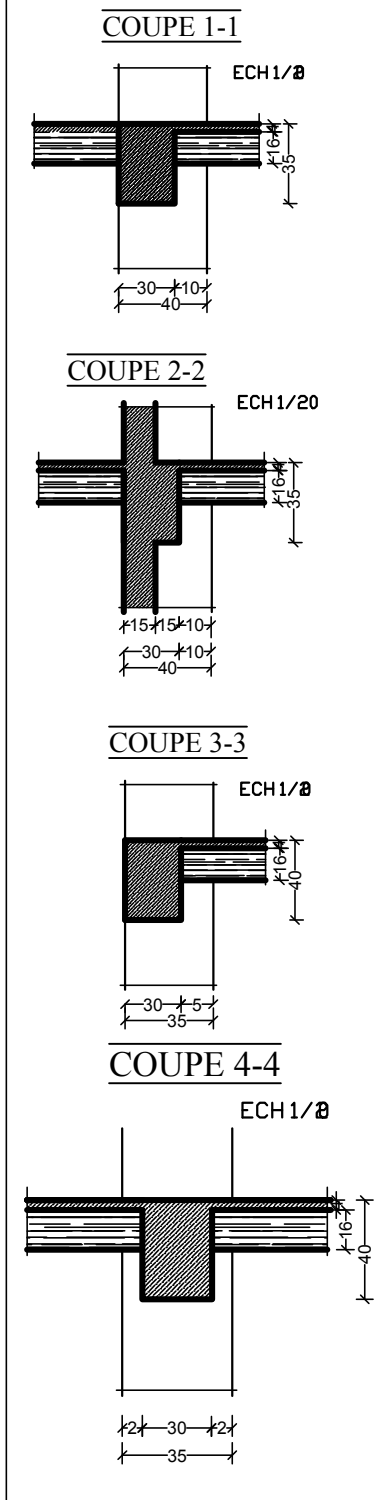
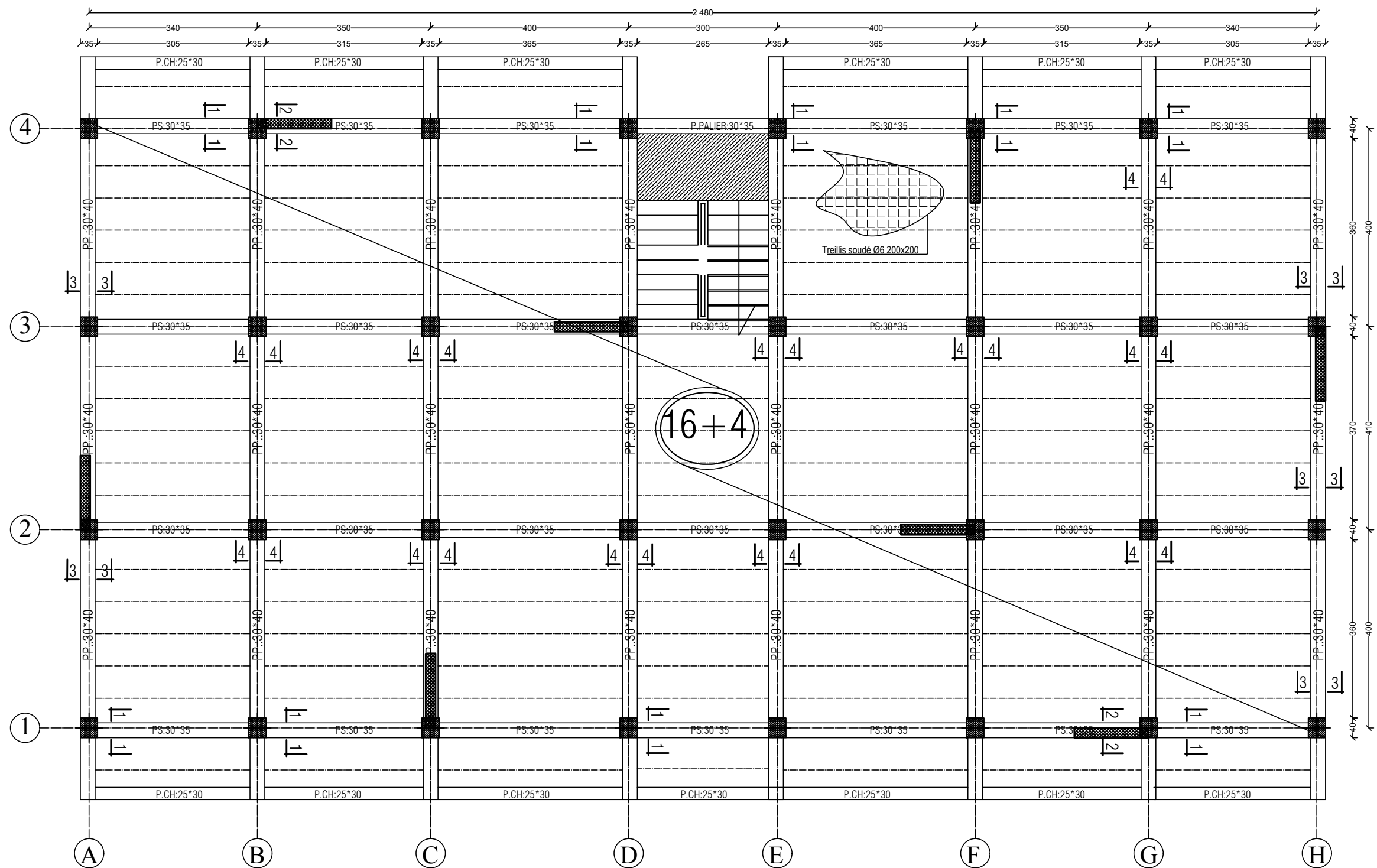
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :  
 M. SI SALEM

