



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Option : Constructions Civiles et Industrielles

Présentée et soutenue par

- LOUNACI Amirouche

- LAOUARI Makhoul

**Etude d'une Structure (R+ 6 + comble habitable + Sous-sol) à usage
d'habitation, service et commercial.**

Contreventée par voiles en béton armée

Directeur de Thèse : MERAKEB S.

PROMOTION 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2021 /2022

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Makhlouf.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A Mon binôme Makhlouf

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2021 /2022

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Amirouche.

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur monsieur MERAKEB S. qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle il a suivi notre travail.

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Table des matières

Table des matières

CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage.....	13
I.1. Introduction.....	13
I.2. Présentation du projet.....	13
I.3. Les caractéristiques géométriques de bâtiment	13
I.4. Eléments de l'ouvrage	14
I.4.1. Ossature et contreventement.....	14
I.4.2. Les plancher.....	14
I.4.3. Escaliers	15
I.4.4. Cage d'ascenseur	15
I.4.5. Maçonnerie	15
I.4.6. Revêtements.....	16
I.4.7. Acrotère	16
I.4.8. Les balcons.....	16
I.4.9. Les poteaux	16
I.4.10. Les voiles	16
I.4.11. Les fondations.....	16
I.4.12. Choix de coffrage.....	16
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux	17
I.5.1. Le Béton.....	17
I.5.2. L'acier	21
I.5.3. Protection des armatures : (BAEL 91 révisées 99 Art A7.1)	23
CHAPITRE II. Pré dimensionnement et descente de charge.....	24
II.1. Introduction.....	24
II.2. Pré-dimensionnement des éléments.....	24
II.3. Plancher.....	24
II.3.1. Plancher à corps creux	24
II.3.2. Dalle pleine (Balcon).....	25

II.4.	Les poutres	26
II.4.1.	Les poutres principales (PP)	26
II.4.2.	Les poutres secondaires (PS)	27
II.5.	Les voiles	27
II.6.	Poteaux	28
II.7.	Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2)	29
II.7.1.	Charges permanentes	29
II.7.2.	Surcharges d'exploitations	31
II.8.	Décote de charge	31
II.8.1.	Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité	31
II.8.2.	Loi de dégression de charges en fonction de nombre d'étage (D.T.R.B.C.2.2)	32
CHAPITRE III.	Calcul des éléments	37
	Introduction	37
III.1.	L'acrotère	37
III.2.	Calcul des planchers	44
III.3.	Les escaliers	68
III.4.	Calcul du balcon	83
III.5.	Calcul de la salle machine	88
CHAPITRE IV.	Modélisation de la structure	97
IV.1.	Introduction	97
IV.2.	Présentation du logiciel Etabs	97
IV.3.	Etapas de modélisation	97
IV.3.1.	Première étape	97
IV.3.2.	Deuxième étape	100
IV.3.3.	Troisième étape	101
IV.3.4.	Quatrième étape	103
IV.3.5.	Cinquième étape	106
IV.3.6.	Sixième étape	107
IV.3.7.	Septième étape	108
IV.3.8.	Huitième étape	110

CHAPITRE V.	Vérification des condition de RPA	114
V.1.	Introduction	114
V.2.	Vérification de la période empirique T	114
V.3.	Pourcentage de participation de la masse modale	115
V.4.	Etude de contreventement	116
V.5.	Vérification de l'effort tranchant à la base	120
V.6.	Vérification des déplacements relatifs	125
V.7.	Vérification de l'exentricité	127
V.8.	Vérification de l'effet P-Delta	128
V.9.	Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux	129
CHAPITRE VI.	Ferraillage des éléments.....	130
VI.1.	Ferraillage Poteaux	130
VI.2.	Ferraillage des poutres	143
VI.3.	Ferraillage des voiles	154
CHAPITRE VII.	Etude de l'infrastructure.....	171
VII.1.	Introduction	171
VII.2.	Etude du sol de fondation	172
VII.3.	Choix du type de fondation	172
VII.4.	Pré dimensionnement des fondation	172
VII.4.1.	Semelles isolées	172
VII.4.2.	Semelles filantes	173
VII.5.	Calcul d'un radier général	176
VII.5.1.	Pré-dimensionnement du radier	176
VII.6.	Ferraillage du radier	183
VII.6.1.	Ferraillage du débord	187
VII.6.2.	Ferraillage de la nervures	189
CHAPITRE VIII.	Etude de mur plaque	200
VIII.1.	Introduction	200
VIII.2.	Pré dimensionnement de mur plaque	200
-	Détermination des sollicitations	200
VIII.3.	Données de calcul	201

VIII.4. Calcul des sollicitations	201
VIII.5. Charges moyennes.....	202
VIII.6. Ferrailage de mur plaque.....	202
VIII.6.1. Détermination des moments.....	202
VIII.6.2. vérification à l ELU	205
VIII.7. Vérification à l'ELS.....	205
<i>Conclusion</i>	<i>208</i>
<i>Bibliographie</i>	<i>209</i>

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanente du plancher terrasse (inaccessible).

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanente du plancher étage courant et RDC.

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanente des dalles pleines.

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanente de la maçonnerie (mur intérieurs).

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation.

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharges.

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

Tableau II.9 : Vérification au flambement.

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travées à l'ELU.

Tableau III.2.2 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées à l'ELU.

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.2.4 : Calcul des moments en travées à l'ELS.

Tableau III.2.5 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées à l'ELS.

Tableau III.2.6 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III.3.1 : Evaluation des charges sur la paillasse.

Tableau III.3.2 : Evaluation des charges sur le palier.

Tableau III.3.3 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.3.4 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Chapitre IV : Présentation De L'ETABS Et Modélisation

Chapitre V : vérification de la structure

Tableau V.1 : Participation massique.

Tableau V.2 : Valeurs de T1 et T2.

Tableau V.3 : Facteur de qualité de la structure.

Tableau V.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Tableau V.5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Tableau V.6 : Gustification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Tableau V.7 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux

- VI.1. Poteaux

Tableau VI.1.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

Tableau VI.1.3: Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS

Tableau VI.1.4 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Tableau VI.1.5 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone.

Tableau VI.1.6 : Détermination de la zone nodale.

Tableau VI.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Tableau VI.1.8: Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.1.9 : Ferrailage final des poteaux.

- VI.2. Poutre

Tableau VI.2.1 : récapitulatif du ferrailage des poutres principales aux appuis

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des Poutres Principales en travée.

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des Poutres secondaires aux appuis.

Tableau V.2.4: Ferrailage des Poutres secondaires en travée.

Tableau VI.2.5: Ferrailage des poutres de chainages.

Tableau VI.2.6: Vérification des contraintes tangentielles (PP).

Tableau VI.2.7: Vérification des contraintes tangentielles (PS).

Tableau VI.2.8 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

Tableau VI.2.9: Vérification de l'entraînement des barres.

Tableau VI.2.10 : Vérification des quantités d'armatures transversales.

Tableau VI.2.11: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

Tableau VI.2.12 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

Tableau VI.2.13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC).

Tableau VI.2.14 : Récapitulatif de ferrailage des poutres.

- VI.3. Voile

Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal

Tableau VI.3.2 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4)

Tableau VI.3.3 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL5 ; VL6 ; VL8 ; VL9)

Tableau VI.3.4 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes de voile (VL7)

Tableau VI.3.5 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL10)

Tableau VI.3.6 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL11)

Tableau VI.3.7 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT1 ;VT8)

Tableau VI.3.8 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT2 ; VT9)

Tableau VI.3.9 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT3 ;VT10)

Tableau VI.3.10 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT4 ; VT5 ; VT6 ; VT7)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Tableau VII.3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Tableau VII.4 : Récapitulatif du ferrailage de radier.

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre VIII : Etude de voile périphérique

Tableau VIII.1 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Introduction générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, nous allons nous intéresser dans notre étude à la recherche d'un bon comportement dynamique et sismique de la structure en étudiant le comportement d'interaction sol structure.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+6+comble habitable+sous sol) à usage d'habitation, services et commercial et un parking sous-sol , il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par des voiles porteurs.

CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99 (version 2003)** et le règlement de béton aux états limites **BAEL 91 modifié 99**.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (**R+ 6 + comble habitable + Sous-sol**) en béton armé à usage multiple implanté à la wilaya d'Alger classée selon (**le RPA 99 version 2003**) comme une zone sismicité élevée (**zone III**), il est constitué de :

- Sous-sol à usage parking.
- RDC a usage commercial.
- 1^{er} étage a usage de services
- 6 étages + comble à usage habitation.
- 1 cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.3. Les caractéristiques géométriques de bâtiment

Dimension en plan

- La Longueur totale : 23.3 m
- La largeur totale : 15.65 m

Dimension en élévation

- Hauteur de sous-sol : 2.40 m
- Hauteur de Rez-de-chaussée : 3.23 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m
- Hauteur totale du bâtiment : 27.05m

I.4. Eléments de l'ouvrage

I.4.1. Ossature et contreventement

le contreventement de l'ouvrage sera assuré par un système en portiques (poteaux-poutres) et des voiles en béton armé.

- **Contreventement par portique** : sont des éléments en béton armé qui assure la stabilité transversal et longitudinale de l'ouvrage

- **Contreventement par voile** : des éléments en béton armé permettant une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts verticaux et horizontaux (efforts sismique) d'exploitations.

I.4.2. Les plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de : supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature et assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages. Le plancher terrasse est inaccessible comporte un système complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment

➤ Planchers en corps creux

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé.

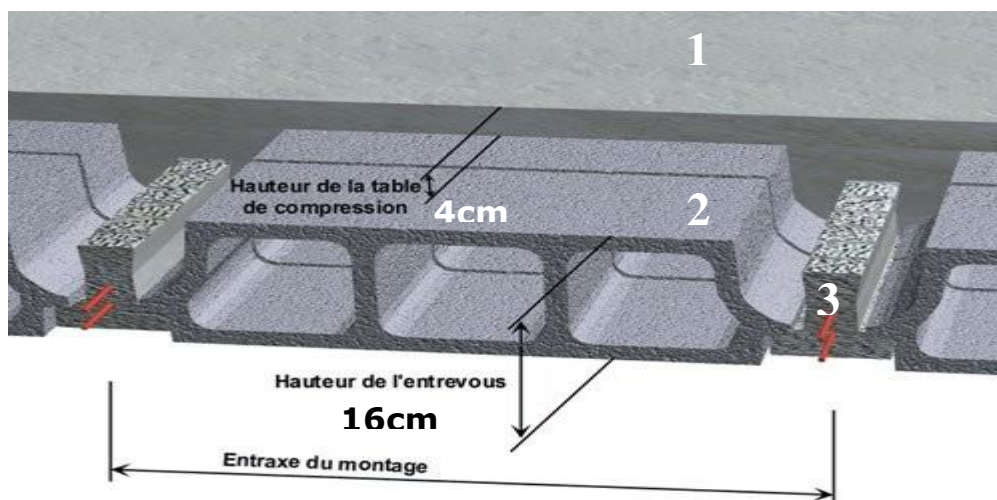


Figure I-1: Plancher en corps creux

1 : Dalle de compression 2 : Corps creux 3 : Poutrelle

Les planchers en corps creux sont constitués :

- ✓ **De nervures** : Appelées également poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles). La distance entre-axes des poutrelles varie de (0.56 m) à (0.65 m) . on choisit souvent (0.65 m), car c'est la plus commercialisée.
- ✓ **Du remplissage en corps creux** : Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges.

I.4.3. Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre. Notre structure comportera une cage d'escalier de type droit (palier / volée) réalisé en béton armé et coulé sur place constitué de trois volées et deux palier intermédiaire.

I.4.4. Cage d'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettant l'accès sécurisé des personnes. L'ensemble de dispositif des guides, moteur mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en générale à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent.

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.4.5. Maçonnerie

On appelle maçonnerie, ouvrage fait de matériaux (pierres, briques, etc.) assemblés et joints le plus souvent par un liant (ciment, mortier,)

Pour la réalisation des maçonneries que comporte notre bâtiment, on aura besoin d'un type de briques creuse (la 8 trous)

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm , séparés par une lame d'air de 5cm.

- **Les murs de séparation intérieurs** : seront en simple cloison de briques creuses de 10cm

I.4.6. Revêtements

Ils sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

I.4.7. Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur de 60 cm, entourant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses.

I.4.8. Les balcons

Plate-forme formés de dalles pleines en béton armé, entourée d'une balustrade faisant saillie sur la façade d'un bâtiment et sur laquelle on peut accéder de l'intérieur par une ou plusieurs ouvertures

I.4.9. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure permettant la transmission des charges aux fondations

I.4.10. Les voiles

Sont des éléments en béton armé sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible en regard des autres dimensions, ils présentent généralement une grande résistance et rigidité vis-à-vis des forces horizontales ce qui assure la stabilité de l'ouvrage

I.4.11. Les fondations

La fondation est la partie inférieure du bâtiment qui a pour but de supporter les charges et les surcharges d'un bâtiment et de les transmettre dans le bon sol.

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I.4.12. Choix de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres), et un coffrage métallique pour les voiles.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.

I.5.1. Le Béton

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables 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 résistance. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages

a) La résistance caractéristique du béton à la compression (BAEL99: Art.A.2.1,11)

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté f_{c28}). Cette résistance f_{cj} est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \checkmark \text{ Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\
 \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j} \\
 \quad f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j} \\
 \checkmark \text{ Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \\
 \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j} \\
 \quad f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j}
 \end{array} \right.$$

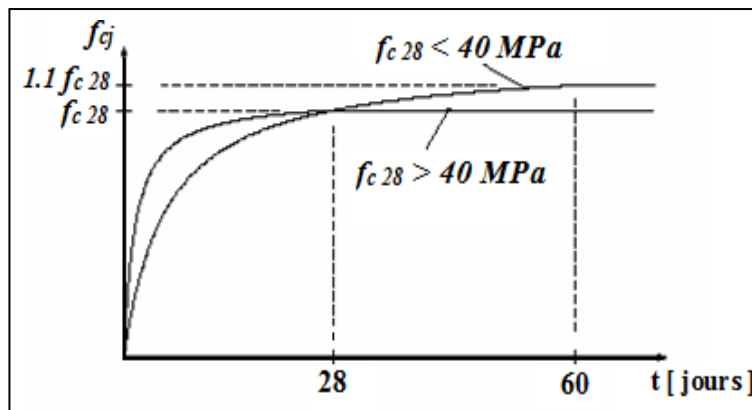


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction (BAEL99 : Art.A.2.112) (Annexe F)

La mesure directe de la résistance à la traction est déduite après le calcul de la résistance à la compression par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées;
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est Conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Dans notre cas on prend : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$.

c) Les différents états limites

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

➤ Les états limites ultimes (E.L.U) : (BAEL91 modifiées 99 Art A.4.3,41)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est

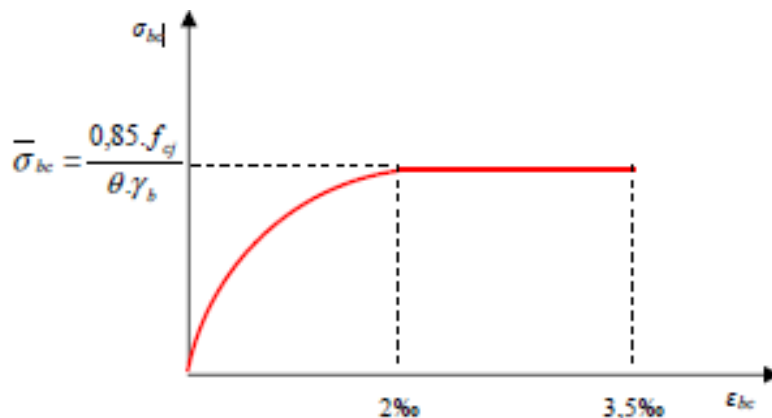


Figure I.3: Diagramme des contraintes du Béton

Donnée par La formule suivante

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{situation accidentelle} & \text{en (SA)} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{situation durable} & \text{en (SD)} \end{cases}$

Θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$$\begin{cases} \Theta = 1 & t > 24\text{h} \\ \Theta = 0.9 & 1\text{h} > t > 24\text{h} \\ \Theta = 0.85 & t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

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.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} : \begin{cases} f_{bu} = 14.167 \text{ MPA} & \text{en (SD)} \\ f_{bu} = 21.739 \text{ MPA} & \text{en (SA)} \end{cases}$$

➤ **État limite de service (ELS) : (, BAEL91 modifiées 99 Art. A.4.5.2)**

Elle est définie compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessives du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité contrainte admissible à l'ELS

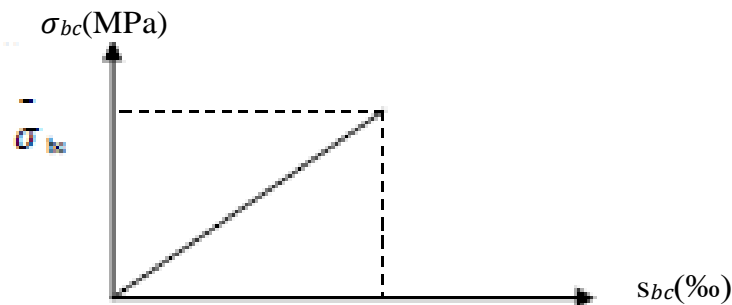


Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

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

d) Les module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ Module de déformation longitudinale

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

✓ Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij} : (BAEL99 : Art A.2.1, 21)

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : ($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$) d'où : $E_{i28} = 32164.195 \text{ MPA}$

✓ Le module de déformation longitudinale différé E_{vj} : (BAEL99 : Art A.2.1, 22)

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj}=3700^3\sqrt{f_cj}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours :

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on a : $E_{v28}=10818.86$ MPa

➤ **Module de déformation transversale (BAEL99 : Art A.5.1, 21)**

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de poisson

e) Le coefficient de poisson (BAEL99 : Art A.2.1 ,3)

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ϵ ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_L}$$

ϵ_t : Déformation limite transversale.

ϵ_L : Déformation limite longitudinale

Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS)

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU)

f) Contrainte limite de cisaillement (BAEL99 : Art A.5.1, 21)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

- V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

- b : La largeur de la section cisailée

- d : La hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_cj}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$.

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_cj}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$

I.5.2. L'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne

adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

a) Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e pour les principales armatures utilisées :

	Aciers ronds		Aciers à hautes		Treillis soudé à	Treillis soudés à haute
	lisses		adhérences		fils lisses	adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1: limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

b) Contrainte limite d'élasticité de l'acier

➤ À l'ELU (BAEL99 : Art A.2.1, 3)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

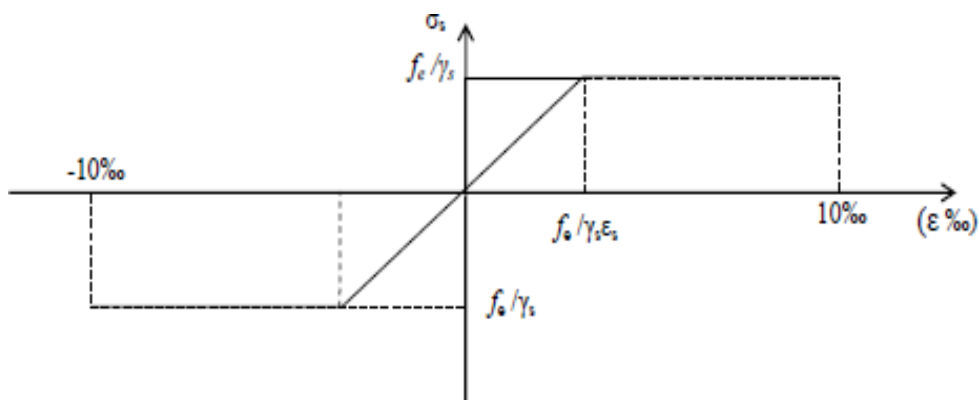


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$

➤ À l'ELS (BAEL91 modifiées 99 Art. A.4.5,3)

Nous avons pour cet état :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_s = f_e$$

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.4.5,32)

- ✓ **Fissuration préjudiciable** : C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\} \text{ (MPa)}$$

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.4.5,33)

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

f_e : limite d'élasticité des acier utilisés

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours

η : coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1.0$ —————> pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ —————> pour les aciers hautes adhérences (RL)

$\eta = 1.3$ —————> pour les treillis soudés

- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\} \text{ (MPa)}$$

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.4.5,34)

I.5.3. Protection des armatures : (BAEL 91 révisées 99 Art A7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage c des armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5$ 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 et descente de charge

II.1. Introduction

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre descendant en partant du sommet du bâtiment : l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles

Ce pré dimensionnement est effectué au stade de l'avant-projet, en se référant aux règlements. Ce pré dimensionnement corrigés éventuellement au moment de l'étude

II.2. Pré-dimensionnement des éléments

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.3. Plancher

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...).

Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations. Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalles pleine (les balcons).

Les planchers en corps creux sont constitués de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, son épaisseur varie de 4 à 6 cm

II.3.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur totale de plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8, 424})$$

Avec :

h_t : épaisseur totale du plancher
 L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30cm

$$\implies L_{max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

On aura : $h_t = \frac{455}{22.5} = 20.22 \text{ cm}$

On opte pour un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courant

$$\implies h_t = 20 \text{ cm}$$

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16 cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

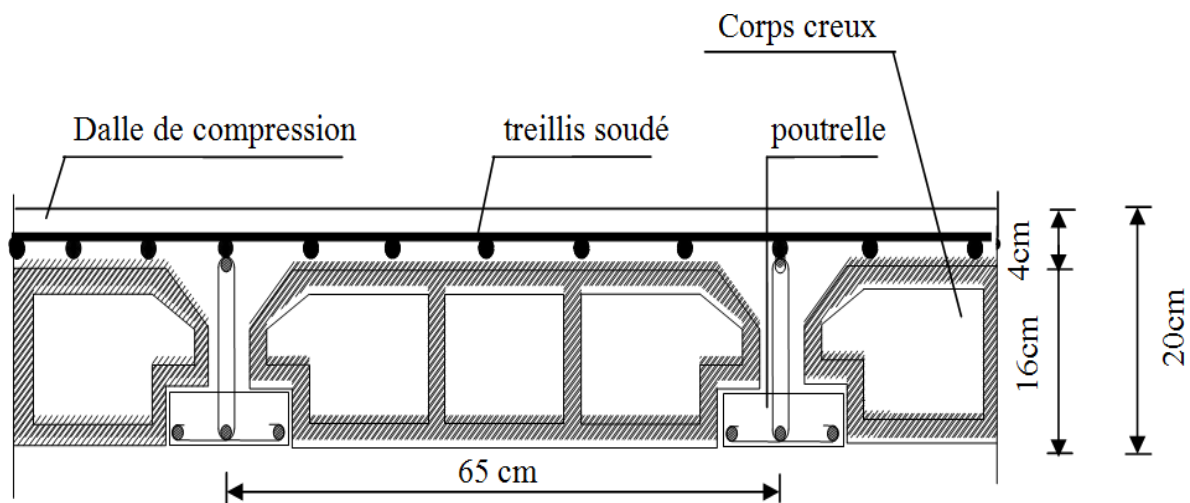


Figure II.1 coupe transversale d'un plancher en corps creux

II.3.2. Dalle pleine (Balcon)

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

➤ Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq \frac{L_0}{10}$

Avec : L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle

Dans notre cas : $L_0 = 1.40 \text{ m} \implies e \geq \frac{1.40}{10} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

➤ Isolation acoustique

L'épaisseur minimale de la dalle est donné par : $h_0 = \frac{M}{\rho}$

Avec : M : Masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m²

ρ : Masse volumique du béton

Ce qui donne : $h_0 = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} = 14\text{cm}$

➤ **Résistance au feu**

Pour deux heures d'exposition au feu, le (DTU, Norme P92-701) préconise une épaisseur minimale de la dalle pleine supérieure à 11 cm.

⇒ Enfin : $ep = \max (15 ; 14 ; 11) = 15\text{cm}$

II.4. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres sont définis par les relations de (**BAEL91 : Art.A.4.14**) qui sont les suivantes :

- **Hauteur de la poutre** : $\frac{L_{max}}{15} \ll h \ll \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur de la poutre** : $0.4h \ll b \ll 0.7h$

Par ailleurs le dimensionnement des poutres doit respecte les conditions imposées par le **RPA 99/version 2003 (art.7.5.1)**

- La largeur $b \geq 20\text{cm}$
- La hauteur $h \geq 30\text{cm}$
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

On distingue deux types de poutre :

II.4.1. Les poutres principales (PP)

- **La hauteur de la poutre (h)**

On a : $L_{max} = 400 - 30 = 370\text{ cm}$

D'où : $\frac{L_{max}}{15} \ll h \ll \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow 24.6\text{ cm} \leq h \leq 37$

On adoptera : $h = 35\text{ cm}$

- **La largeur de la poutre (b)**

$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$

On adoptera : $b = 25\text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA 99/version 2003 (art.7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.4 \leq 4 \longrightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.2. Les poutres secondaires (PS)

➤ La hauteur de la poutre (h)

On a : $L_{max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{L_{max}}{15} \ll h \ll \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm}$$

On adoptera : $h = 35 \text{ cm}$

➤ La largeur de la poutre (b)

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On adoptera : $b = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA 99/version 2003 (art.7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.4 \leq 4 \longrightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion : les sections adoptées seront comme suit

- Les poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

Avec :

a : épaisseur d'un voile.

L : portée min du voile.

h_e : Hauteur d'étage

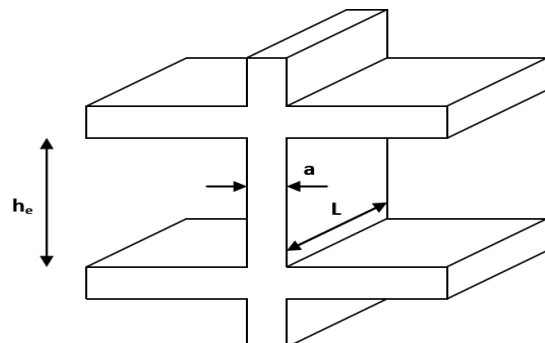


Figure II-2 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes **RPA 99 version 2003 (ART 7.7.1)**

- $e_p \geq 15 \text{ cm}$
- $L_{\min} > 4 e$
- $e_p \geq \max (h_e / 25 ; h_e / 22 ; h_e / 20) = h_e / 20$

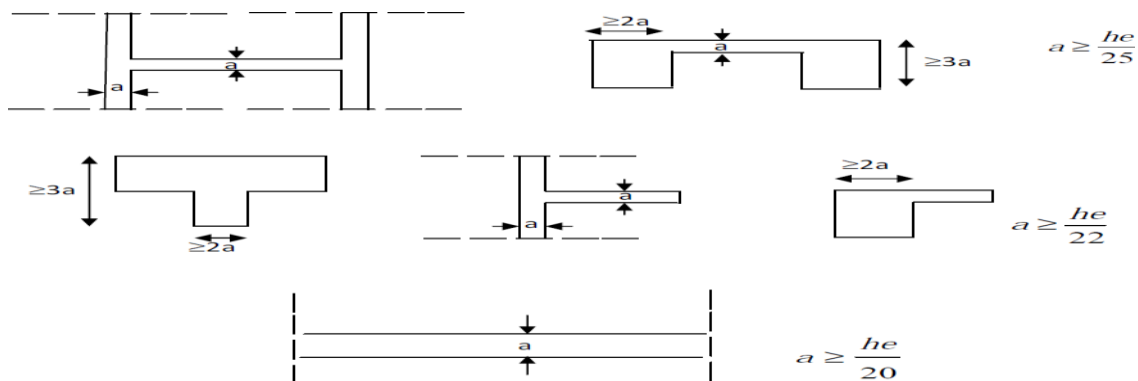


Figure II-3 : Coupe de voile en plan

Avec : $h_e = h - e_p$: $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur d'étage} \\ e_p : \text{l'épaisseur de la dalle ou le planche} \end{array} \right.$

- **Au niveau du sous-sol**

$$h_e = 240 - 20 = 220 \text{ cm} \longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq 12 \text{ cm}$$

- **Au niveau de R.D.C :**

$$h_e = 323 - 20 = 303 \text{ cm} \longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq 15.15 \text{ cm}$$

- **Au niveau d'étage courant**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq 14.3 \text{ cm}$$

Conclusion

On adopte une épaisseur de 15 cm Pour RDC et les étages courants

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

II.6. Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera a **L'ELS**, en compression simple, sous l'effort normale N_s qui sera déterminé en faisant une descente des charges donné par le règlement du (BAEL 91) et en respectant les limites imposées par le **RPA 99 version 2003**

Selon **RPA** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les condition suivantes en (zone III) :

$$\begin{cases} \text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$: contrainte admissible de béton à l'ELS Avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

N_s : effort normale de compression à la base du poteau qui est donnée par : $N_s = G + Q$

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

B : section transversale de poteau

Remarque : on considère en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA 99 (version 2003)** en **zone (III)** qui est **(30x30)**

II.7. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2)

II.7.1. Charges permanentes

- plancher

a) Plancher en corps creux (inaccessible)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1.00
2	Isolation thermique en liege	0.04	4	0.16
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
5	Dalle en corps creux	-	-	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente				G = 5.87

Tableau II.1 Evaluation des charges permanente du plancher terrasse

b) Plancher D'étage courant et RDC en corps creux

N°	Elements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Dalle en corps creux	-	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	0.1	10	1
Charge permanente				G = 5.23

Tableau II.2 Evaluation des charges permanente du plancher étage courant et RDC

c) Dalle pleine (balcon)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Dalle en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente				G = 5.33

Tableau II.3 Evaluation des charges permanente des dalles pleines

II.2.1.2 Maçonnerie

a) Murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente				G = 2.36

Tableau II.4 Evaluation des charges permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

b) Murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente				G = 1.30

Tableau II.5 Evaluation des charges permanente de la maçonnerie (mur intérieurs)

II.7.2. Surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C.2.2.2) comme suit :

Elément	Surcharges (KN/m ²)
• Plancher terrasse inaccessible	1
• Plancher à usage habitation	1.5
• Plancher à usage commercial	2.5
• Plancher à usage de service	2.5
• Balcons	3.5
• Escalier	2.5
• Acrotère	1

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation

II.8. Décente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

II.8.1. Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour cela, on a sélectionné poteau **D4** qui nous semble susceptible d'être le plus sollicité

Surface d'influence**a) Calcul des surfaces**

$$S1 = 1.775 \times 2.2 = 3.905 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.755 \times 2.2 = 3.861 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.775 \times 1.955 = 3.470 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.755 \times 1.955 = 3.431 \text{ m}^2$$

✓ **Section nette**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = 3.905 + 3.861 + 3.470 + 3.431 = 14.667 \text{ m}^2$$

✓ **Section brute :**

$$S_b = 4.455 \times 3.83 = 17.06 \text{ m}^2$$

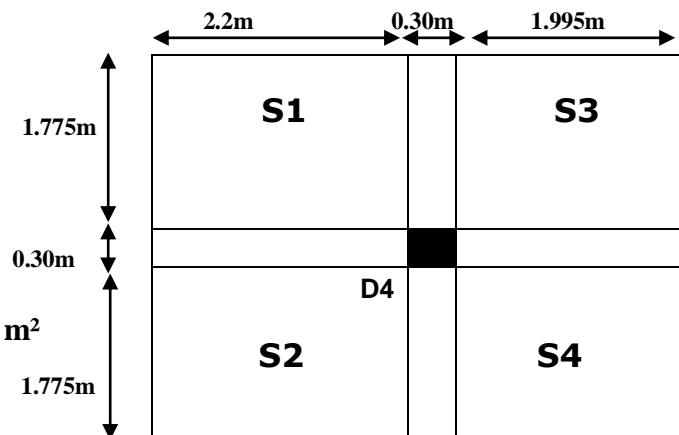


Figure II-4 : Surface d'influence sur le poteau

b) Poids propres des éléments➤ **Poids propres des planchers**

- **Plancher courant** : $G = 14.667 \times 5.23 = 76.71 \text{ KN}$

- **plancher terrasse** : $G = 14.667 \times 5.87 = 86.09 \text{ KN}$

➤ **Poids propres des poutres**

- **Poutre principale** : $G_{pp} = 25 \times (0.35 \times 0.25) \times 4.195 = 9.18 \text{ KN}$

- **Poutres secondaires** : $G_{PS} = 25 \times (0.35 \times 0.25) \times 3.53 = 7.72 \text{ KN}$

Poids totale des poutres \longrightarrow $GP = 9.18 + 7.72 = 16.9 \text{ KN}$

➤ **Poids propres des poteaux**

- **Poids du poteau du Sous-sol** : $G = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 2.4 = 5.4 \text{ KN}$

- **Poids du poteau du RDC** : $G = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 3.23 = 7.27 \text{ KN}$

- **Poids du poteau de l'étage courant** : $G = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$

c) Surcharges d'exploitation totale

- **Plancher terrasse** : $Q_0 = 1.00 \times 17.06 = 17.06 \text{ KN}$

- **Plancher Etages courant** : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.50 \times 17.06 = 25.59 \text{ KN}$

- **Plancher (RDC + 1ere étage)** : $Q_6 = Q_7 = 2.50 \times 17.06 = 42.65 \text{ KN}$

II.8.2. Loi de dégression de charges en fonction de nombre d'étage (D.T.R.B.C.2.2)

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui n'est pas le cas du bâtiment étudié.

a) Coefficients de dégression des charges

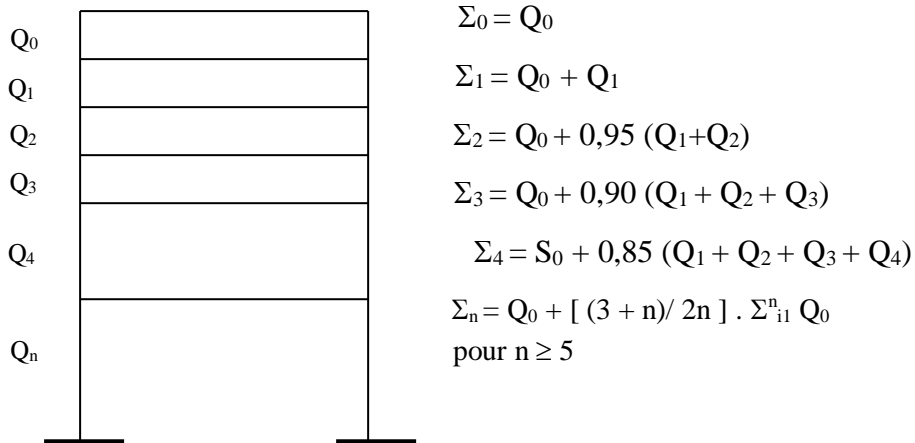


Figure.II.5 : Schéma statique de la descente de charge

Niveaux	Comble	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharges

➤ Les surcharges cumulées

Etage comble : $Q_0 = 17.06 \text{ KN}$

Niveau 6 : $Q_0 + Q_1 = 17.06 + 25.59 = 42.65 \text{ KN}$

Niveau 5 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 17.06 + 0.95 (25.59 \times 2) = 65.681 \text{ KN}$

Niveau 4 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.06 + 0.90 (25.59 \times 3) = 86.153 \text{ KN}$

Niveau 3 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.06 + 0.85 (25.59 \times 4) = 104.066 \text{ KN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.06 + 0.80 (25.59 \times 5) = 119.42 \text{ KN}$

Niveau 1 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.06 + 0.75 [(25.59 \times 5) + 42.65] = 145.01 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.06 + 0.71 [(25.59 \times 5) + (42.65 \times 2)] = 168.467 \text{ KN}$

Sous – sol : $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17.06 + 0.68 [(25.59 \times 5) + (42.65 \times 3)] = 191.072 \text{ KN}$

Niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		$N = G_c + O_c$	S	
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	Gtotale (kN)	Gcumulée (kN)	Qtotale (kN)	Qcumulée (kN)		N/σ_{bc} (cm ²)	Section
Etage comble	86.09	0	16.9	102.99	102.99	17.06	17.06	120.05	80.033	40X40
6	76.71	6.885	16.9	100.495	203.485	25.59	42.65	246.135	164.09	40X40
5	76.71	6.885	16.9	100.495	303.98	25.59	68.24	372.22	248.147	40X40
4	76.71	6.885	16.9	100.495	404.475	25.59	93.83	498.305	332.203	45X45
3	76.71	6.885	16.9	100.495	504.97	25.59	119.42	624.39	416.26	45X45
2	76.71	6.885	16.9	100.495	605.465	25.59	145.01	750.475	500.317	45X45
1	76.71	6.885	16.9	100.495	705.96	42.65	187.66	893.62	595.747	50X50
RDC	76.71	7.27	16.9	100.88	806.84	42.65	230.31	1037.15	691.433	50X50
Sous-sol	76.71	5.40	16.9	99.01	905.85	42.65	272.96	1178.81	785.873	50X50

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

b) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de (RPA Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

➤ Couffrage

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ —————> en zone I et IIa
- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ —————> en zone IIb et III
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} < 4$

✓ Pour les Poteaux (50x50)

- $\text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$ —————> **Condition vérifiée**
- $\text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15\text{cm}$ —————> **Condition vérifiée**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 < 4$ —————> **Condition vérifiée**

✓ Pour les Poteaux (45x45)

- $\text{Min}(45, 45) = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ —————> **Condition vérifiée**

- $\text{Min}(45, 45) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 < 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- ✓ **Pour les Poteaux (40x40)**
- $\text{Min}(40, 40) = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\text{Min}(40, 40) = 40\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 < 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification des poteaux au flambement**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

- Avec :
- λ : Élancement du poteau ;
 - I_f : Longueur de flambement ; ($I_f = 0,7 \cdot L_0$)
 - i : Rayon de gyration; ($i = [I/B]^{1/2}$)
 - I : Moment d'inertie; ($I = bh^3/12$)
 - B : Section transversale du Poteau ; ($B = a \cdot b$)
 - L_0 : Longueur libre du poteau ;

Section des poteaux (cm ²)	I(10 ⁶ cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	L ₀ (m)	L _f	$\lambda = \frac{I_f}{i}$	Vérification
(40×40)	0.0675	8.66	3.06	2.142	24.73	Vérifie
(40×40)	0.0675	8.66	3.06	2.142	24.73	Vérifie
(40×40)	0.0675	8.66	3.06	2.142	24.73	Vérifie
(45×45)	0.125	11.78	3.06	2.142	18.18	Vérifie
(45×45)	0.125	11.78	3.06	2.142	18.18	Vérifie
(45×45)	0.125	11.78	3.06	2.142	18.18	Vérifie
(50×50)	0.213	15.38	3.06	2.142	13.92	Vérifie
(50×50)	0.213	15.38	3.23	2.261	14.70	Vérifie
(50×50)	0.213	15.38	2.40	1.68	10.912	Vérifie

Tableau II-9 : Vérification au flambement

Conclusion

- Poutre principale : **(25×35) cm²**
- Poutre secondaire : **(25×35) cm²**
- Epaisseur de voile : **15cm**
- Epaisseur de planche en corp creux : **20cm**
- Epaisseur de la dalle plein : **15cm**
- Section adoptée pour les poteaux :
 - De sous-sol au 1^{ère} niveau : **(50×50)cm**
 - De 2^{ème} au 4^{ème} niveau : **(45×45)cm**
 - De 5^{ème} au niveau de l'étage comble : **(40×40)cm**

A ce niveau, les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

CHAPITRE III. Calcul des éléments

Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation.

III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure III.1.1

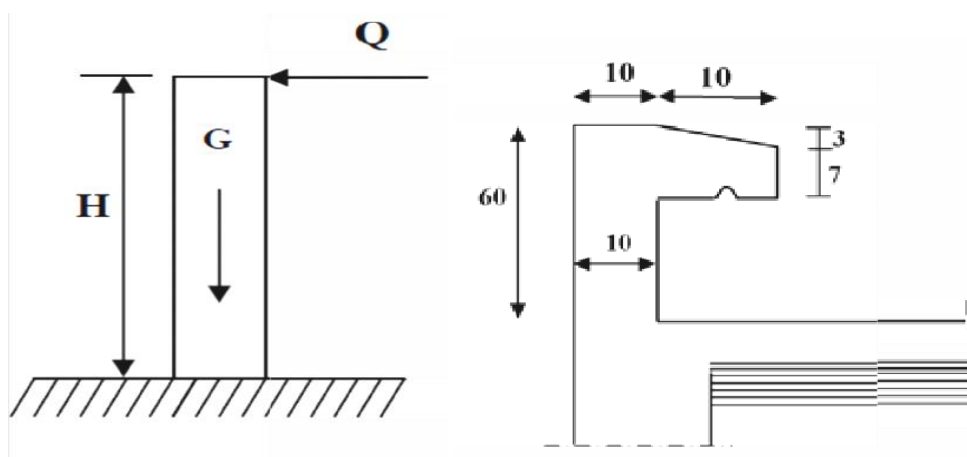


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire à L'ELU et à L'ELS

- Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

$$G = \rho \times S = 25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] = 25 \times 0,0685 = \mathbf{1.7123 \text{ KN/m}}$$

Avec : ρ : masse volumique de béton ($\rho=25 \text{ KN/m}^3$)
 S : section longitudinale de l'acrotère

- Surcharge d'exploitation horizontale : $Q=1 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1 \text{ KN}}$
- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1.713 \text{ KN}}$
- Moment de renversement M_q dû à l'effort horizontale: $M_q = Q \times h = 1 \times 0,6 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$

- Combinaison de charges

- A l'ELU : la combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$
 - Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,713 = \mathbf{2.313 \text{ KN}}$
 - Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_q = 1,50 \times 0,6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$
 - Effort tranchant T : $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$
- A l'ELS : la combinaison de charges est: $G + Q$
 - Effort normal de compression : $N_s = G = 1,713 \text{ KN.}$
 - Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m.}$
 - Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

- Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

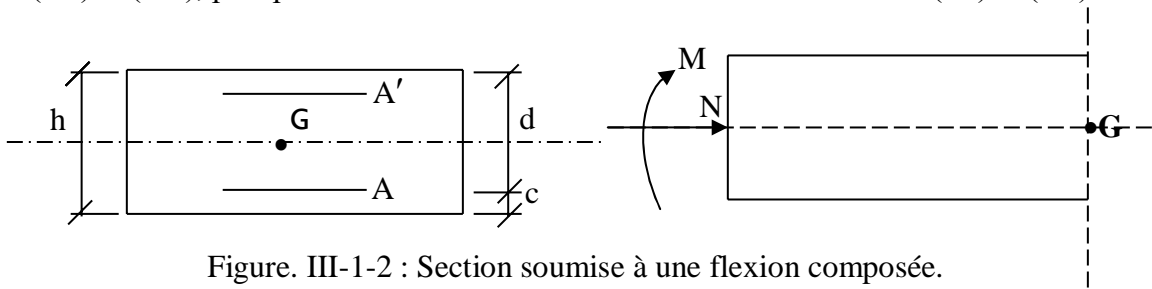


Figure. III-1-2 : Section soumise à une flexion composée.

- Hauteur $h=10\text{cm}$
- Largeur $b=100\text{cm}$
- L'enrobage $c=\acute{c}=3\text{cm}$
- Hauteur utile $d=h-c =7\text{cm}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

On va étudier la section de béton en flexion simple sous un moment fictif calculé par rapport au CDG des armature tendues, afin de déterminer les armature tendues (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armateurs réelles (A)

a) Calcul de la section d'armature en flexion simple (L'ELU)

➤ Calcul de l'excentricité (position du centre de pression)

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.313} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression (C_p) ce trouve a l'extérieur de la section limitée par les armateurs, et l'effort normale (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis on se ramène a la flexion composée .