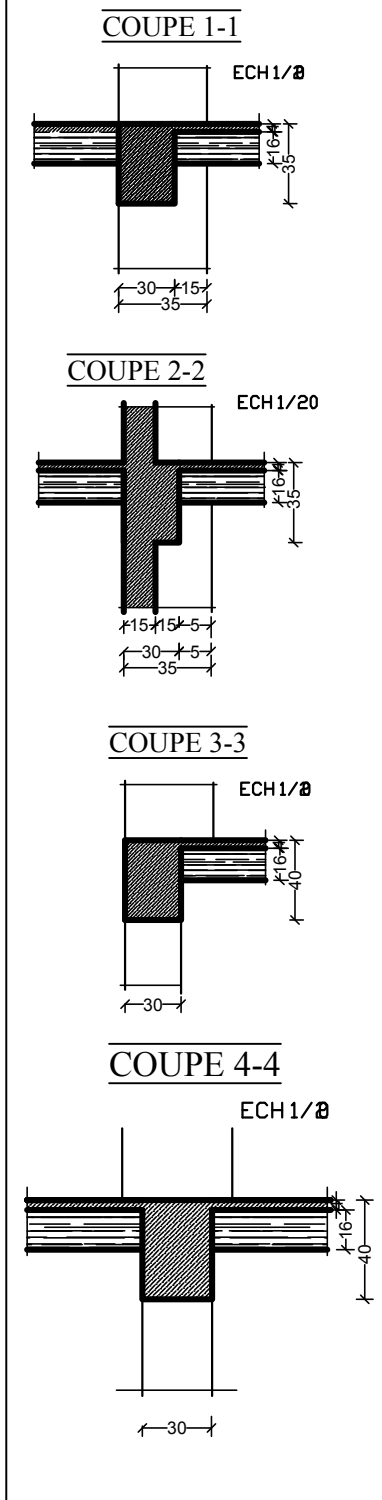
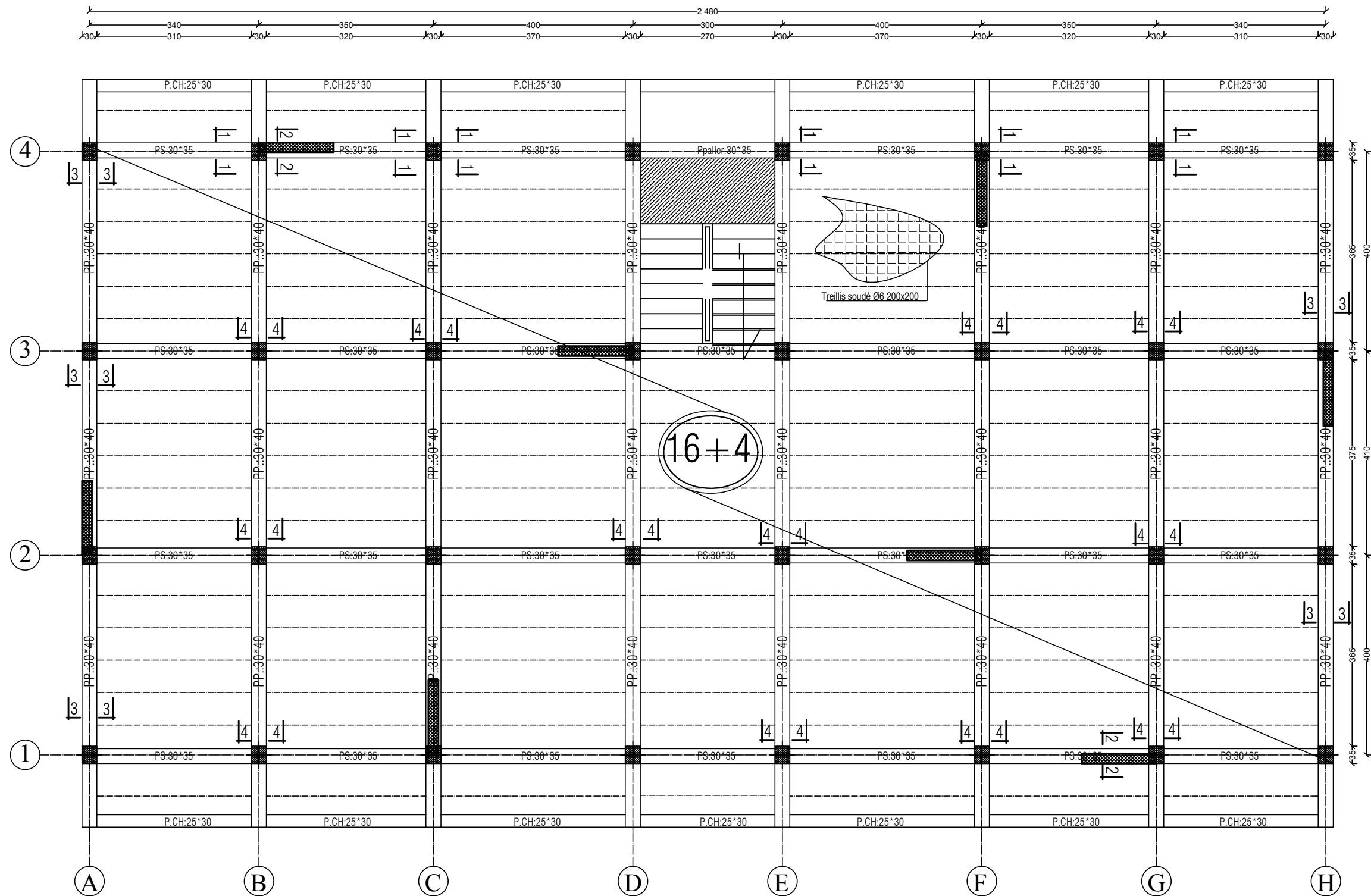
ETUDIÉ PAR :  
 LAOUFI NAIMA