➤ Calcul de la section d'armature en flexion simple (armature fictives)

- Moment fictif (M_f)

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 39 + 2 = 41 \text{ cm}$$

g : distance entre le centre de pression (C_p) et le centre de gravité (C_g) des armateurs inferieures tendues

$$M_f = N_u \times g = 2.313 \times 0.41 = 0.948 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit (μ_b)

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

\Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0$)

$$\mu_b = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

- Les armatures fictives (A_{stf})

$$\text{Les armatures fictives : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.948 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.392 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } (\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA})$$

➤ **Calcul de la section d'armateur en flexion composée (armateur réelles)**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.313}{34.8} = 0.326 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU**

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

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. $A_{st} \geq A_{min}$

- **Armatures principales**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe} \times \left[\frac{es - (0.455 \times d)}{es - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec : $ft28 = 0.6 + 0.06 fc28 = 2.1 \text{ MPA}$

$$es = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.6}{1.713} = 0.350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35 - (0.455 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0.326 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adoptera la section minimale d'armatures : $A = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$

$$\implies \text{Soit } A_{adoptée} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 25 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition**

$$A = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2$$

$$\implies \text{Soit } A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 25 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 fc28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPA} \right) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.02 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement)}$

⇒ Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence et des barres (BAEL91 /Art A.6.1.1)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

Acier haut adhérence → $\Psi_s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètre utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 125.6} = 0.13 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 0.13 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$ → Condition vérifiée (ya pas risque d'entrainement des barres)

d) Espacement des barres (BAEL91 Art .A6.1 ,21)

-Armatures principales: $St = 25\text{cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = 30\text{cm}$ → Condition vérifiée

-Armatures de répartition: $St = 25\text{cm} \leq \min[4h; 45\text{cm}] = 40\text{cm}$ → Condition vérifiée

e) Ancrage des barres (BAEL91 Art A.6. 1.221)

La longueur de scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_s}$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 (\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.04\text{cm} \longrightarrow \text{on adoptera } L_s = 30 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Calcul de l'excentricité (position du centre de pression)

$es = \frac{M_s}{NS} = \frac{0.6}{1.713} = 0.35\text{m} = 35\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2\text{cm}$ → La section est partiellement comprimée

⇒ Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers

a) Dans les aciers ($\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta ft28}\right] = \min\left[\frac{2 \times 400}{3} ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right] = \min[266.67 ; 201.63]$$

$\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times Ast}$$

Nous avons : $\rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358$ on adopte : $\rho_1 = 0.360$

$$\rho_1 = 0.360 \longrightarrow \beta_1 = 0.907$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 7 \times 2.51 \times 10^3} = 37.65 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 37.65 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Dans le béton ($\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = 0.360 \longrightarrow \beta_1 = 0.907 \longrightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.971 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.971 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 Art 6.2.3)

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.3, en zone III, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1,962 \text{ KN/ml}$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) (RPA99 version 2003), Il est pris égal à 0,3

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.962 = 0.706 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\implies Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

- Conclusion

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment :

- **Armatures principales** : 5HA8 avec un espacement $St = 25$ cm
- **Armatures de répartition** : 5HA8 avec un espacement $St = 25$ cm

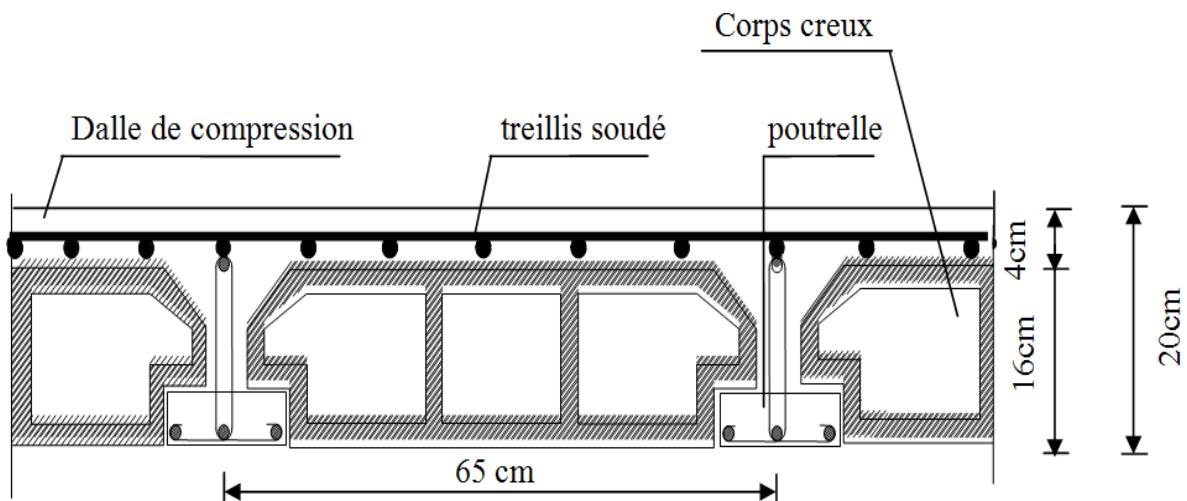
III.2. Calcul des planchers

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée

Les poutrelles sont de section en T, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

Figure III-2-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux



- Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression de l'épaisseur 4cm est coulée sur place. Elle est armée d'un quadrillage de treillis a soudé de nuance (TL520) dans le but est de :

- Limite les risque de fissuration par retrait
- Résister aux effets des charges applique
- Reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines

Les dimensions des mailles de treillis ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données le (BAEL91 B.6.8, 423)

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures)
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

- Calcul des armatures

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

- L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm) (50cm ≤ L ≤ 80cm)
- $f_e = 520$ MPA : limite d'élasticité de l'acier

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

⇒ Le ferrailage de la dalle de compression sera composé d'un treillis soudé (TL520) de dimension (5 × 200 × 5 × 200) mm²

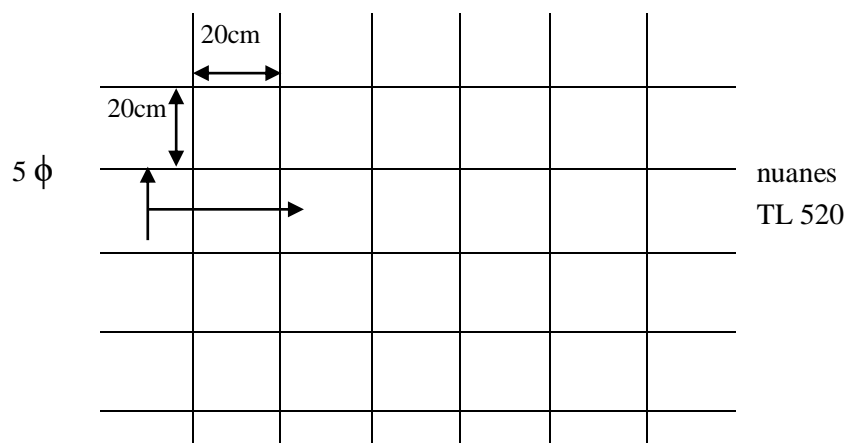


Figure III-2-2 : Treillis soudé de 20x20cm

- **Etude de la poutrelle**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives .

❖ **Calcul des poutrelles**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression

➤ **Avant coulage de la dalle de compression**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge due à l'ouvrier.

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm²

- Poids propre des poutrelles : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12$ KN/ml
- Poids de corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62$ KN/ml
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml

Ferraillage à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L = 485 - 30 = 455$ cm)

$$q_u = 2.5 \text{ KN}$$

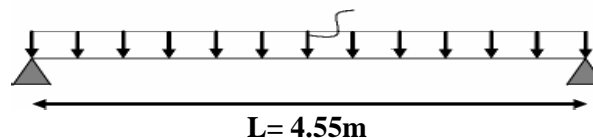


Figure III.2.3 : Schéma statique de la poutrelle

- Combinaison de charge

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{Avec } (G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml})$$

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

- Calcul du moment max en travée

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4.55)^2}{8} = 6.47 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant max

$$T_u = q_u \times \frac{L}{2} = 5.69 \text{ KN}$$

Calcul des armatures

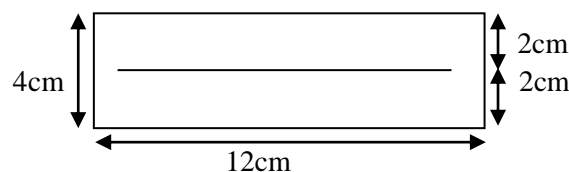


Figure III.2.4 : surface revenant aux poutrelles.

Soit l'enrobage ($c = 2\text{cm}$) \longrightarrow la hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$)

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.47 \times 10^6}{120 \times 400 \times 14.2} = 9.49$$

$\mu = 9.49 \gg \gg \gg \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA) ($A_{sc} \neq 0$)

Conclusion

Les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de placer du point de vue pratique car la section de béton (12 X 4)cm est trop faible

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporté les charges qui lui revenant avant et après leur coulage sans qu'elles fléchissent.

➤ Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera en flexion simple comme une poutre en (Té)

a) Dimensionnement de la poutrelles

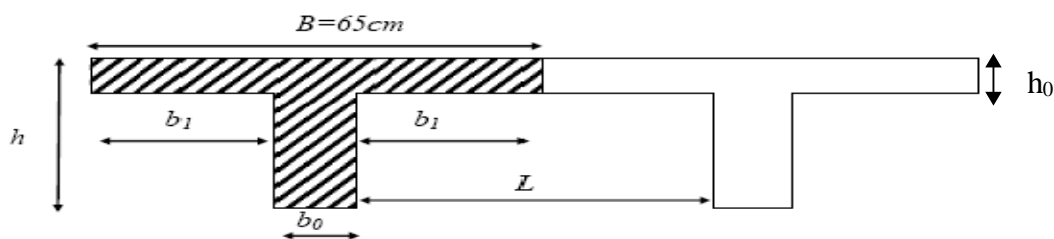


Figure III-2-5 : La poutrelle comme une section en T

Avec : b_1 : la largeur de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0\right)$$

- b : largeur de la table de compression
- h : hauteur totale de plancher : $h = 20\text{cm}$
- L : Distance entre deux parement voisins de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53\text{cm}$)
- b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$)
- L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles ($L_1 = 485\text{cm}$)

$$\text{Donc on a : } b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{L}{10}; 8 \times 4\right) \longrightarrow b_1 \leq \min(26.5; 48.5; 32) \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$- b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65\text{cm}$$

b) Charges et surcharges

- **Plancher terrasse accessible**
Poid propre de plancher : $G = 5.23 \times 0.65 = 3.40 \text{ KN/ml}$
Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$
- **Plancher terrasse inaccessible**

Poid propre de plancher : $G = 5.87 \times 0.65 = 3.816 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage RDC / 1ère étage /Sous-sol**

Poid propre de plancher : $G = 5.23 \times 0.65 = 3.40 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant usage habitation**

Poid propre de plancher : $G = 5.23 \times 0.65 = 3.40 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

c) Combinaison de charge

- **Plancher terrasse accessible**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.40) + 1.5 \times (2.275) = 8.002 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.4 + 2.275 = 5.675 \text{ KN/ml}$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.816) + 1.5 \times (0.65) = 6.127 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.816 + 0.65 = 4.466 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage RDC usage commercial**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.40) + 1.5 \times (1.625) = 7.028 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.40 + 1.625 = 5.025 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant usage habitation**

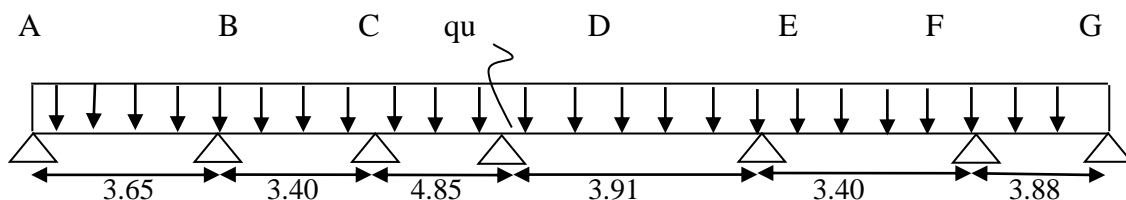
ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.40) + 1.5 \times (0.975) = 6.053 \text{ KN/ml}$

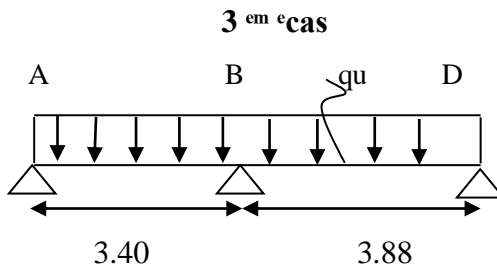
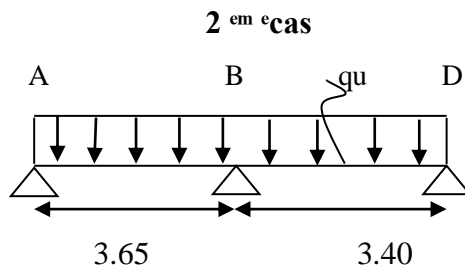
ELS : $q_s = G + Q = 3.40 + 0.975 = 4.375 \text{ KN/ml}$

Remarque : Vu la différence des surcharges entre le plancher terrasse, RDC et les étages courants, pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher de terrasse accessible. avec ($q_u = 8.002 \text{ KN/ml}$; $q_s = 5.675 \text{ KN/ml}$) .

Nous avons trois cas à étudier

1^{er} cas





- Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres sur plusieurs appuis, on l'une des trois méthodes simplifiées suivantes :

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

➤ Méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (voir **BAEL 91 modifié 99 Art B.6.2,210**), est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Fissuration peu nuisible

a) Vérification de domaine de validation de la méthode forfaitaire

Plancher RDC usage commercial

- $Q=1.625 \text{ KN/ml} \leq \max (2G=6.8 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/m}^2) \longrightarrow$ Condition vérifiée

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées → Condition vérifiée
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.65}{3.40} = 1.07 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.40}{4.85} = 0.70 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.85}{3.91} = 1.24 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.91}{3.40} = 1.15 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.40}{3.88} = 0.87 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

- La fissuration est non préjudiciable

Conclusion : tous les conditions ne sont pas tous vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

b) La 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.

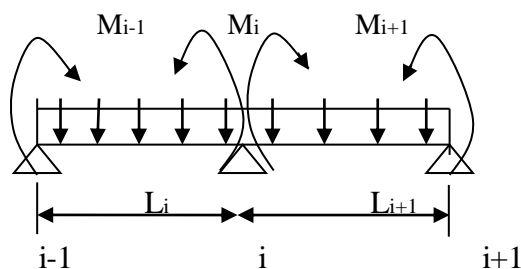


Figure III.2.6: Diagramme des moments

❖ Calcul à l'ELU

- Charge reprise par les poutrelles

$$q_u = 8.002 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatique

Rappel

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

- **Aux appuis**

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

Avec : M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i », et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

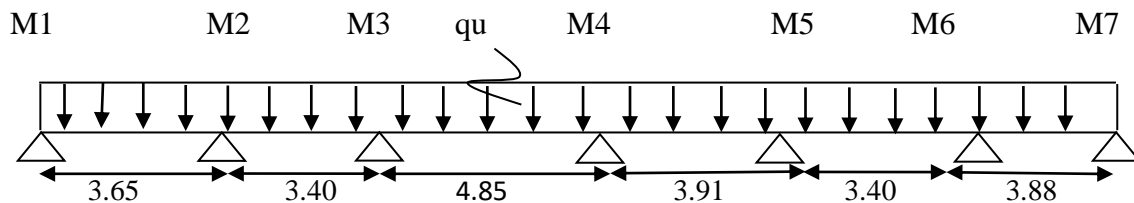
q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i »

Dans notre structure on a 3 cas à étudier

- ✓ **1er cas**

Cas à étudier : une poutre repose sur 7 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



- Calcul des moments

Application de la méthode des trois moments

Calcul des moments aux appuis

Pour $i=1$: $7.3M_1 + 3.65M_2 = -97.28 \text{ KN.m}$

Pour $i=2$: $3.65M_1 + 14.1M_2 + 3.40M_3 = -175.91 \text{ KN.m}$

Pour $i=3$: $3.4M_2 + 16.5M_3 + 4.85M_4 = -306.84 \text{ KN.m}$

Pour $i=4$: $4.85M_3 + 17.52M_4 + 3.91M_5 = -347.8 \text{ KN.m}$

Pour $i=5$: $3.91M_4 + 14.62M_5 + 3.40M_6 = -198.21 \text{ KN.m}$

Pour $i=6$: $3.40M_5 + 14.56M_6 + 3.88M_7 = -195.47 \text{ KN.m}$

Pour $i=7$: $3.88M_6 + 7.76M_7 = -116.85 \text{ KN.m}$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -9.93 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = -6.79 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = -12.91 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = -13.51 \text{ KN.ml}$$

$$M_5 = -7.60 \text{ KN.ml}$$

$$M_6 = -8.80 \text{ KN.ml}$$

$$M_7 = -10.65 \text{ KN.ml}$$

- Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la

relation suivante
$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL}$$

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mi+1-Mi (KN.m)	qu (KN/ml)	qu×Li	X (m)	μ(x)	Mmax (KN.m)
1-2	3.65	1.825	-9.93	-6.79	3.14	8.002	29.21	1.93	13.28	5.01
2-3	3.40	1.7	-6.79	-12.92	-6.13	8.002	27.21	1.47	11.35	1.914
3-4	4.85	2.425	-12.92	-13.51	-1.64	8.002	38.81	2.38	23.52	9.81
4-5	3.91	1.955	-13.51	-7.69	6.87	8.002	31.29	2.17	15.11	4.39
5-6	3.40	1.7	-7.69	-8.42	-0.73	8.002	27.21	1.67	11.56	3.52
6-7	3.88	1.94	-8.42	-12.06	-3.64	8.002	31.05	1.82	15.00	4.87

Tableau III.2.1: Calcul des moments en travées à l'ELU

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.
- **Moment corrigé**

Travée	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	Mmax(KN.m)
1-2	-6.62	-4.53	6.68
2-3	-4.53	-8.61	2.55
3-4	-8.61	-9.01	13.08
4-5	-9.01	-5.13	5.85
5-6	-5.13	-5.61	4.69
6-7	-5.61	-8.04	6.49

Tableau III.2.2 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées à l'ELU

- Calcul des efforts tranchant

- Au niveau d'un appui « i » : $T(x) = \frac{qLi}{2} + \frac{Mi+1-Mi}{Li}$
- Au niveau d'un appui « i+1 » : $T(x) = -\frac{qLi}{2} + \frac{Mi+1-Mi}{Li}$

N° travée	L(m)	qu(KN/ml)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
1-2	3.65	8.002	-6.62	-4.53	15.18	-14.03
2-3	3.40	8.002	-4.53	-8.61	12.4	-14.8
3-4	4.85	8.002	-8.61	-9.01	19.17	-19.63
4-5	3.91	8.002	-9.01	-5.13	16.81	-14.47
5-6	3.40	8.002	-5.13	-5.61	13.46	-13.74
6-7	3.88	8.002	-5.61	-8.04	14.9	-16.14

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU

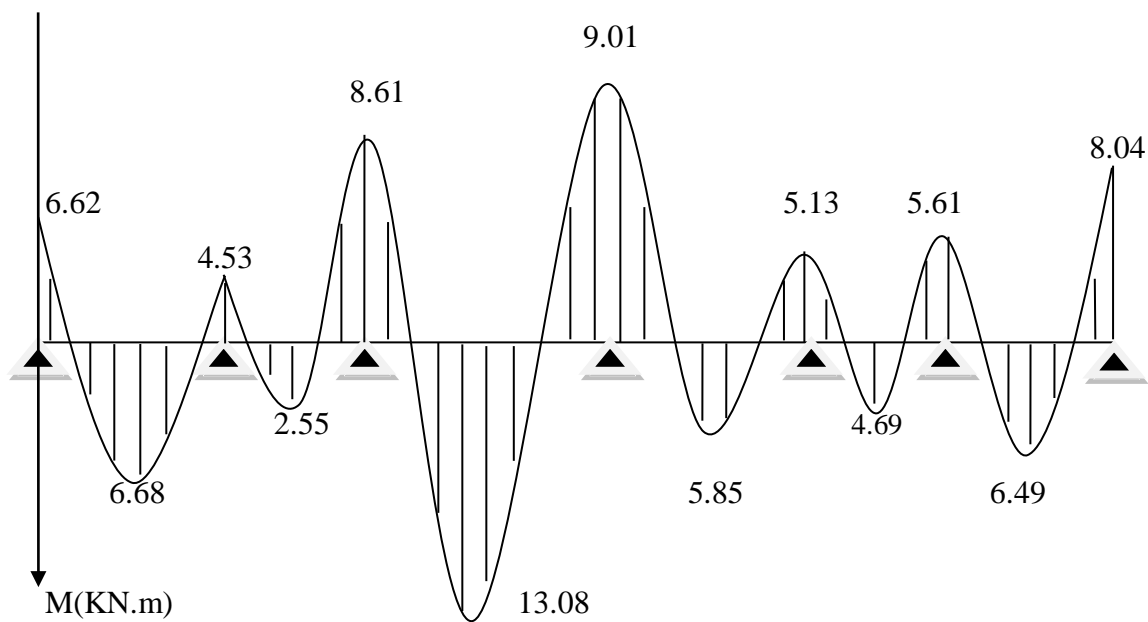


Figure III.2.7: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

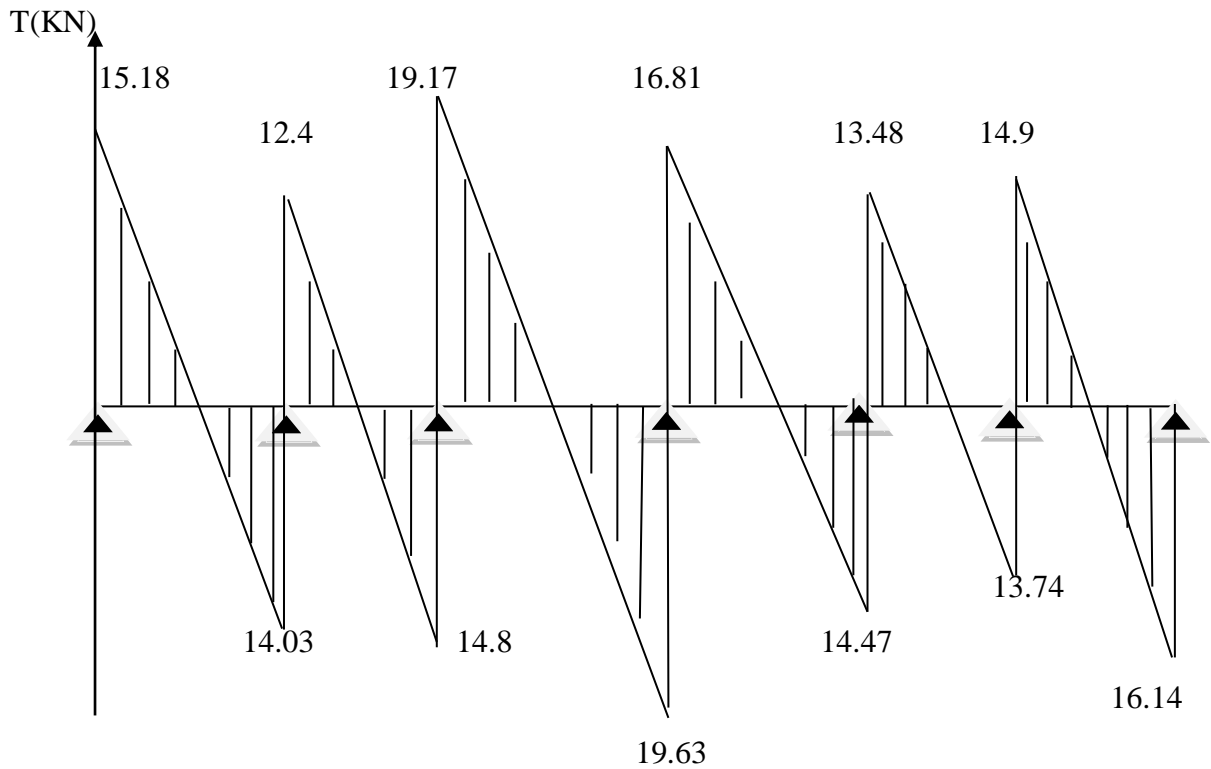


Figure III.2.8: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✓ 2eme cas

Cas à étudier : une poutre repose sur 3 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant

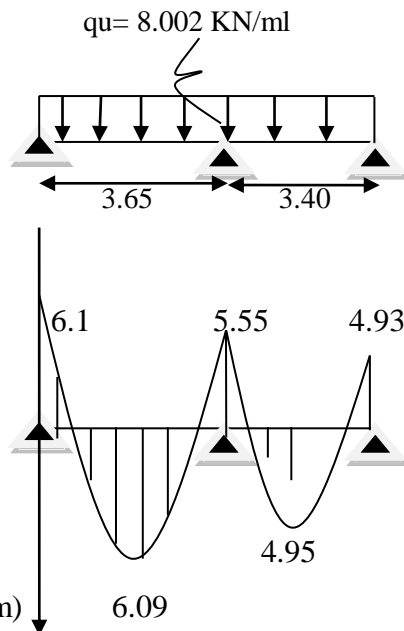


Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

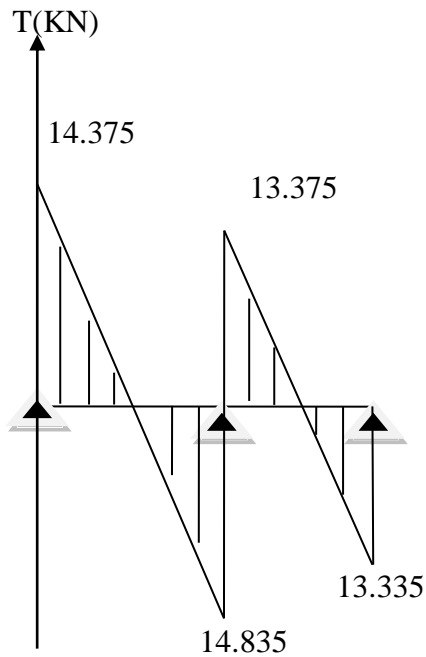


Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✓ 3ème cas

Cas à étudier : une poutre repose sur 3 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

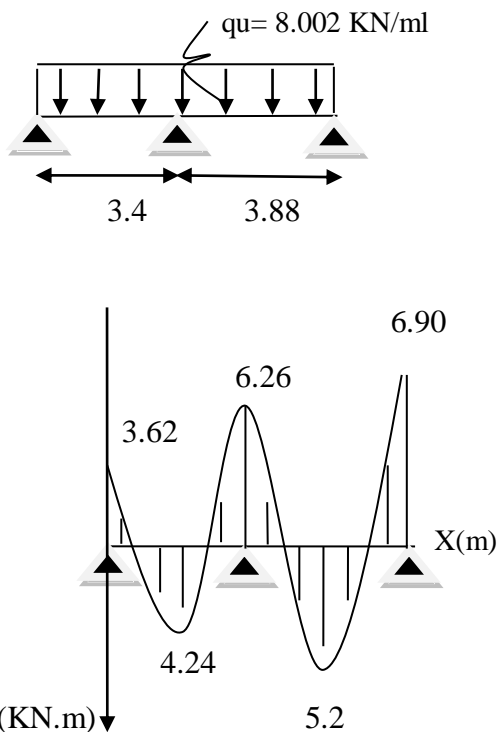


Figure III.2.11: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

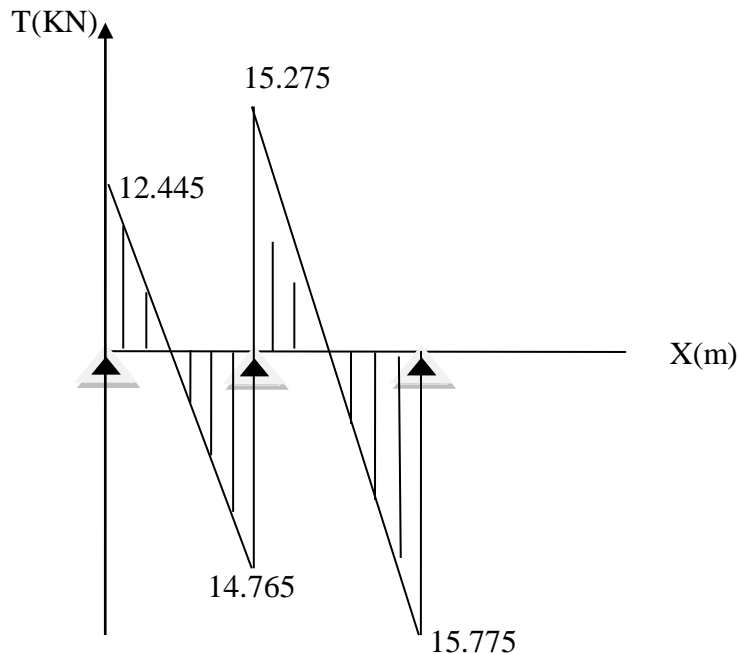


Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

▪ Ferrailage à l'ELU

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire que le moment le plus grand en travée et sur appuis .

- Sur appui : $M_{a \max} = 9.05 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{t \max} = 13.08 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $T_{\max} = 19.17 \text{ KN}$

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)
 $h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de plancher)
 $b_o = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)
 $h_o = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)
 $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)
 $d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armature inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

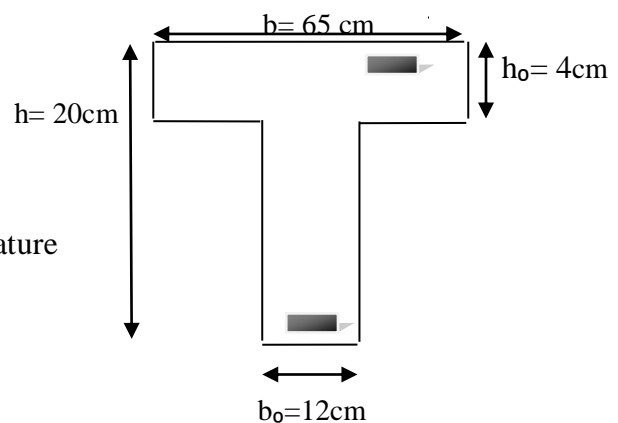


Figure III.2.13 : Dimension de la section en T.

- **Armatures longitudinales**

▪ **En travée**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, selon la position de l'axe neutre, en considérant le moment maximum $M_{t \max} = 13.08 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression M_o :

$$M_o = fbc \cdot bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_{t \max} = 13.08 \text{ KN.m} < M_o = 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, est comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{13.08 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.044 \longrightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.08 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adp}} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis**

-La table étant entièrement tendu, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_o \times h$) = (12 × 20) en flexion simple, en considérant le moment maximum $M_{a \max} = 9.05 \text{ KN.m}$

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures :

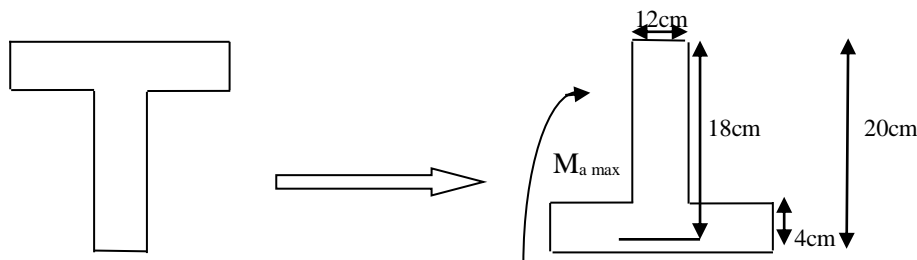


Figure III.2.14: Les moments aux niveaux des appuis

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_o d \sigma_{bc}} = \frac{9.05 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.163 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.164 \longrightarrow \beta = 0.911$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.05 \times 10^3}{0.911 \times 18 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2 ,21)**

Le diamètre minimale des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b^0}{10}; \phi_{\max}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) \longrightarrow \min(0.57; 1.2; 1) = 0.57\text{cm} \approx 0.6\text{cm}$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$ \longrightarrow Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 8$

- **Espacement des armatures : (BAEL 91 modifiées 99 Art. A .5 .1, 22)**

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

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 Art A 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 modifiées 99 art .A.5, 1.1)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$T_u^{\max} = 19.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{19.17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.89 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.89 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow$ Condition vérifiée (fissuration peu nuisible)

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91 modifiées 99 Art .A.6, 1.3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence est donné par :

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

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9.d.\sum u_i}$$

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

❖ En travée :

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.26 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.88 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres : (BAEL91modifié99 Art. A.6.1.21)**

$$\tau_s = 0.6 (\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{0.10}{4} \times \frac{400}{2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : $L_S = 40 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (.BAEL91modifié99 Art. A.5.1.313)**

❖ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129600 \text{ N}$$

$$T_u^{max} = 19.17 \text{ KN} < \bar{T}_u = 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

❖ **Influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u^{max} + H)$$

$$H = \frac{M_a \text{ max}}{0.9 \times d} = \frac{-9.01 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -55.62 \text{ KN}$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (19.17 - 55.62) = -0.105 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

❖ **Calcul à l'ELS**

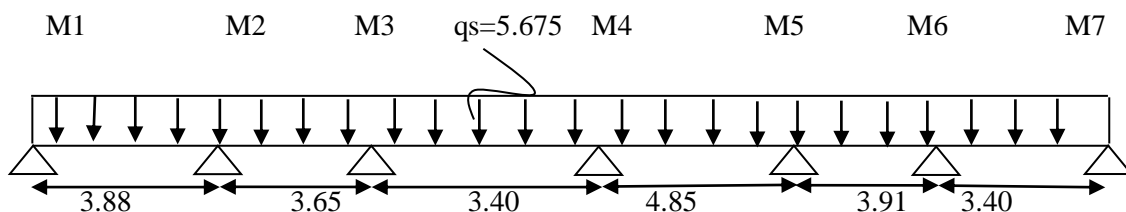
$$q_s = 5.675 \text{ KN/ml}$$

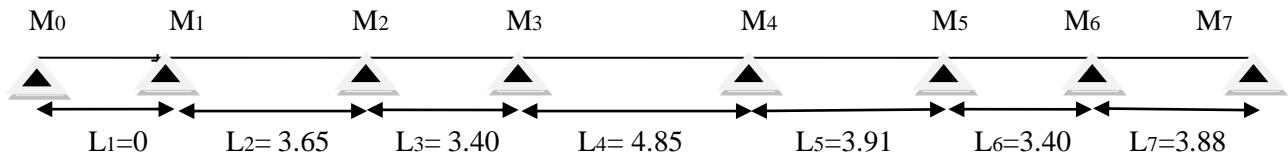
La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.675}{8.002} = 0.709 \quad q_s = 5.675 \text{ KN/ml}$$

✓ **1er cas**

Cas à étudier : une poutre repose sur 7 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



- Calcul des moments sur appuis

$$\text{Pour } i=1 : 7.3M_1 + 3.65M_2 = -68.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=2 : 3.65M_1 + 14.1M_2 + 3.40M_3 = -124.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=3 : 3.4M_2 + 16.5M_3 + 4.85M_4 = -217.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=4 : 4.85M_3 + 17.52M_4 + 3.91M_5 = -246.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=5 : 3.91M_4 + 14.62M_5 + 3.40M_6 = -140.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=6 : 3.40M_5 + 14.56M_6 + 3.88M_7 = -138.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } i=7 : 3.88M_6 + 7.76M_7 = -82.87 \text{ KN.m}$$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -7.04 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4.81 \text{ KN.m} \quad M_3 = -9.15 \text{ KN.m} \quad M_4 = -10.34 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5.35 \text{ KN.m} \quad M_6 = -6.24 \text{ KN.m} \quad M_7 = -7.55 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mi+1-Mi (KN.m)	qs (KN/ml)	qs×Li	X (m)	$\mu(x)$	Mmax (KN.m)
1-2	3.65	1.825	-7.045	-4.81	2.235	5.675	20.71	1.93	9.42	3.56
2-3	3.40	1.7	-4.81	-9.17	-4.36	5.675	19.29	1.47	8.05	1.36
3-4	4.85	2.425	-9.17	-10.34	-1.17	5.675	27.52	2.38	16.68	6.94
4-5	3.91	1.955	-10.34	-5.37	4.97	5.675	22.19	2.17	10.71	3.13
5-6	3.40	1.7	-5.37	-6.35	-0.98	5.675	19.29	1.65	8.19	2.35
6-7	3.88	1.94	-6.35	-8.84	-2.49	5.675	22.02	1.83	10.64	3.12

Tableau III.2.4: Calcul des moments en travées à l'ELS

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.

Moment corrigé

Travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{max} (KN.m)
1-2	-4.69	-3.21	4.74
2-3	-3.21	-6.11	1.81
3-4	-6.11	-6.89	9.25
4-5	-6.89	-3.58	4.17
5-6	-3.58	-4.23	3.13
6-7	-4.23	-5.89	4.16

Tableau III.2.5 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées à l'ELS

- Calcul des efforts tranchant

- Au niveau d'un appui « i » : $T(x) = \frac{qLi}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{Li}$

- Au niveau d'un appui « i+1 » : $T(x) = -\frac{qLi}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{Li}$

N° travée	L(m)	qs(KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (x=0)	T _{i+1} (x=Li)
1-2	3.65	5.675	-4.69	-3.21	10.75	-9.95
2-3	3.40	5.675	-3.21	-6.11	8.8	-10.5
3-4	4.85	5.675	-6.11	-6.89	13.6	-13.92
4-5	3.91	5.675	-6.89	-3.58	11.94	-10.24
5-6	3.40	5.675	-3.58	-4.23	9.46	-9.84
6-7	3.88	5.675	-4.23	-5.89	10.58	-11.42

Tableau III.2.6 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS

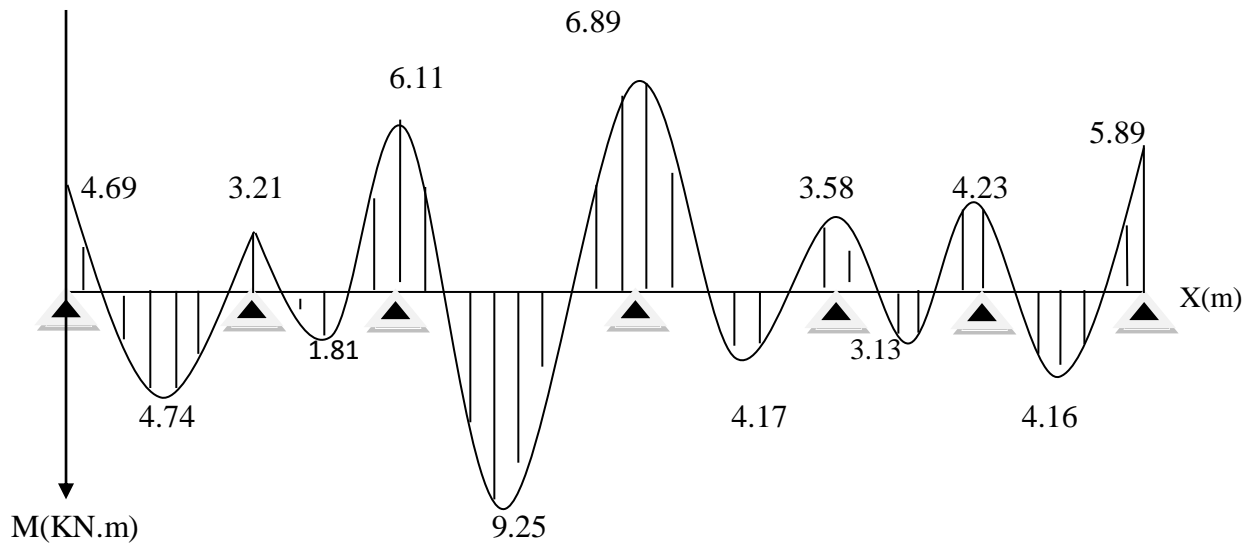


Figure III.2.15: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

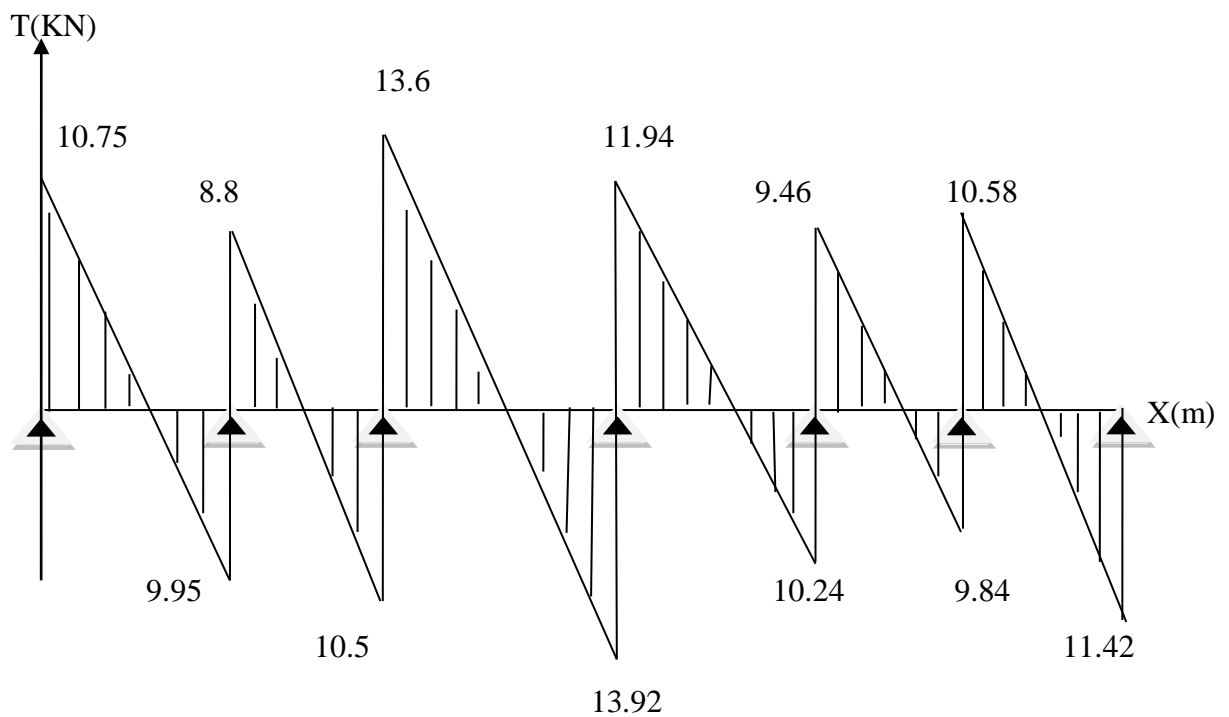


Figure III.2.16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

✓ 2eme cas

Cas à étudier : une poutre repose sur 3 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