Ferrailages de  
 Mur plaque

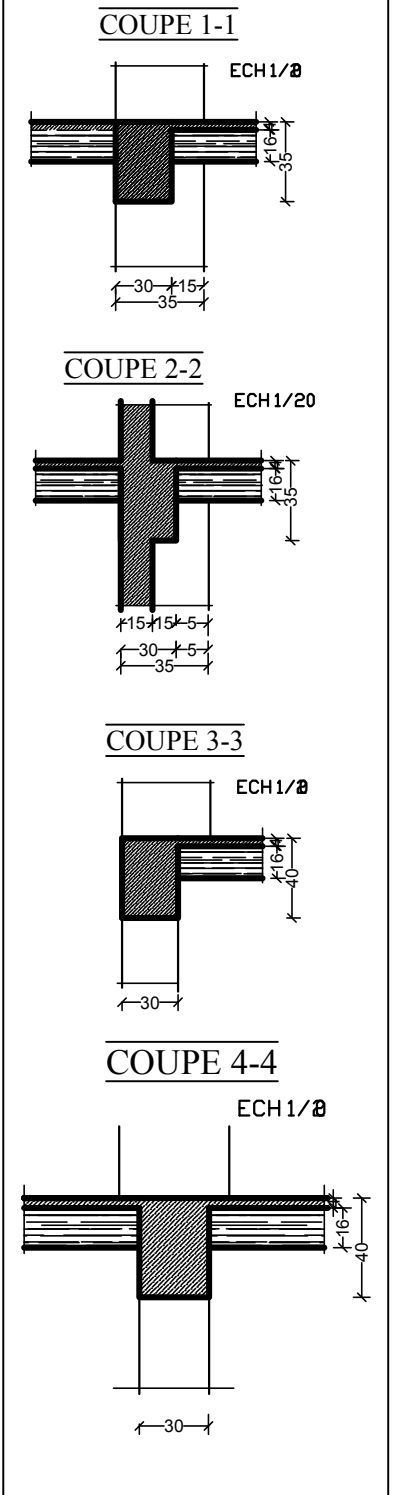