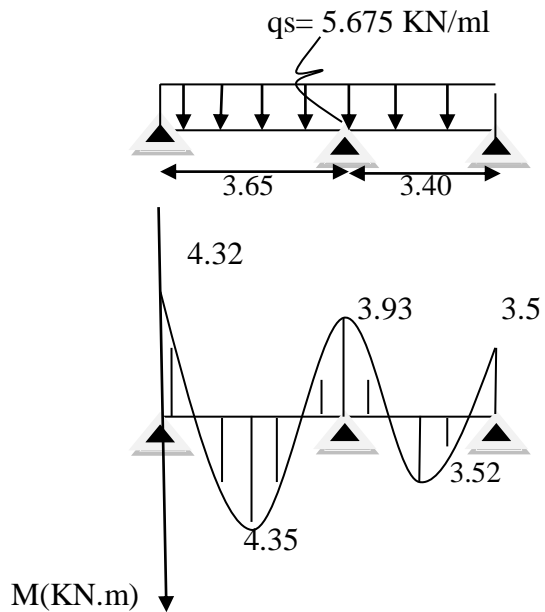


Figure III.2.17: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

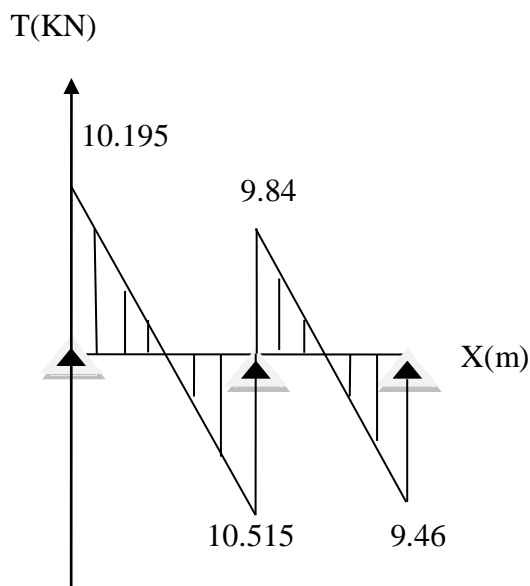


Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

3ème cas

Cas à étudier : une poutre repose sur 3 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

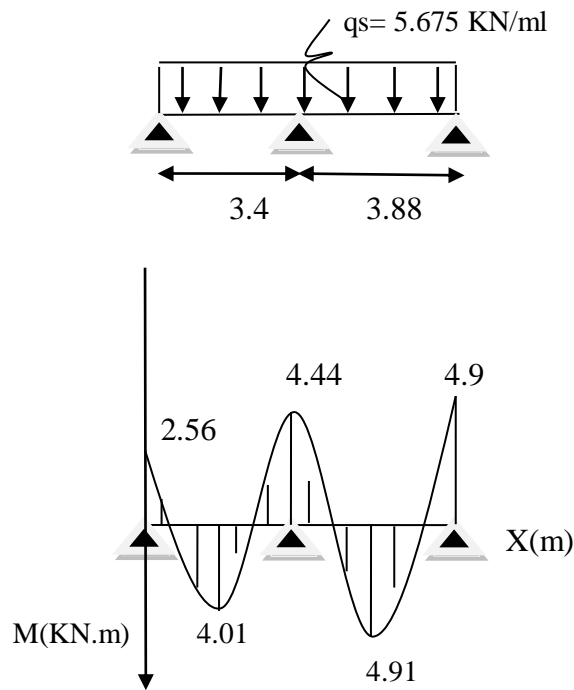


Figure III.2.19: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

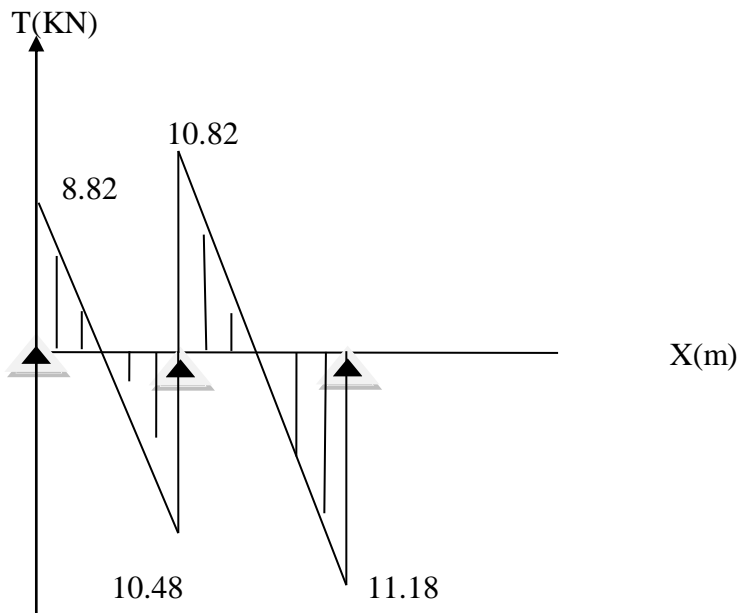


Figure III.2.20: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

▪ **Vérifications à l'état limite de service (ELS)**

- **Moments fléchissant max**
- En travée : $M_{t \max} = 9.25 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{a \max} = 6.89 \text{ KN.m}$
- **Efforts tranchants max** : $T_{\max} = 13.92 \text{ KN}$

La fissuration est considéré peu nuisible, donc pas de vérification a faire a l'état de l'ouverture des fissures selon (**Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99**), elle se limite à celle concernant la compression de béton

- **Etat limite de résistance du béton à la compression : (/BAEL 91 modifié 99 Art A 4.5, 2 ,CBA93)**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

▪ **Aux appuis**

$$\rho = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \longrightarrow \beta = 0.858 \longrightarrow K_1 = 20.21$$

$$M_{a \max} = 6.89 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{6.89 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 226} = 197.40 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20.21} \cdot 197.40 = 9.77 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

▪ **En travée**

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \longrightarrow \beta = 0.856 \longrightarrow K_1 = 19.72$$

$$M_{t \max} = 9.25 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{9.25 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 255.46 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{19.72} \cdot 255.46 = 12.95 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

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

- **Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99 Art.B.6.5, 2)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL91 (Art.B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur totale de la section
 L : portée entre nus d'appuis
 b_0 : largeur de la nervure
 d : hauteur utile de la section droite
 M_0 : moment isostatique maximum
 Mt : moment max en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0.040 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifier} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0.040 \geq \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{1}{15} \frac{9.25}{10.34} = 0.060 \longrightarrow \text{Condition non vérifier} \\ \frac{As}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{3.6}{fe} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition non vérifier} \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions ne sont pas tous vérifiées, donc on doit calculer la flèche

▪ **Calcul de la flèche : (BAEL91 Art. B6.5.2)**

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{qs.l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec : \bar{f} : la flèche admissible

M_t : moment fléchissant maximum a l'ELS

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

B_0 : section homogène

E_v : module de déformation différée , $E_v = 3700^3 \sqrt{fc28} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819$ MPA

- **L'aire de la section homogénéisée**

$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + 15 A_t = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$

$B_0 = 487.25$ cm²

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx**

$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15 A_t \times d)$

$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5$ cm²

$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1$ cm

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

$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_t \times (v_2 - c)^2$

$I_0 = 20003.2425$ cm⁴

- **Calcul des coefficients**

$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.982$

La contrainte dans les aciers est donnée par : $\sigma_{st} = 255.46$ MPA

$$\lambda v = \frac{0.02 ft 28}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.010} = 1.64$$

$$\mu = \max[1 - \frac{1.75 ft 28}{(4\rho \times \sigma_{st}) + ft 28}; 0] = \max[0.298; 0] = 0.298$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.2425}{1 + (1.64 \times 0.298)} = 14780.19 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où la flèche : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^2}{E_0 \cdot I} = \frac{5 \times 5.675 \times (4.85)^2 \times 10^7}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14780.19 \times 10^{-8}} = 0.0010 \text{ m}$$

$$f = 0.0010 \text{ m} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.85}{500} = 0.0097 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion

Après toutes les vérifications on constate que les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes.

- **Armature longitudinale :**

Armatures en travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Armatures aux appuis : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Armature transversales :** Etrier HA8

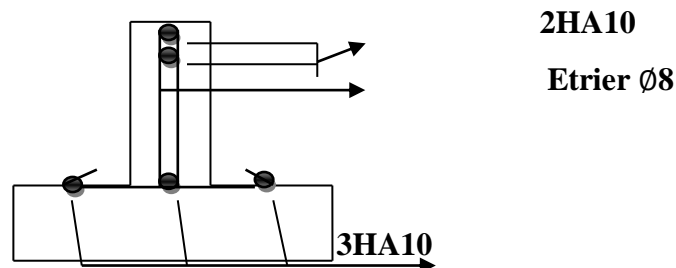


Figure III.2.21 : Disposition des armatures dans la poutrelle

III.3. Les escaliers

- Définition des escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers), il peut être en béton armé, en acier ou en bois, permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

Ses dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment .

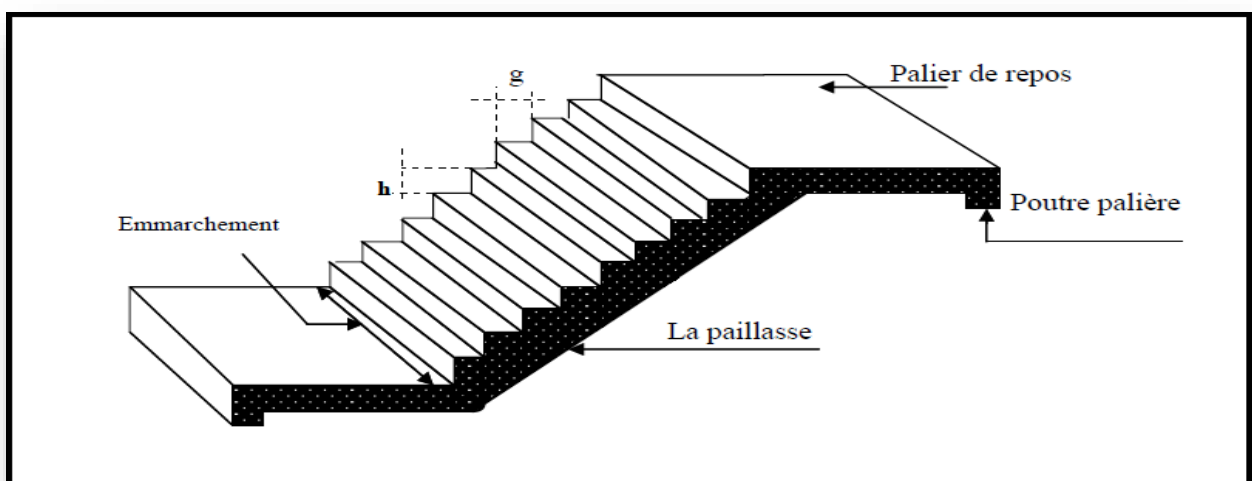
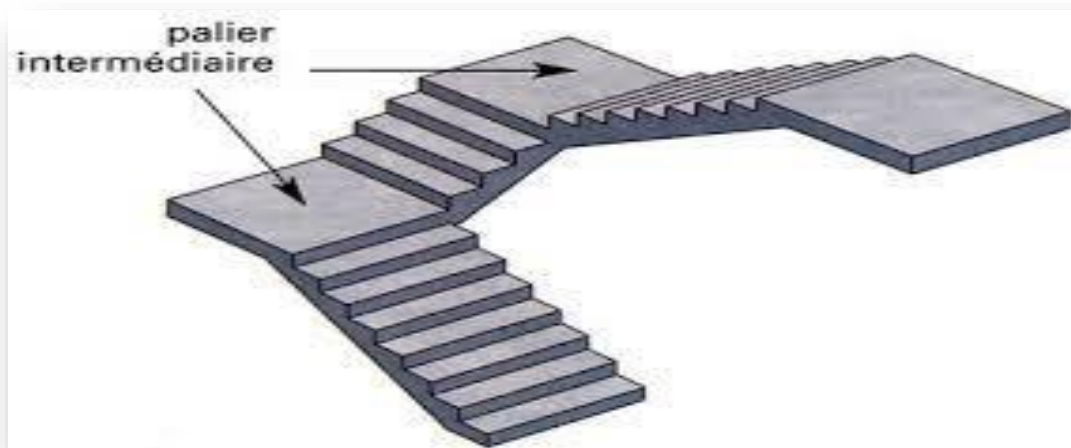


Figure III.3.1 : Schéma des escaliers.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers, et des escaliers à deux volées.

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les développements ultérieurs.

- **Emmarchement** : largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).

- **Hauteur de marche** : distance verticale séparant le dessus de deux marches successives. Cette hauteur varie généralement entre 16 et 21 cm. Sa détermination relève de considérations relatives à l'ergonomie et au confort d'utilisation de l'escalier, considérations qui seront détaillées dans la suite du présent guide.

- **Giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives. Le giron varie généralement entre 25 et 32 cm pour un escalier intérieur et peut aller au-delà pour un escalier extérieur. Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel, vue plus loin) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.

- **Profondeur de marche** : distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche). Cette dimension est parallèle au sens du déplacement dans l'escalier.

- **Marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

- **Contre marche**: face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

- **Nez de marche** : bord extérieur de la marche, en débord ou non par rapport à la contremarche lorsque celle-ci existe. Lorsqu'il est prévu un débord en nez de marche, il ne doit pas dépasser 10 mm, afin d'éviter l'accroche du talon en descente.

- **Palier** : plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (Ou palier de repos).

- **Volée** : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que soit la nature du palier).

- **Ligne de foulée** : ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier. Le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide.

- Prédimensionnement de l'escalier

Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier à trois volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Le pré dimensionnement de l'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche (n)
- Le hauteur de la marche (h), le giron (g)
- L'épaisseur de la paillasse (e)

a) calcul de n, h et g

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- La hauteur de la marche (h)

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend $h = 17\text{ cm}$.

- Nombre de contre marches (n)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad (\text{pour le 1ere étage } H = 306\text{ cm})$$

- Nombre de marche (m)

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8\text{ marches}$$

- Le giron (g)

$$26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{on prend : } g = 30\text{cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm} \quad \text{avec : } 2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 2h + g = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort .

c) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier, (ep) est donné par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

On a : $\cos \alpha = \frac{Lvp}{Lv}$ Avec : - Lv : longueur de la volée

- Lvp : longueur de la volée projeté

$$Lvp = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 2.40\text{ m} \longrightarrow Lv = \frac{Lvp}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{0.870} = 2.75\text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_0 = 275 + 129 + 129 = 564\text{ cm}$$

$$\longrightarrow \frac{533}{30} \leq ep \leq \frac{533}{20} \longrightarrow 17.77 \leq ep \leq 26.65\text{ cm}$$

Nous prenons : $ep = 20$ cm

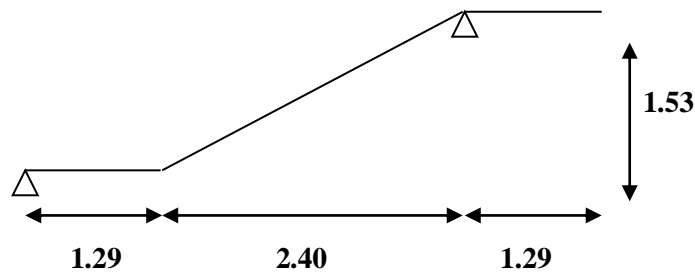


Figure III.3.3 : Schéma d'escalier de 1er étage

d) Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre linière d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

❖ Charge permanente

➤ Paillasse

Elément	Epaisseur (m)	Poid volumique γ (m ³)	La charge (KN/ml)
Paillasse	$\frac{0.2 \times 1}{\cos 29.53^\circ} = 0.23$	25	5.75
Marche	$\frac{0.17 \times 1}{2} = 0.085$	25	2.12
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Garde de corps	/	/	0.2
Couche de sable	0.02	19	0.38
			$G_{\text{paillasse}} = 9.65$

Tableau III.3.1 : Evaluation des charges sur la paillasse.

➤ **Palier**

Elément	Epaisseur (m) × 1ml	Poid volumique γ (m ³)	La charge (KN/ml)
Palier	0.2	25	5
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	19	0.38
			$G_{\text{palier}} = 6.58$

Tableau III.3.2 : Evaluation des charges sur le palier.

❖ **Charges d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est

$$Q_{\text{paillasse}} = Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaisons de charge**➤ **A ELU**

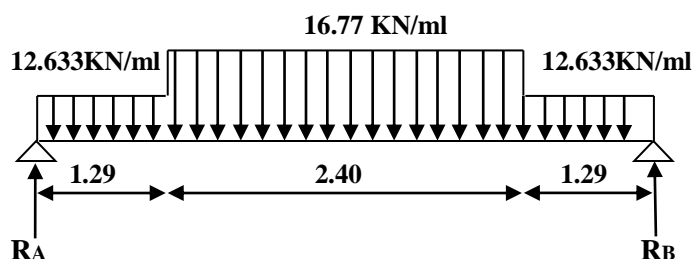
$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 2.5 = 16.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 6.58 + 1.5 \times 2.5 = 12.633 \text{ KN/ml}$$

➤ **A ELS**

$$q_{S \text{ paillasse}} = G + Q = 9.65 + 2.5 = 12.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{S \text{ palier}} = G + Q = 6.58 + 2.5 = 9.08 \text{ KN/m}$$

- L'état limite ultime ELU**a) Calcul des sollicitations**❖ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (1.29 \times 12.633) + (2.40 \times 16.77) + (12.633 \times 1.29) = 72.84 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow (4.98 \times$$

$$R_B) = [(12.633 \times 0.645 \times 1.29) + (16.77 \times 2.40 \times 2.49) + (12.633 \times 1.29 \times 4.335)]$$

$$R_B = 36.42 \text{ KN} \longrightarrow R_A = 72.84 - 36.42 = 36.42 \text{ KN}$$

Par symétrie : $R_A = R_B = 36.42 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts internes :

1ere tronçon : $0 \leq x \leq 1,29\text{m}$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = 12,633x - 36,42$$

$$x = 0 \longrightarrow T(0) = -36,42 \text{ KN}$$

$$x = 1,29 \longrightarrow T(1,29) = -20,12 \text{ KN}$$

M_z

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = -12,633 \frac{x^2}{2} + 36,42x$$

$$x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,29 \longrightarrow M(1,29) = 36,47 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $1,29\text{m} \leq x \leq 3,69\text{m}$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = (12,633 \times 1,29) + (x - 1,29) \times 16,77 - 36,42$$

$$x = 1,29 \longrightarrow T(1,29) = -20,12 \text{ KN}$$

$$x = 3,69 \longrightarrow T(3,69) = 20,12 \text{ KN}$$

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = 36,42x - [(12,633 \times 1,29) \times (x - \frac{1,29}{2})] - [(\frac{(x-1,29)^2}{2}) \times 16,77]$$

$$x = 1,29 \longrightarrow M(1,29) = 36,47 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,69 \longrightarrow M(3,69) = 36,47 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1,29$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = -12,633x + 36,42$$

$$x = 0 \longrightarrow T(0) = 36,42 \text{ KN}$$

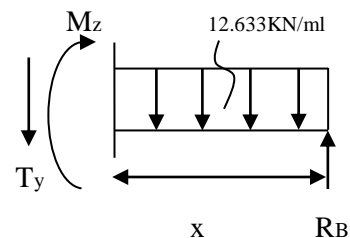
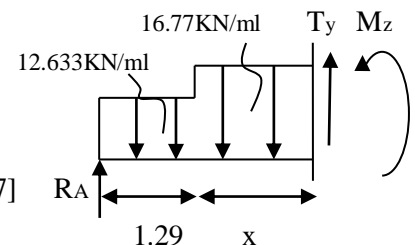
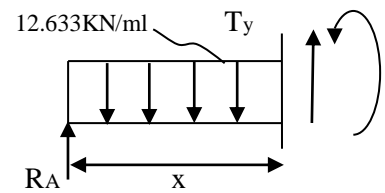
$$x = 1,29 \longrightarrow T(1,29) = 20,12 \text{ KN}$$

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) = 36,42x - 12,633 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,29 \longrightarrow M(1,29) = 36,47 \text{ KN.m}$$



Tronçon	X(m)	T(KN)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1,29\text{m}$	0	-36.42	0
	1.29	-20.12	36.47
$1,29\text{m} \leq x \leq 3,69\text{m}$	1.29	-20.12	36.47
	3.69	20.12	36.47
$3,69\text{m} \leq x \leq 4,98\text{m}$	3.69	36.42	36.47
	4.98	20.12	0

Tableau III.3.3 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

❖ Calcul du moment max

$$-T(x) = (12,633 \times 1,29) + (x - 1,29) \times 16,77 - 36,42 = 0$$

la distance x où le moment est maximum est : $x = 2,48 \text{ m}$

$$M_{\max} = 36,42 \times 2,48 - [(12,633 \times 1,29) \times (2,48 - \frac{1,29}{2})] - [(\frac{(2,48 - 1,29)^2}{2}) \times 16,77]$$

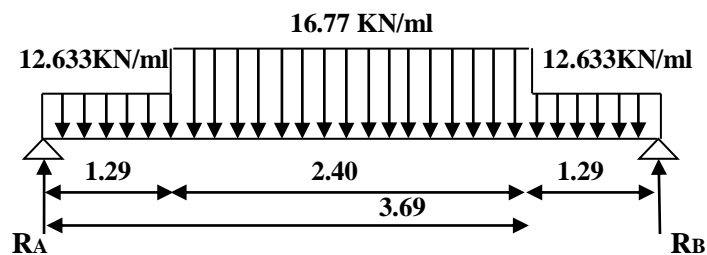
$$\longrightarrow M_{\max} = 48,55 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$- \text{Aux appuis : } M_a \text{ max} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 48,55 = 14,565 \text{ KN.m}$$

$$- \text{En travée : } M_t \text{ max} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 48,55 = 41,27 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU



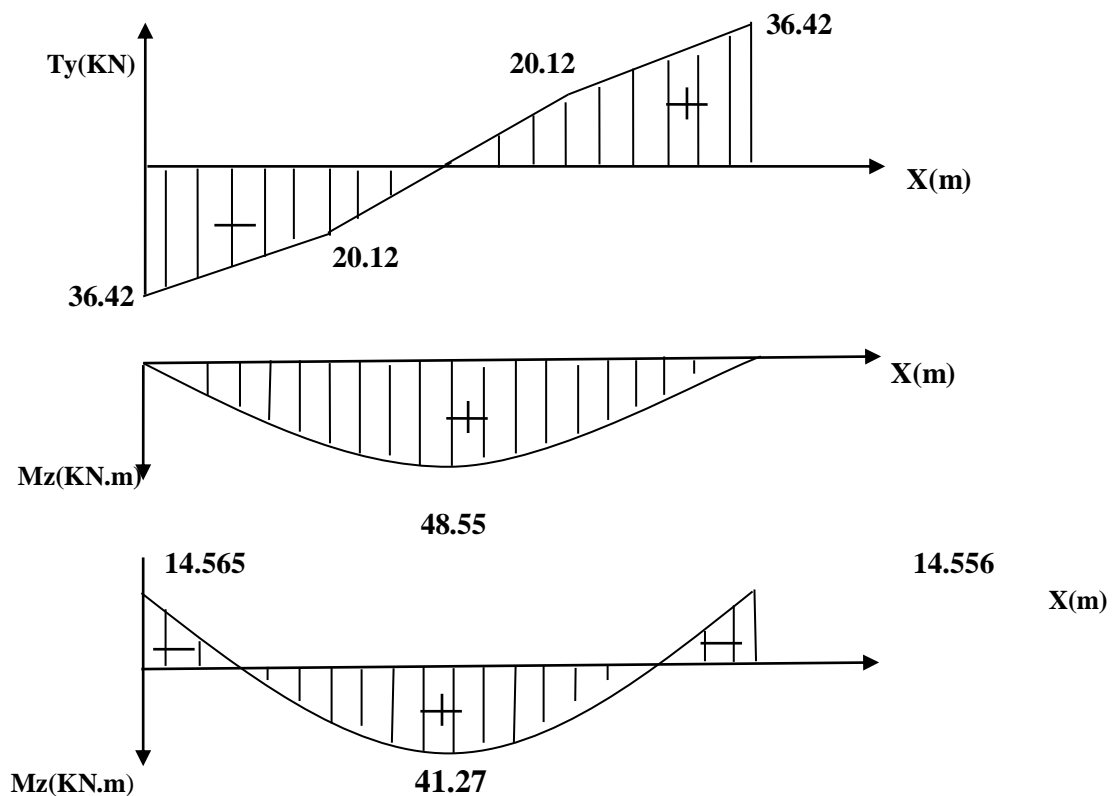
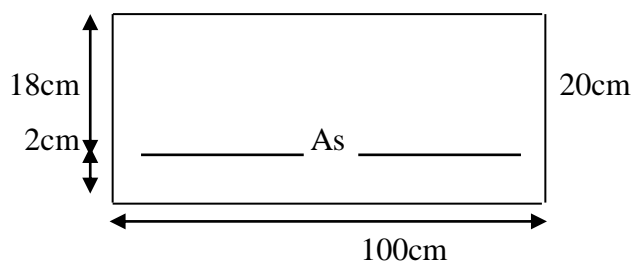


Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

b) Ferrailage

❖ Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.



Avec : $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

➤ Aux appuis

$M_{a \text{ max}} = 14.565 \text{ KN.m}$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.565 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_a = 0.032 \leq \mu_l = 0.392$ —————> section simplement armée (SSA)
 Section simplement armée (SSA) —————> les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_a = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{aP} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.565 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{aP} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{aP}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée**

$$M_t \text{ max} = 41.27 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.27 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.089$$

$\mu_t = 0.089 \leq \mu_l = 0.392$ —————> section simplement armée (SSA)
 Section simplement armée (SSA) —————> les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_a = 0.089 \longrightarrow \beta = 0.953$$

$$A_{tP} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.27 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 6.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{tP} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{tP}}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

c) Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ —————> Condition verifier
- En travée : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ —————> Condition verifier

❖ **Espacement des barres : (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)**

✓ **Armatures principales** : $St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Aux appuis : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ —————> Condition vérifier

- En travée : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ —————> Condition vérifier

✓ **Armatures de répartition** : $St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- Aux appuis : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ —————> Condition vérifier

- En travée : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ —————> Condition vérifier

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A 6.1.3)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9.d.\sum u_i} = \frac{36.42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 1.023 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.023 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \text{ —————> Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{36.42 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.202 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) = \min(2.5 \text{ MPA}; 4\text{MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.202 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \text{ —————> Condition vérifier}$$

❖ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1)**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.4}{4} \times \frac{400}{2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 (\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Soit : } = 50 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paliasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Soit la longueur de crochet égale à : } L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99 Art A 5-1.3)**

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 1000 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 36.42 \text{ KN} < \overline{T}_u = 1080 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ **Influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u^{max} + H)$$

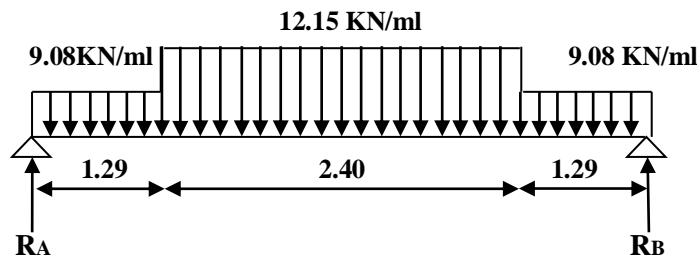
$$H = \frac{M_a \text{ max}}{0.9 \times d} = \frac{14.565 \times 10^6}{0.9 \times 180} = 89.907 \text{ KN}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (36.42 + 89.907) = 0.363 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- L'état limite de service ELS

$$q_{\text{Spaillasse}} = 12.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{Spalier}} = 6.58 + 2.5 = 9.08 \text{ KN/m}$$



❖ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (1.29 \times 9.08) + (2.40 \times 12.15) + (9.08 \times 1.29) = 52.58 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow (4.98 \times R_B) = [(9.08 \times 0.645 \times 1.29) + (12.15 \times 2.40 \times 2.49) + (9.08 \times 1.29 \times 4.335)]$$

$$R_B = 26.29 \text{ KN} \longrightarrow R_A = 52.58 - 26.29 = 36.42 \text{ KN}$$

Par symétrie : $R_A = R_B = 26.29 \text{ KN}$

❖ **Calcul des efforts internes :**

1ere tronçon : $0 \leq x \leq 1,29\text{m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = 9.08x - 26.29$$

$$x = 0 \longrightarrow T(0) = -26.29 \text{ KN}$$

$$x = 1.29 \longrightarrow T(1.29) = -14.57 \text{ KN}$$

M_z

➤ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = -9.08 \frac{x^2}{2} + 26.29x$$

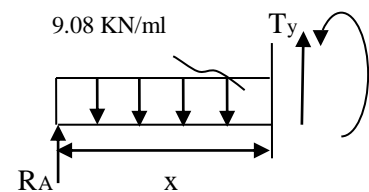
$$x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.29 \longrightarrow M(1.29) = 26.36 \text{ KN.m}$$

2ème tronçon : $1,29\text{m} \leq x \leq 3,69\text{m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = (9.08 \times 1.29) + (x - 1.29) \times 12.15 - 26.29$$



$x = 1.29 \longrightarrow T(1.29) = - 14.57 \text{ KN}$
 $x = 3.69 \longrightarrow T(3.69) = 14.57 \text{ KN}$

➤ **Moment fléchissant :**

$M(x) = 26.29x - [(9.08 \times 1.29) \times (x - \frac{1.29}{2})] - [(\frac{(x-1.29)^2}{2}) \times 12.15]$

$x = 1.29 \longrightarrow M(1.29) = 26.36 \text{ KN.m}$
 $x = 3.69 \longrightarrow M(3.69) = 26.36 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1,29$

➤ **Effort tranchant :**

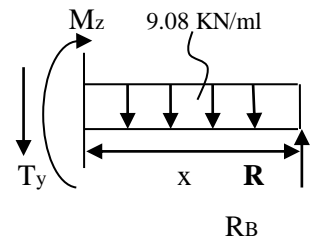
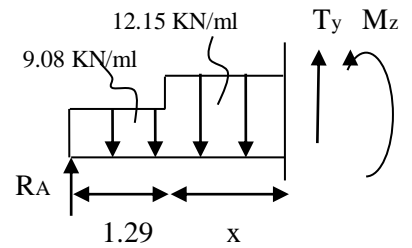
$T(x) = - 9.08x + 26.29$

$x = 0 \longrightarrow T(0) = 26.29 \text{ KN}$
 $x = 1.29 \longrightarrow T(1.29) = 14.57 \text{ KN}$

➤ **Moment fléchissant :**

$M(x) = 26.29x - 9.08 \frac{x^2}{2}$

$x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 $x = 1.29 \longrightarrow M(1.29) = 26.36 \text{ KN.m}$



Tronçon	X(m)	T(KN)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1,29\text{m}$	0	-26.29	0
	1.29	-14.57	26.36
$1,29\text{m} \leq x \leq 3,69\text{m}$	1.29	-14.57	26.36
	3.69	14.57	26.36
$3,69\text{m} \leq x \leq 4,98\text{m}$	3.69	26.29	26.36
	4.98	14.57	0

Tableau III.3.4 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

❖ **Calcul du moment max:**

$- T(x) = (9.08 \times 1.29) + (x - 1.29) \times 12.15 - 26.29 = 0$

la distance x où le moment est maximum est : $x = 2.48 \text{ m}$

$- M_{\max} = 26.29 \times 2.48 - [(9.08 \times 1.29) \times (2.48 - \frac{1.29}{2})] - [(\frac{(2.48-1.29)^2}{2}) \times 12.15]$

$\longrightarrow M_{\max} = 35.11 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$- \text{Aux appuis : } M_a \text{ max} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 35.11 = -10.533 \text{ KN.m}$

$- \text{En travée : } M_t \text{ max} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 35.11 = 29.84 \text{ KN.m}$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

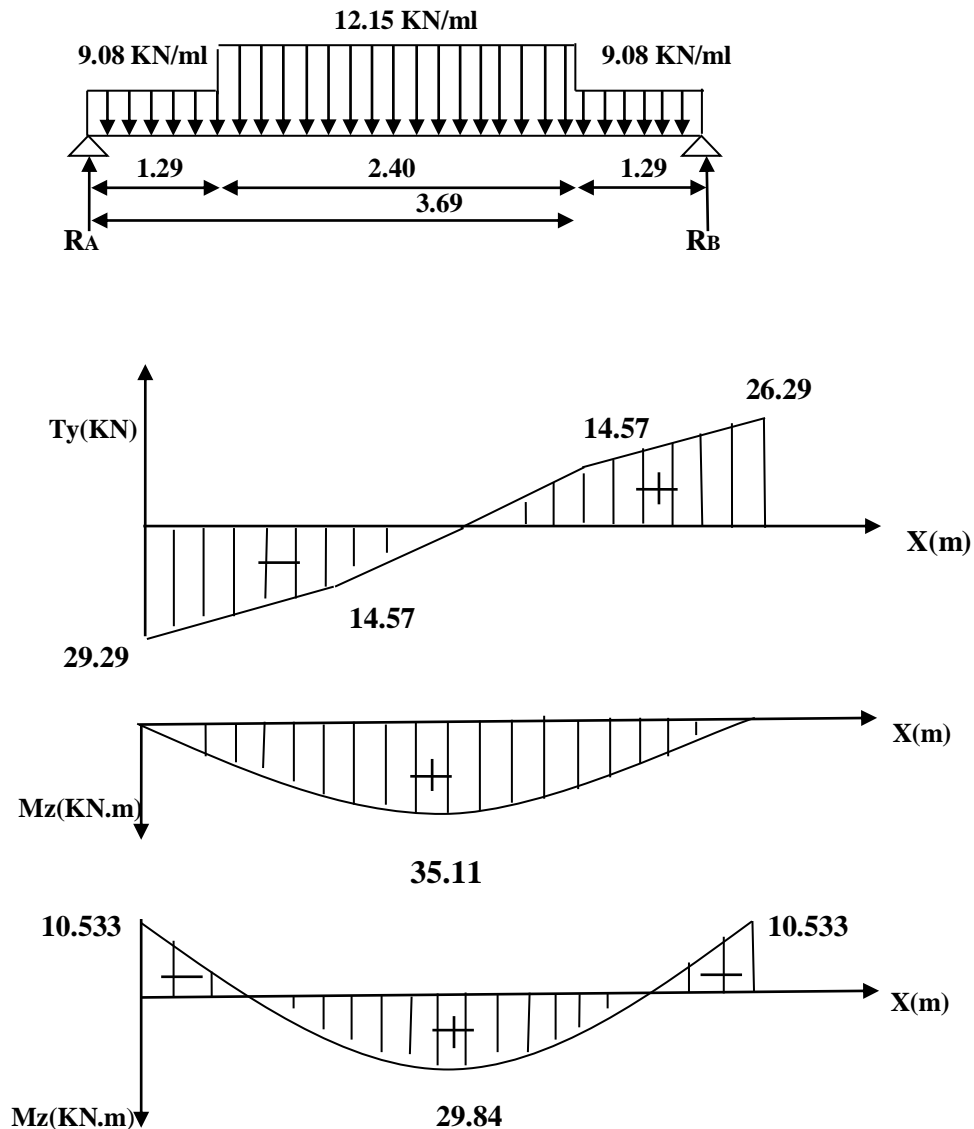


Figure III.3.7 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS.

- Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99), elle se limite à celle concernant la compression de béton

- Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99, CBA93)

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

❖ **Etat limite de déformation**

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0} \\ \frac{As}{b_0 d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec : h : hauteur totale de la section
 L : portée entre nus d'appuis
 b : largeur de la nervure
 d : hauteur utile de la section droite
 M_0 : moment isostatique maximum
 Mt : moment max en travée a l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{498} = 0.040 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition non vérifier} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{498} = 0.040 \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{29.84}{35.11} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition non vérifier} \\ \frac{As}{b_0 d} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifier} \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions ne sont pas tous vérifiées, donc on doit calculer la flèche

▪ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec : $q_s = \max (q_{s1} ; q_{s2}) = \max (9.08 \text{ KN} ; 12.15 \text{ KN})$

$q_s = 12.15 \text{ KN}$

\bar{f} : la flèche admissible

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

B_0 : section homogène

E_v : module de déformation différée , $E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ MPA}$

- **L'aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = (b \times h) + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 7.69$$

$$B_0 = 2115.35 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 A_t \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 18) = 22076.3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{22076.3}{2115.35} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10.44^3 + 9.56^3) + 15 \times 7.69 \times (9.56 - 2)^2$$

$$I = 73646.54 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où la flèche : } f = \frac{5}{384} \frac{12.15 \times 4.98^4 \times 10^7}{10819 \times 73646.54} = 1.22 \text{ mm}$$

$$f = 1.22 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4980}{500} = 9.96 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

On opte pour le ferrailage suivant

➤ Aux appuis

- Armatures principales : 5HA12 espacement = 20 cm
- Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

➤ En travée

- Armatures principales : 5HA14 espacement = 20 cm
- Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

III.4. Calcul du balcon

Les balcons de notre ouvrage sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle de plancher, ils travaillent comme des consoles encastées au niveau de la poutre de rive, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ces dimensions sont :

- Largeur de balcon : $L = 1.40\text{m}$
- Un garde-corps de hauteur $h = 1\text{m}$ en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

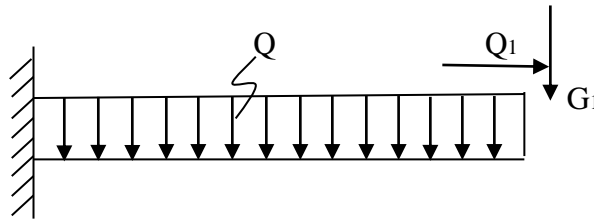


Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon

2) Dimensionnement des balcons

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de balcon ($L = 140\text{cm}$)

$$ep \geq \frac{L}{10} \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

On prend : $ep = 15\text{cm}$

3) Détermination des charges et surcharges

Charge permanente de la dalle pleine : $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge due à la main courante : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur

Brique creuse : 0.9 KN/m^2

Enduit ciment : $2 \times 0.20 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

→ $G_{gc} = 0.40 + 0.9 = 1.3 \text{ KN/m}^2$

D'où la charge linéaire : $G_1 = 1.3 \times 1.4 = 1.82 \text{ KN/ml}$

Avec : $Q_t = Q + Q_1 = 3.5 + 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$

4) Combinaisons des charges

a) Combinaisons de charge à l'ELU

La dalle pleine : $q_u = (1.35G + 1.5Q_t) \times 1\text{ml}$

$$q_u = [(1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 4.5)] \times 1 \text{ ml} = 13.95 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps : $p_u = 1.35 \times G_1$

$$p_u = 1.35 \times 1.82 = 2.457 \text{ KN/ml}$$

a) Combinaisons de charge à l'ELS

La dalle pleine : $q_s = (G + Q_t) \times 1 \text{ ml}$

$$q_s = (5.33 + 4.5) \times 1 \text{ ml} = 9.83 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps : $p_s = G_1$

$$P_s = 1.82 \text{ KN/ml}$$

5) les moments et les efforts tranchants

a) ELU

- Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{u1} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{13.95 \times 1.4^2}{2} = 13.671 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge p_u :

$$M_{u2} = p_u \times L = 2.457 \times 1.4 = 3.440 \text{ KN.m}$$

- Moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 13.671 + 3.440 = 17.111 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_u :

$$T_{u1} = q_u \times L = 13.95 \times 1.4 = 19.53 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge p_u :

$$T_{u2} = p_u = 2.457 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{u1} + T_{u2} = 19.53 + 2.457 = 21.98 \text{ KN}$$

b) ELS

- Moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{s1} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{9.83 \times 1.4^2}{2} = 9.633 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge p_s :

$$M_{s2} = p_s \times L = 1.82 \times 1.4 = 2.548 \text{ KN.m}$$

- Moment total :

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 9.633 + 2.548 = 12.181 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_s :

$$T_{s1} = q_s \times L = 9.83 \times 1.4 = 13.762 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge p_s :

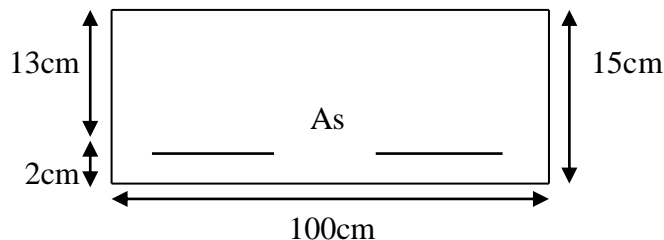
$$T_{s2} = p_s = 1.82 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :

$$T_s = T_{s1} + T_{s2} = 13.762 + 1.82 = 15.582 \text{ KN}$$

6) Ferrailage de balcon

Le ferrailage consiste d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple, la section dangereuse située au niveau d'encastrement.



Avec : $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$

a) Les armatures principale A_s (armatures de la partie supérieure)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.111 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.072$$

$$\mu = 0.071 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.072 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.111 \times 10^6}{0.963 \times 130 \times 348} = 392.76 \text{ mm}^2 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartition :

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

On opte pour $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

a) Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

b) Espacement des barres :

- Armatures principales : $St \leq \{3h ; 33\} = 33\text{cm} > St = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition : $St \leq \{4h ; 45\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$

c) Vérification au cisaillement :(art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{21.98 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.169 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPA} \right) = \min (2.5 \text{ MPA} ; 4\text{MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.169 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6,1.3 /BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum u_i} = \frac{21.98 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.246 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.246 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

e) Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 (\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Soit : } = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit la longueur de crochet égale à : } L_c = 0.4 \times L_S = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes

▪ Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \longrightarrow \beta = 0.908 \longrightarrow K_1 = 39.35$$

$$M_s = 12.181 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{12.181 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 228.30 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \cdot 228.30 = 5.80 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

d) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (BAEL91 modifiées 99/ Art.5.3,2)

La fissuration est considérée non préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche : (Art A.4.5, 32 BAEL 91 modifiées 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifier} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{10} \frac{M_s}{M_u} = \frac{1}{10} \frac{12.181}{17.111} = 0.071 \longrightarrow \text{Condition vérifier} \\ \frac{A_s}{b d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifier} \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$
- **Armatures de répartition** : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

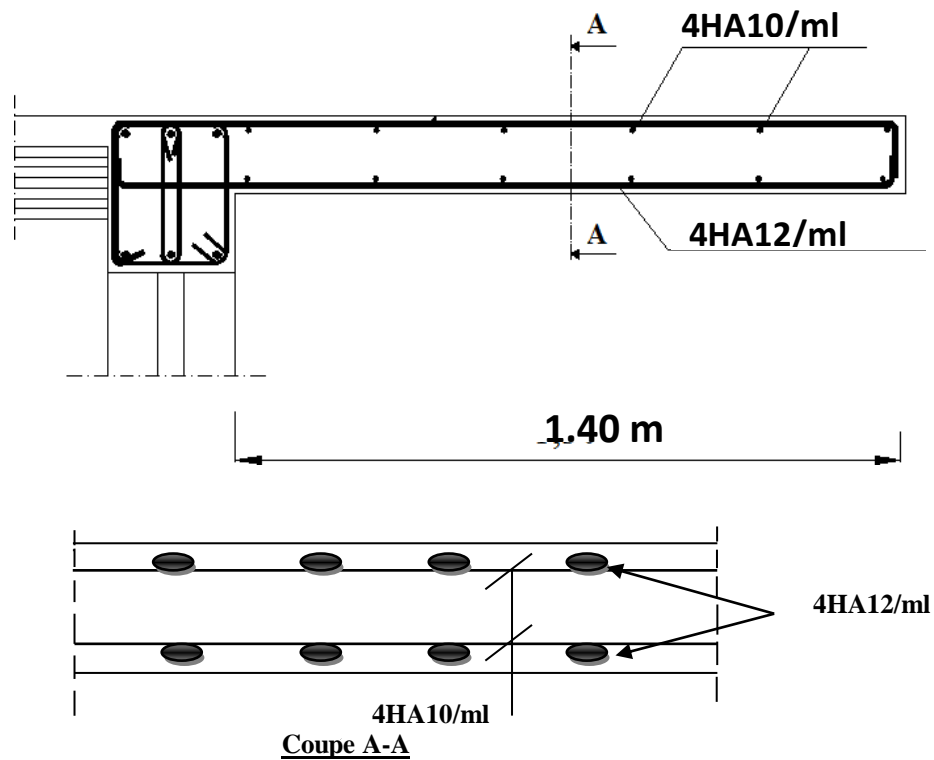


Figure III.5.2 : Ferrailage du balcon

III.5. Calcul de la salle machine

- Introduction

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids

- Les caractéristique de l'ascenseur

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la salle machine est de 1.69 m^2 ($1.3\text{m} \times 1.3\text{m}$), appuyée sur ses 4 cotés, pouvant charger 8 personnes de $6,75\text{ KN}$,

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8)\text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

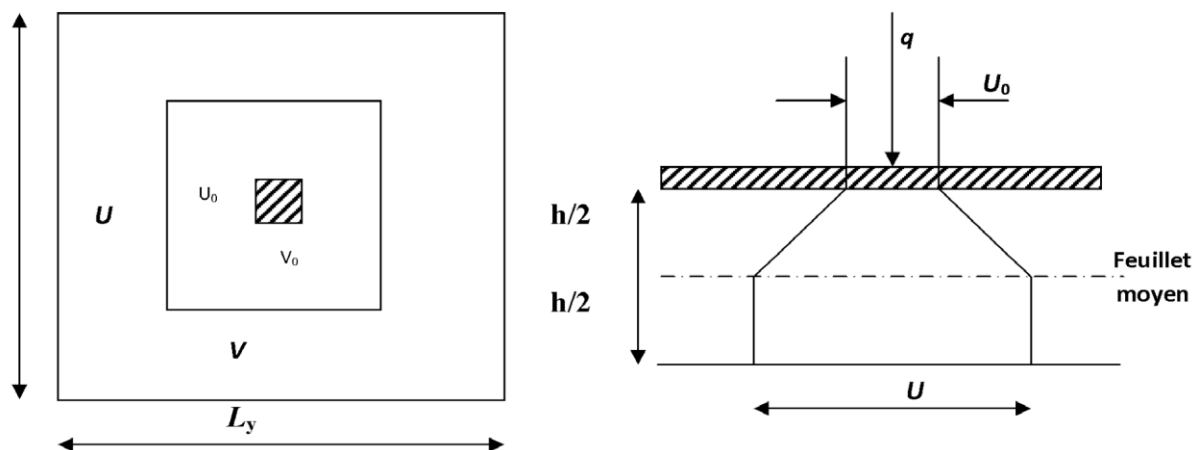


Figure III.6.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

- Calcul de la dalle pleine

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée ht .