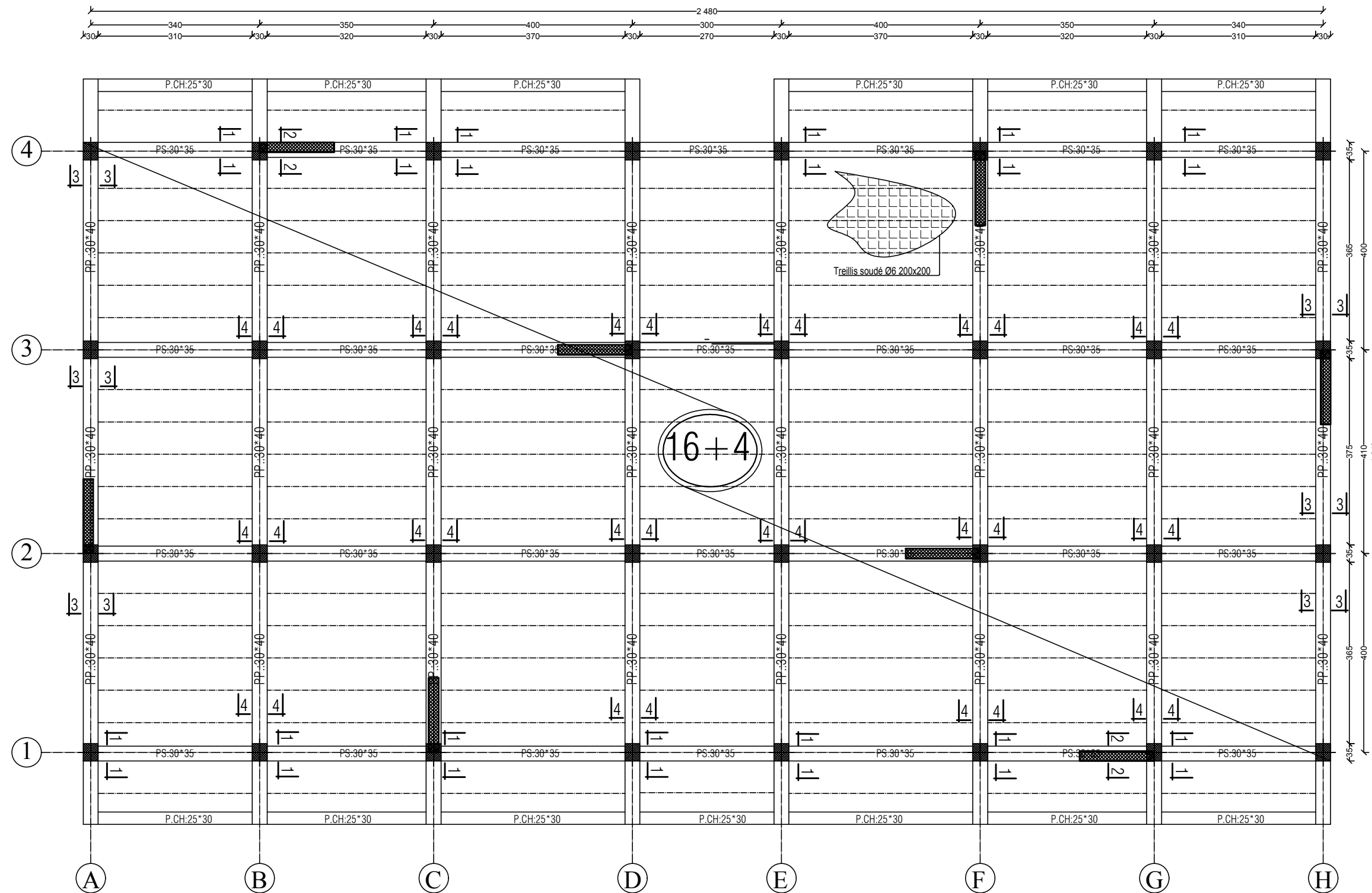
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 6,61 m