❖ Dimensionnement de la dalle

$$L_x = 1.30\text{ m}$$

$$L_y = 1.30\text{ m}$$

$$S = L_x + L_y = 1.30 \times 1.30 = 1.69\text{ m}^2$$

❖ **Épaisseur de la dalle**

Dans notre cas $L_x = L_y = 1.30$ m

$$ht \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm} \quad \text{Avec } L_{max} : \text{ grande portée de panneau .}$$

ht doit être au moins égale à 12 cm (RPA 99 Version 2003), nous adoptons une hauteur : $ht = 15$ cm

❖ **Calcul de U et V**

U et V sont des dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge Q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton .

$$U = U_o + 2\left(\xi \times e + \frac{ht}{2}\right) = U_o + 2e + ht$$

$$V = V_o + 2\left(\xi \times e + \frac{ht}{2}\right) = V_o + 2e + ht$$

Avec : ht : épaisseur de la dalle ($ht = 15$ cm)

e : épaisseur de revêtement ($e = 5$ cm)

ξ : dépend de la nature de revêtement , dans notre cas la dalle est composée de béton($\xi = 1$)

U_o, V_o : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée ($U_o = V_o = 80$ cm).

$$U = 0.80 + (2 \times 0.05) + 0.15 = 0.96 \text{ m}$$

$$V = 0.80 + (2 \times 0.05) + 0.15 = 0.96 \text{ m}$$

❖ **Détermination des sollicitations**

Le poids de la dalle sur une bande de 1m de longueur et 1m de largeur.

$$G = \gamma b \times ht \times 1ml = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation de la cage d'ascenseur est estimée à : $Q = 1$ KN/ml

➤ **A L'ELU**

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml} \quad (\text{Charge concentrée du système de levage}).$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ KN/ml} \quad (\text{charge uniformément répartie})$$

➤ **A L'ELS**

$$P_s = P = 90 \text{ KN/ml}$$

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

- Calcul a l'état limite ultime (ELU)❖ **Calcul des moments au centre du panneau**

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2)$$

Avec : ν : coefficient de poisson \rightarrow ELU $\rightarrow \nu = 0$

ELS $\rightarrow \nu = 0.2$

P_u : intensité de la charge centrée

M_1 et M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{1.30} = 1 \longrightarrow 0.4 \leq \rho = 1 \leq 1$$

Dans ce cas, le panneau de dalle travaille dans les deux sens, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur

$$\rho = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0.96}{130} = 0.74$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{0.96}{130} = 0.74$$

Après l'interpolation :

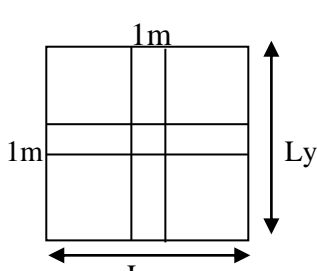
$$\longrightarrow (M_1 = 0.064 ; M_2 = 0.064)$$


Figure III.6.2 : Panneau de la dalle de la salle machine

D'où :

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times [(0.064 + (0 \times 0.064))] = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Pu (\nu M_1 + M_2) = 121.5 \times [(0 \times 0.064) + 0.064] = 7.776 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \longrightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans **l'annexe E3 du (BAEL91 modifié 99)**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec : M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et ν

$$\rho = 1 ; \nu = 0 \longrightarrow \mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.0$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0368 \times 6.56 \times 1.30^2 = 0.408 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \times 0.408 = 0.408 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.776 + 0.408 = 8.184 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.776 + 0.408 = 8.184 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, les moments calculés sont effectués par des coefficients : 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

✓ **En travées**

$$M_{tx} = 0.85 \times 8.184 = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 8.184 = 6.96 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis**

$$M_{ax} = 0.3 \times 8.184 = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times 8.184 = 2.46 \text{ KN.m}$$

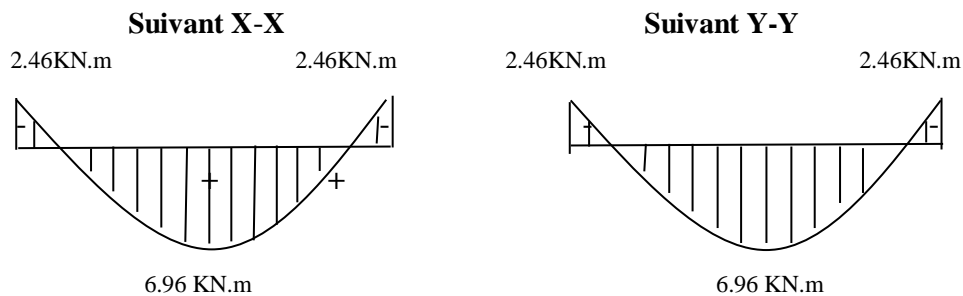


Figure III.6.3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

- Ferrailage à L'ELU❖ **Détermination de la section des armatures****a) Dans le sens de la petite portée (X-X)**✓ **En travée**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques :

$$b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; h_t = 15\text{cm} ; d = h_t - c = 15 - 2 = 13\text{cm} \quad M_{tx} = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.96 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_t = 0.029 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Section simplement armée (SSA) \longrightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_t = 0.029 \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.96 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

✓ **Aux appuis**

$$M_{ax} = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.010 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Section simplement armée (SSA) \longrightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_a = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.46 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.546 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

b) Dans le sens de la grande portée (Y-Y)

✓ En travée

$$M_{ty} = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.96 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_t = 0.029 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Section simplement armée (SSA) \longrightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_t = 0.029 \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.96 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

✓ Aux appuis

$$M_{ay} = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.010 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Section simplement armée (SSA) \longrightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_a = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.46 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.546 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- Vérification à L'ELU

❖ Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99 Art B.7.4)

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3-\rho_x)}{2}$$

$\omega_x = \frac{A_{min}}{S}$: Pourcentage d'acier égale au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire égale à :

1,2 ‰ → pour les ronds lisses (RL).

0,8 ‰ → pour HA FeE 400 ou treillis soudé dont le $\varnothing > 6\text{mm}$.

0,6 ‰ → pour HA FeE 500 ou treillis soudé dont le $\varnothing \leq 6\text{mm}$

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3-\rho_x)}{2} \geq 0.0008 \frac{(3-1)}{2} = 0.0008$$

$$A_{min} = \omega_x \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 \implies A_{min} < A_t$$

✓ **En travée :**

$$A_t \text{ (suivant X-X)} = 4.52\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

$$A_t \text{ (suivant Y-Y)} = 4.52\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a \text{ (suivant X-X)} = 3.14\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

$$A_a \text{ (suivant Y-Y)} = 3.14\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

❖ **Diamètre maximal des armatures (BAEL91modifié 99 Art A.7.21)**

$$\text{On doit vérifier que : } \varnothing \leq \varnothing_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

\varnothing : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing = 12\text{mm} < \varnothing_{max} = 15\text{mm} \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

❖ **Espacements des armatures (BAEL91modifié 99 Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Charges concentrées).

Direction la plus sollicitée : $\min(2h ; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $\min(3h ; 33\text{cm})$

✓ **Sens X-X**

$$\text{Armatures : } S_t = 25\text{cm} \leq \min(30\text{cm} ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$\text{Armatures : } S_t = 25\text{cm} \leq \min(45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

❖ **Vérification de non poinçonnement (BAEL91modifié99 Art A.5.2.42)**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0.045 u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

u_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$u_c = 2(U+V) = 2(0.96+0.96) = 3.84\text{m}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN} \leq 0.045 \times 3.84 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 432\text{KN} \longrightarrow \text{Condition verifier.}$$

⇒ Aucune armatures transversale n'est nécessaire

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 modifié 99 Art A.5.2 .2)**

Les efforts sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(0.96)+0.96} = 31.25 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(0.96)+0.96} = 31.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{31.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24 \text{ MPA} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}\right) \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

- Calcul à l'état limite de service (l'ELS)

❖ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1}**

$$M_{x1} = P_s(M_1 + \nu M_2) = 90[0.064 + (0.2 \times 0.064)] = 6.912 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s(M_2 + \nu M_1) = 90[0.064 + (0.2 + 0.064)] = 6.912 \text{ KN.m}$$

❖ **Évaluation des moments M_{x1} ; M_{y1} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

$$\rho = 1 ; \nu = 0 \longrightarrow \begin{aligned} \mu_x &= 0.0442 \\ \mu_y &= 1.0 \end{aligned}$$

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

$$\text{D'où : } M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0442 \times 4.75 \times 1.30^2 = 0.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \times 0.355 = 0.355 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.912 + 0.355 = 7.267 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.912 + 0.355 = 7.267 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, les moments calculés sont effectués par des coefficients : 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

✓ **En travées**

$$M_{tx} = 0.85 \times 7.267 = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 7.267 = 6.18 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis**

$$M_{ax} = 0.3 \times 7.267 = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times 7.267 = 2.18 \text{ KN.m}$$

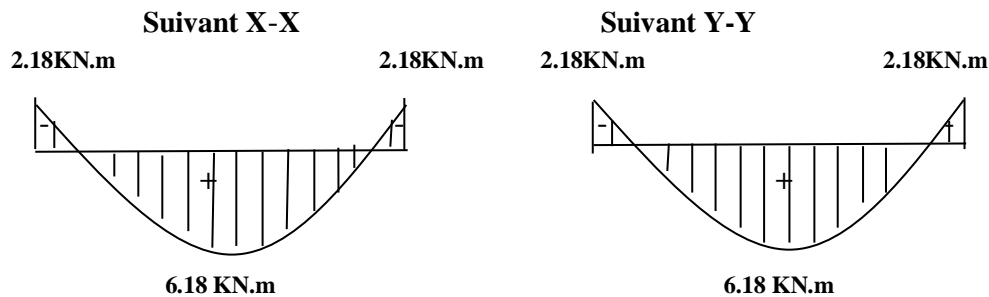


Figure III.6.4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.

III.6.8 Vérification à l'ELS

❖ Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire .

❖ Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

▪ Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$; $M_{a \max} = 2.18 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \longrightarrow \beta = 0.921 \longrightarrow K_1 = 48.29$$

$$M_{a \max} = 2.18 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{2.18 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 57.98 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 57.98 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \cdot 57.98 = 1.2 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

▪ En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$; $M_{t \max} = 6.18 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \longrightarrow \beta = 0.908 \longrightarrow K_1 = 39.35$$

$$M_{t \max} = 6.18 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{6.18 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 115.83 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 115.83 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \cdot 115.83 = 2.94 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Vérification de la flèche (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$$

$$\frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{fe}$$

Avec : h : hauteur de dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction .

M_x : Moment isostatique dans la direction de (X-X) pour une bande de largeur égale à 1m .

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1m

b : La largeur de bande égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{Lx} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{Mt}{20Mx} = \frac{6.18}{20 \times 7.267} = 0.042 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

$$\frac{Ax}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{Condition verifier}$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

➤ Suivant X-X

Aux appuis : 4HA10 Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

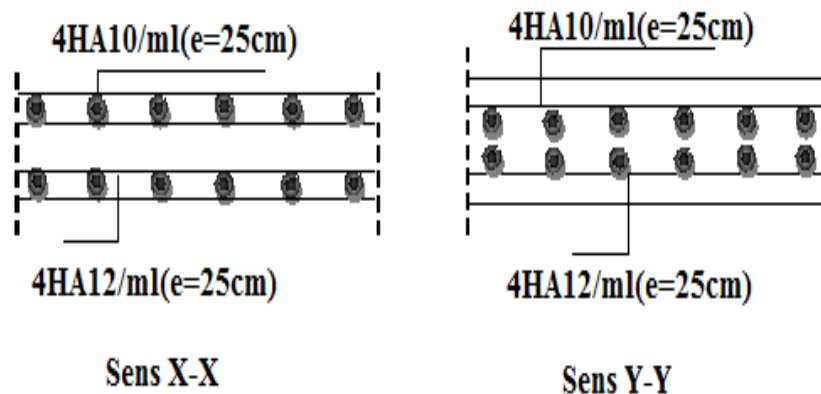
En travée : 4HA12 Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

➤ Suivant Y-Y

Aux appuis : 4HA10 Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

En travée : 4HA12 Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

Les schémas de ferrillage de la dalle de salle machine



CHAPITRE IV. Modélisation de la structure

IV.1. Introduction

On possède différents programmes de calcul qui nous permettent de résoudre les problèmes de calcul des structures et de les contrôler en peu de temps, comme SAP 2000, ROBOTS et ETABS.

Dans notre cas on a choisi l'ETABS.

IV.2. Présentation du logiciel Etabs

- Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement du sol. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

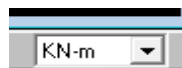
IV.3. Etapes de modélisation

IV.3.1. Première étape

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



- **Géométrie de base**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model** → **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 10 lignes suivant x-

x) Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-

y) Le nombre des étages, (7 niveaux)

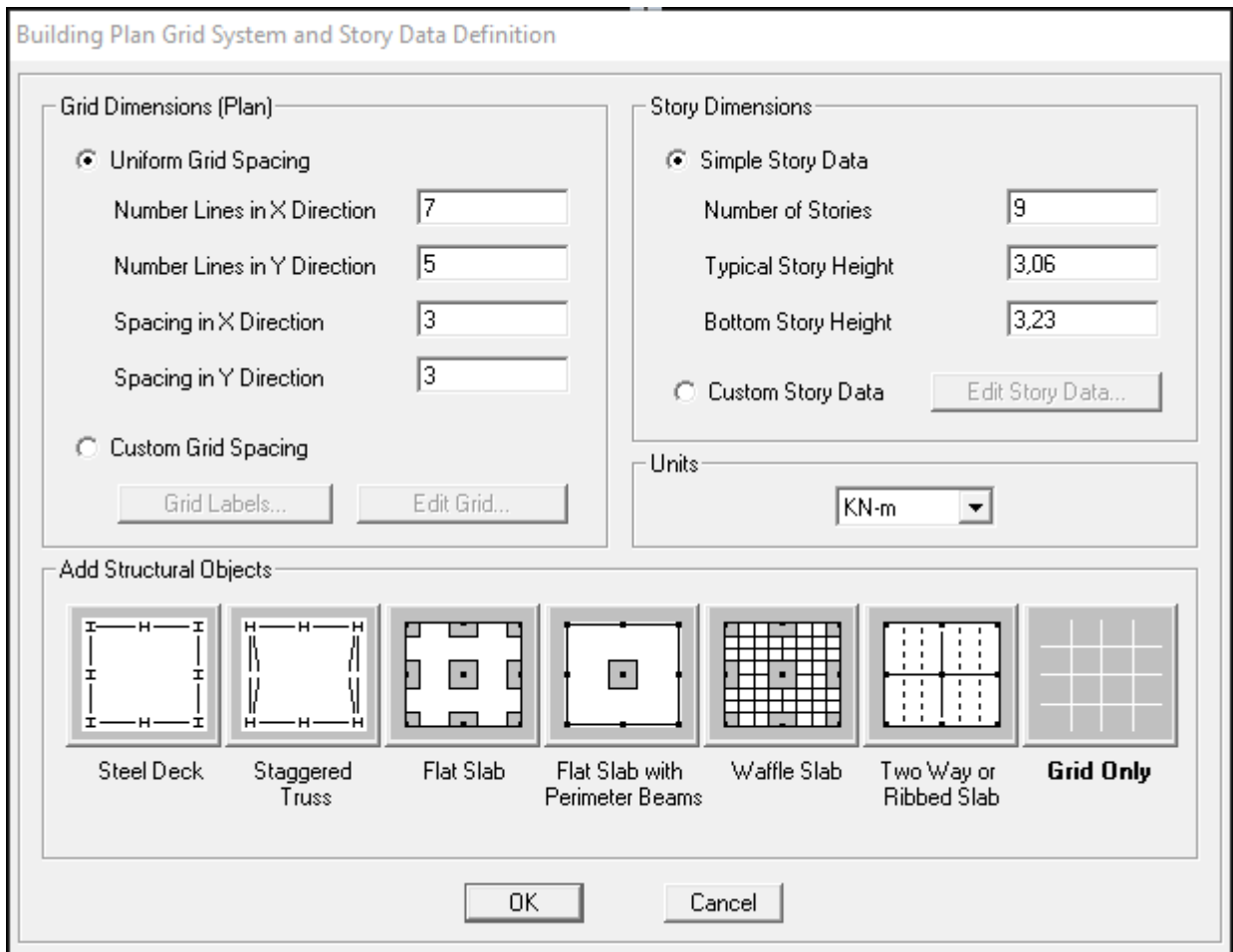


Figure IV.1 : Géométrie de base.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y**. **X-Z**.**Y-Z**.