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 15,79 m



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 21,91 m



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

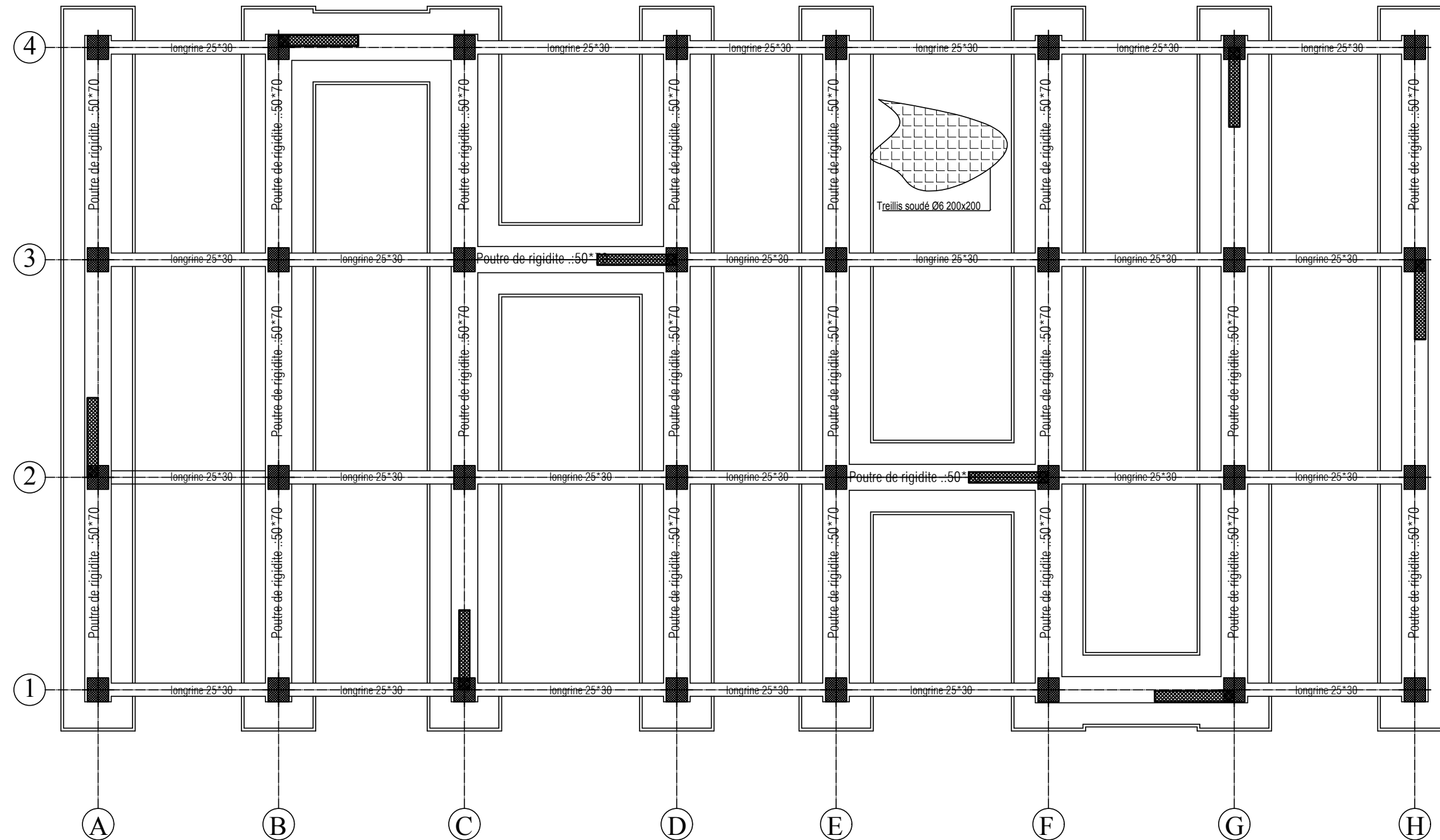
Dossier : Génie civil  
Désignation : coffrage plancher

Encadreur :  
Promotion : © 2021/2022

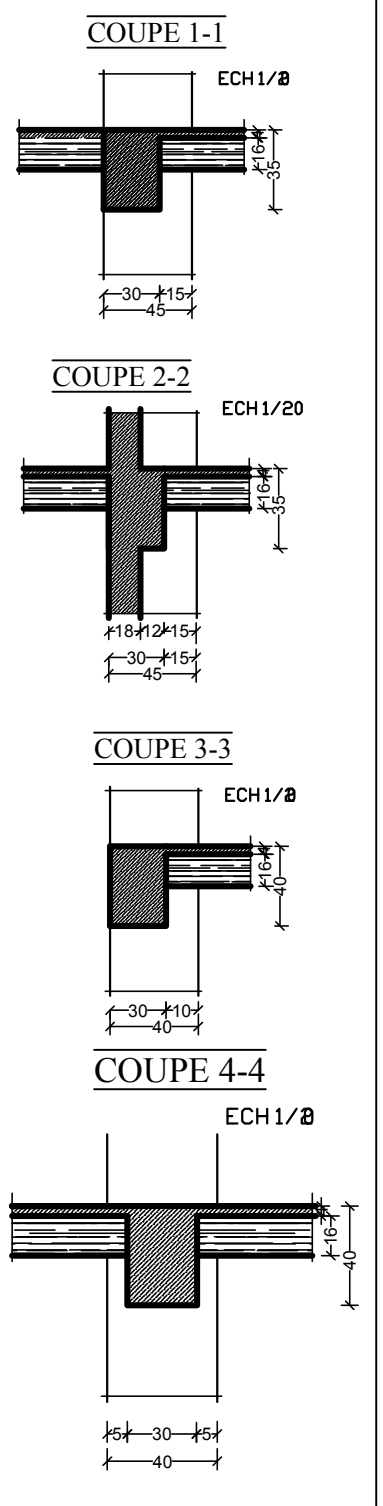
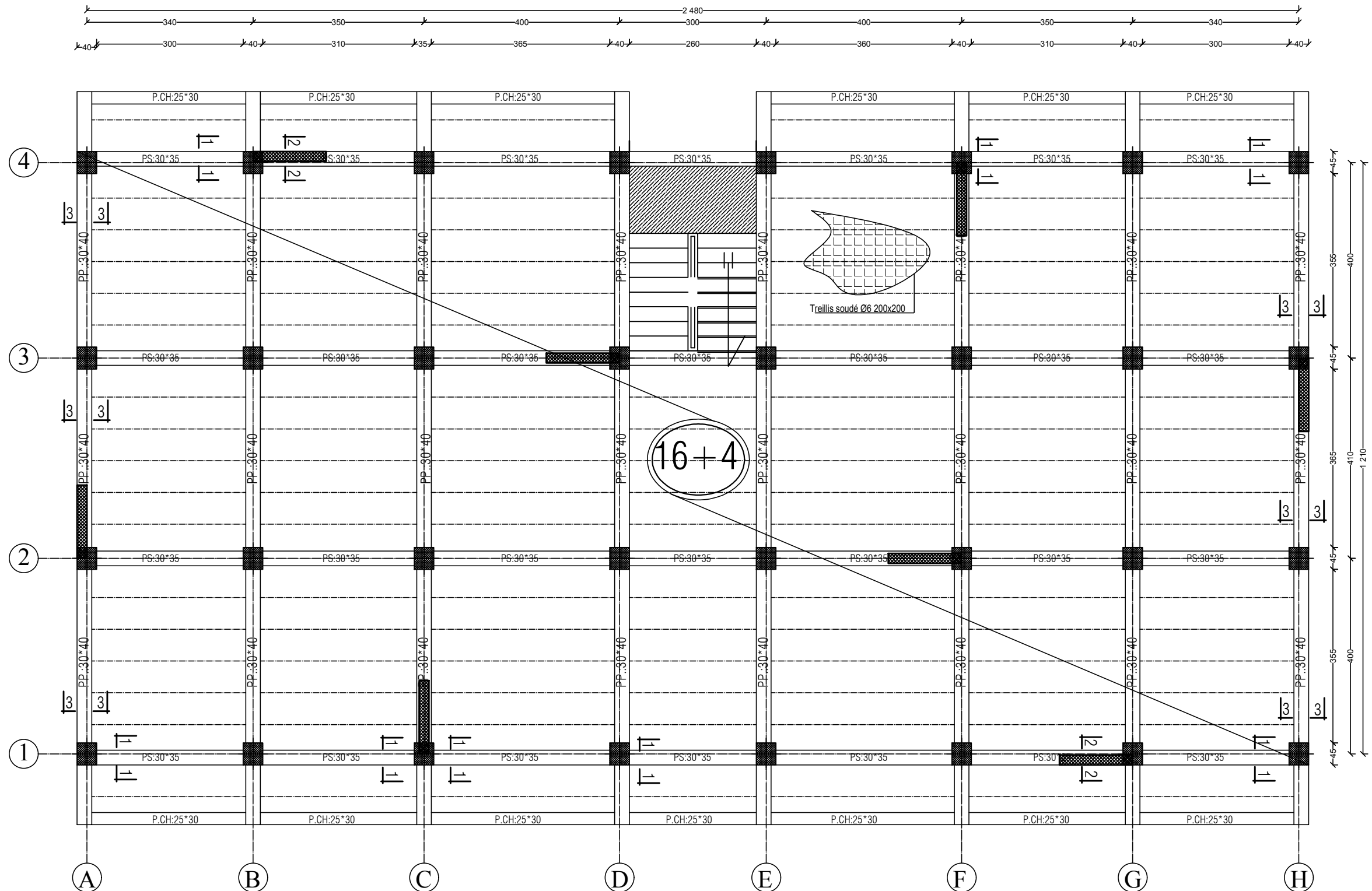
Echelle : 1/50



# PLAN DE COFFRAGE FONDATION



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3,55 m



# CONCLUSION GENERALE

Notre projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté quelques points :

- La bonne disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zones nodales, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé .

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons Le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.



# BIBLIOGRAPHIE

- [1] GÉRARD PHILIPPONAT « Fondations et ouvrages enterrés », Edition Eyrolles, 1979.
- [2] JEAN-LUC BLIN-LACROIX, JEAN-PAUL ROY ; « Le vocabulaire de référence de tous les professionnels de la construction », Edition Eyrolles 29 avril 2011.
- [3] J. M. R. MORISOT, « Vocabulaires des arts et métiers en ce qui concerne la construction », faisant suite aux tableaux détaillés des prix de tous les ouvrages du bâtiment, etc., vol. V, Paris, chez l'auteur, Cœury, Firmin-Didot, Dubois, 1814, 147 p.
- [4] J. PERCHAT et J. ROUX, « Pratique du BAEL », Éditions Eyrolles, Paris, 2002, p488 ;
- [5] JEAN-PIÈRE MOUGIN – BERTI Cours de béton armé BAEL.91, « Calcul des éléments simples et des structures de bâtiment ». Edition. EYROLLES – PARIS-1992
- [6] JEAN-PIÈRE MOUGIN – BERTI « Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés » Edition. EYROLLES – 2006.
- [7] PASCAL LEGRAND ; J.M.TCHOUANI NANA. Cours de béton armé-Suivant les Règles BAEL 91 Et modifications 99. Révision n°2.mars 2009.
- [8] PIERRE CHARON, « calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL83 : théorie et application ». Edition EYROLLES. Paris 1986.
- [9] ANDRÉ COIN « Ossatures des bâtiments » ; Éditions Eyrolles. Paris.1999.
- [10] M.BELAZOUGUI « calcul des ouvrages en béton armé ».Office des publications universitaires.9.2013.
- [11] R LACROIX, A.FUENTES et H THONIER, « Traité de Béton Armé », Éditions Eyrolles, Paris, 2000;
- [12] Document technique réglementaire (D.T.R. BC 2.2). Charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS, Octobre 1988 ;
- [13] Règles de Béton Armé Aux États Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000 ;
- [14] RPA-99, 2003. Règles parasismiques Algériennes 1999. Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 90p ;

[15] CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007, « Document : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) » : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**Fascicule 62**, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8)

[16]. TALEBR « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 pour les Structures De Bâtiments en Béton Armé: Interprétations et Propositions ». JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES 4(2017)139-154.

[17]. **Milan ZACEK** « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé » Novembre 2010.

[18]. **Patricia BALONDIER** LES EISMEETLES BATIMENTS , Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes » volume 3

[19]. Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.

[20]. Cours et TD (Béton, MDS et RDM).

[21]. Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.