- **Modification de la géométrie de base**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

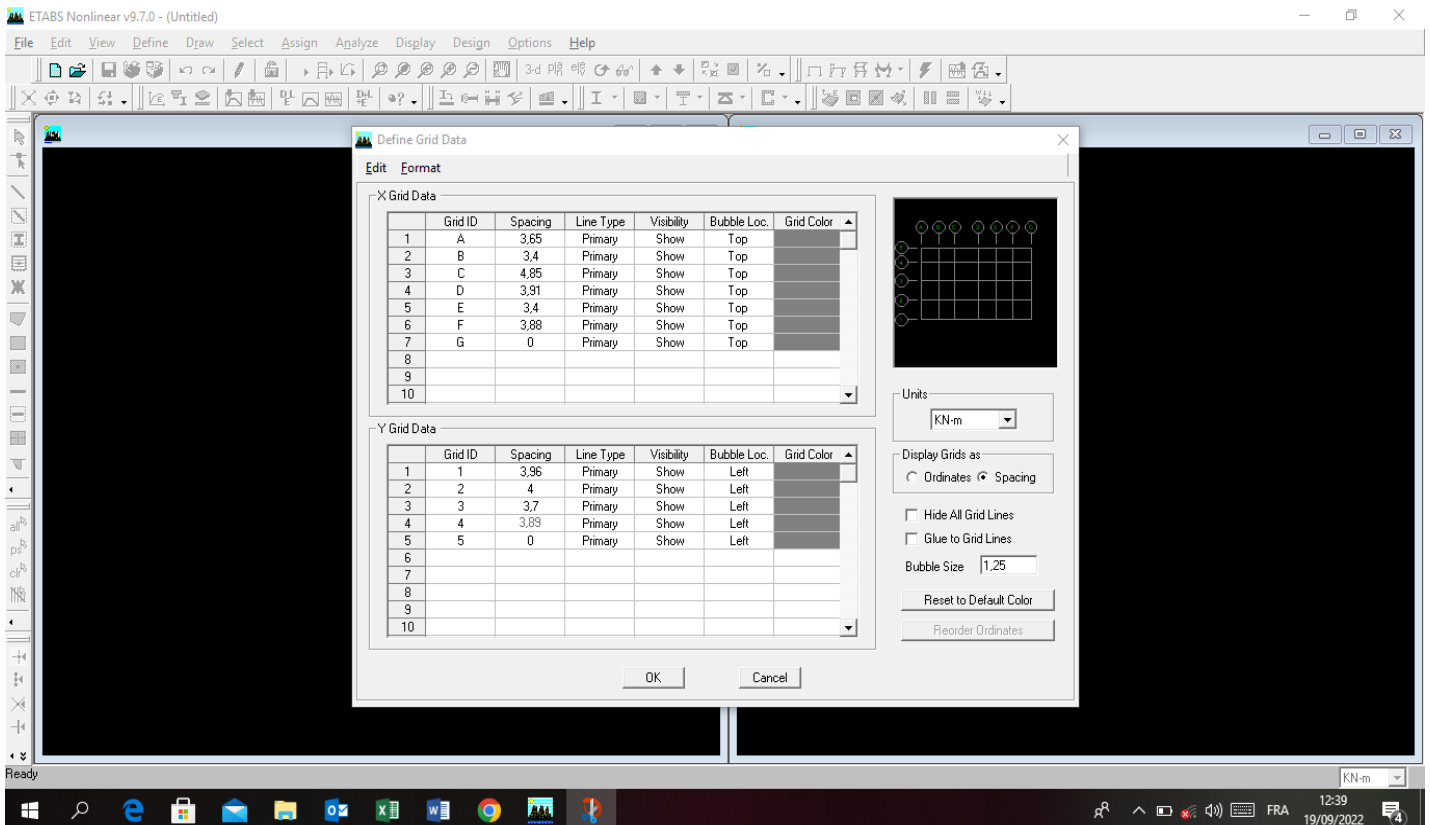


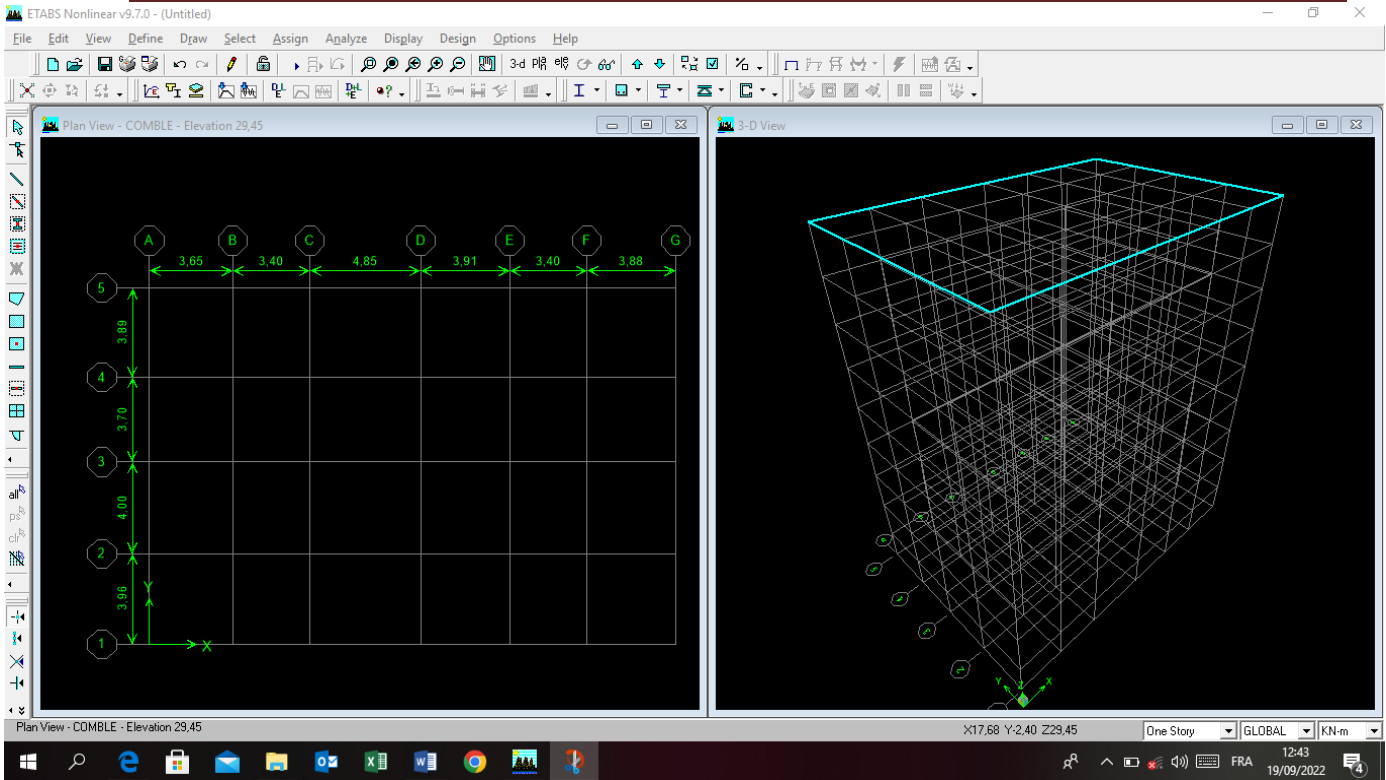
Figure IV.2 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- ✓ Les hauteurs des différents étages
- ✓ Le nombre d'étages
- ✓ Les longueurs des travées

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure. Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en **3D** et l'autre en **2D**.



IV.3.2. Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l’occurrence, l’acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélectionnons **Add new materiale**


→**Material name B25**. Les modifications inscrites dans la figure suivante :

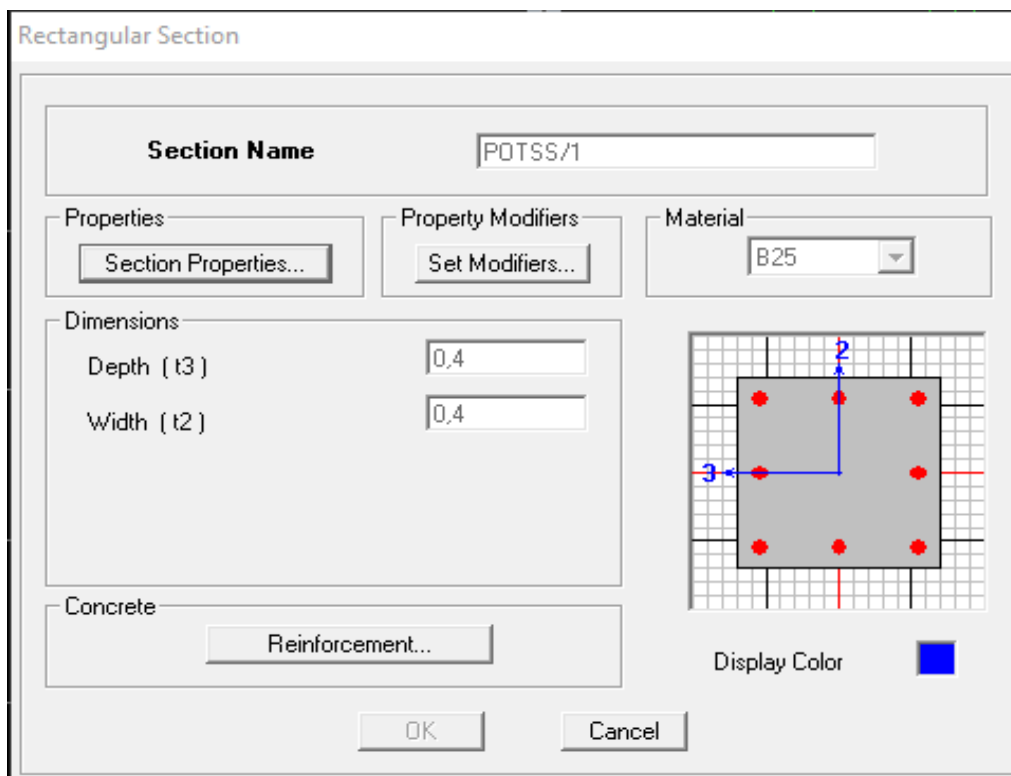
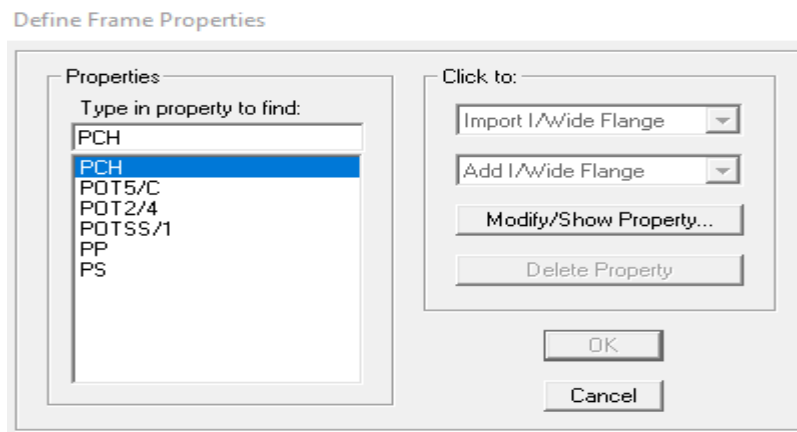
Material Property Data

Material Name	B25	Display Color	Color	
Type of Material		Type of Design		
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design		
		Concrete		
Analysis Property Data				
Mass per unit Volume	2,5	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)		
Weight per unit Volume	25,	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,	
Modulus of Elasticity	32164200,	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,	
Poisson's Ratio	0,2	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		
Shear Modulus	13401750,	Shear Strength Reduc. Factor		
OK		Cancel		

IV.3.3.Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments(Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**  , On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.



L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

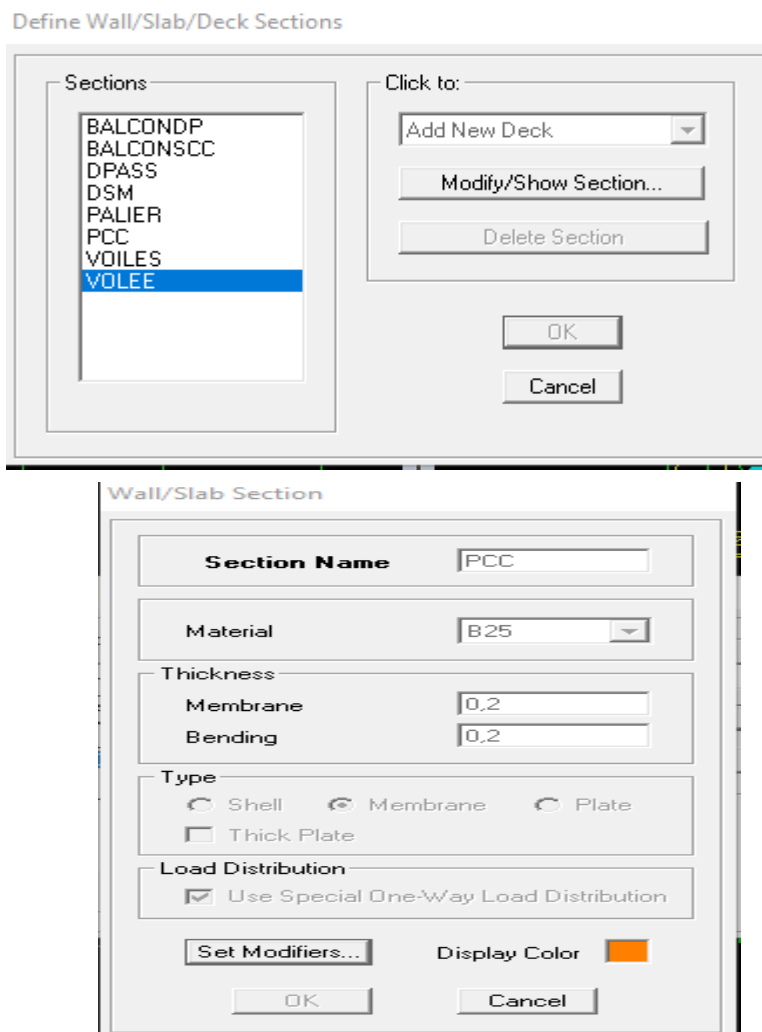
Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfacciques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define → **wall/slab/decksection** → **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile


Define → **wall/slab/decksection** → **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher



- **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 clique sur le bouton 

Une fenêtre (**properties of object**) → **None** → on choisit le nom de la section (pot30 30 par exemple) on valide

- Pour les poutres et les voiles

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton 

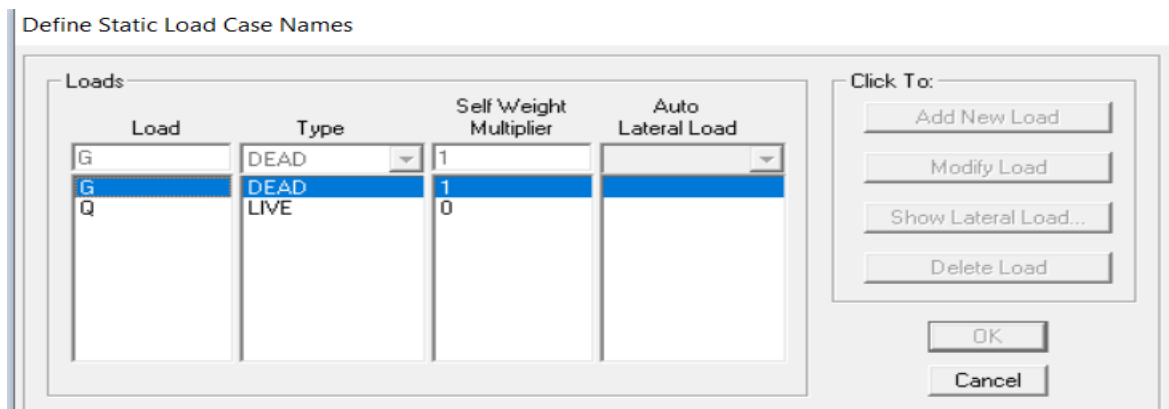
pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

IV.3.4. Quatrième étape

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ)**

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases**




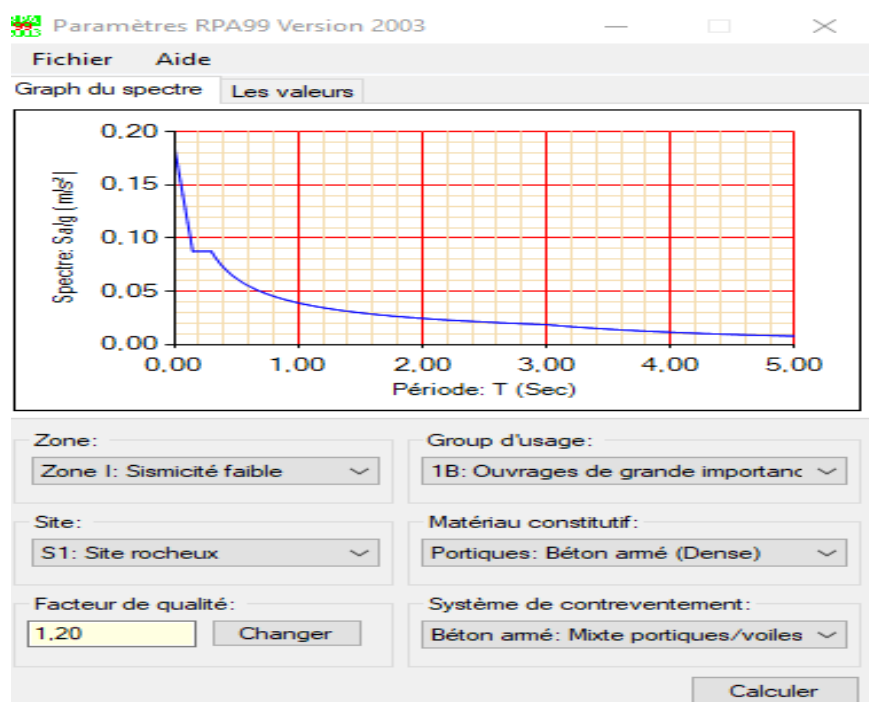
- **Charge dynamique(E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

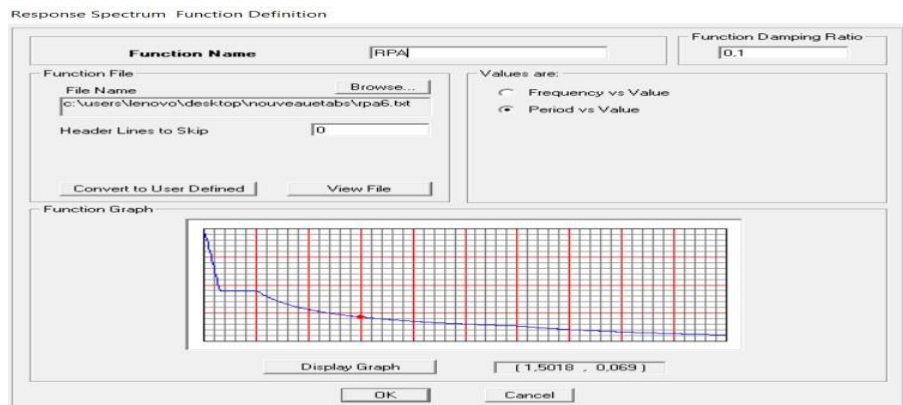
Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(**Sa/g**) Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- Données à introduire dans le logiciel :
 - Zone : III
 - Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
 - Coefficient de comportement : $R=5$ (Mixte portiques/voiles)
 - Remplissage : Béton armé /Maçonnerie
 - Site : S3 (site meuble)
 - Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\sum Q_p=1,2$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône : 



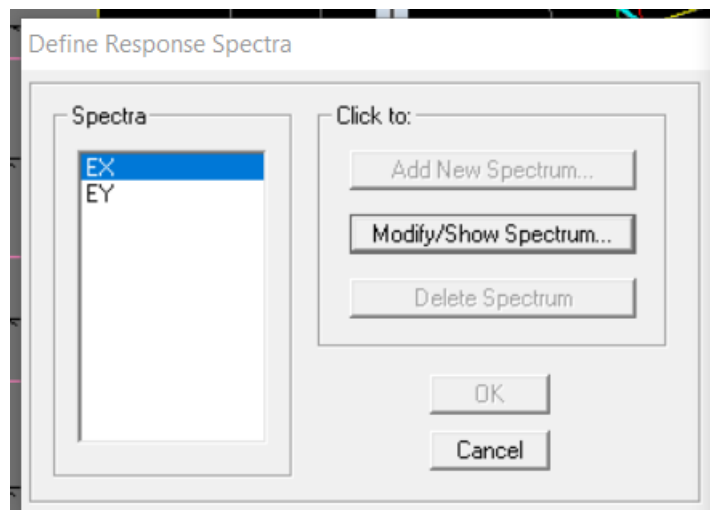
Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :
Define→**Response Spectrum Functions** →**Add Spectrum from file**



Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement E_x et E_y (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases → **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux directions principales sont U_1 et U_2 .



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	10,
U2		
UZ		

Excitation angle
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	10,
UZ		


Excitation angle
 Override Diaph. Eccen.

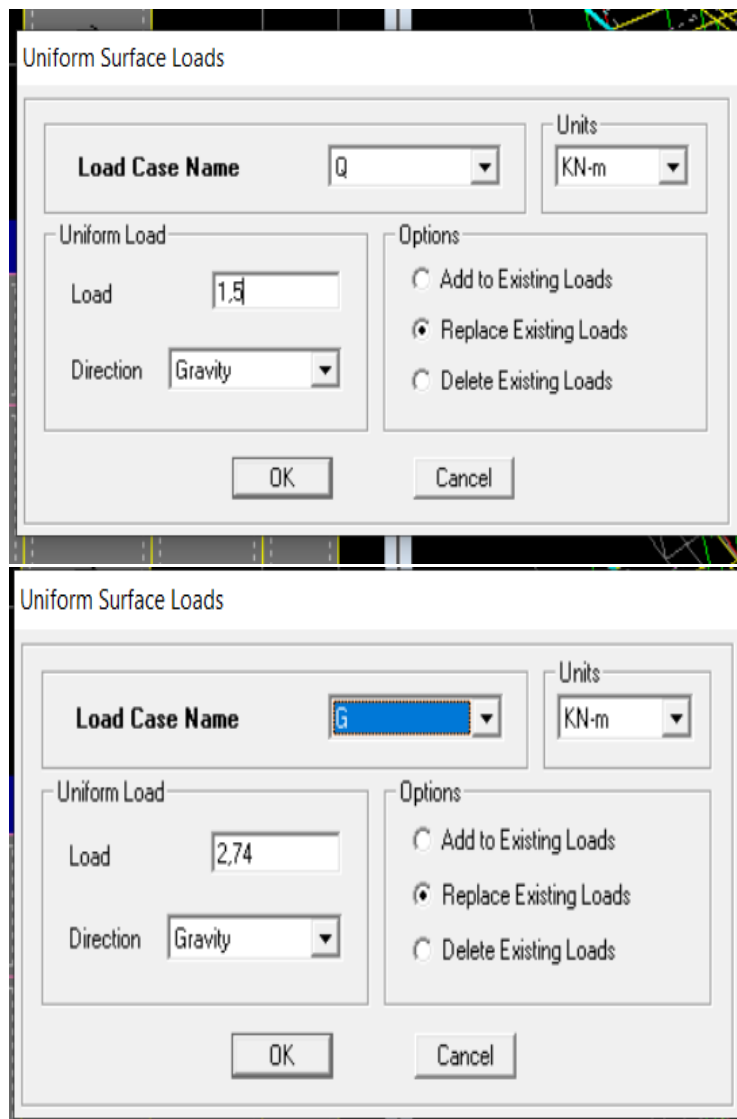
IV.3.5. Cinquième étape

Chargement du plancher

- **Étapes du chargement**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/Area loads** → **Uniform...ousur** 



FigIV.11 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.3.6. Sixième étape

- **Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaison à (ELU/ELS)**

- **ELU** : 1,35 G + 1,5 Q

- ELS : $G + Q$

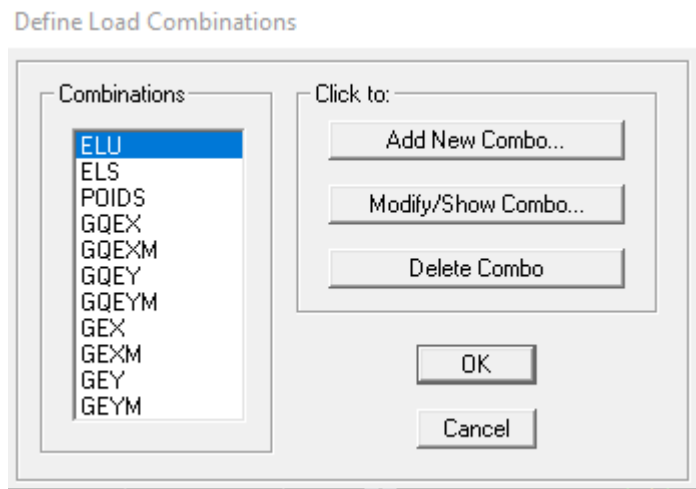
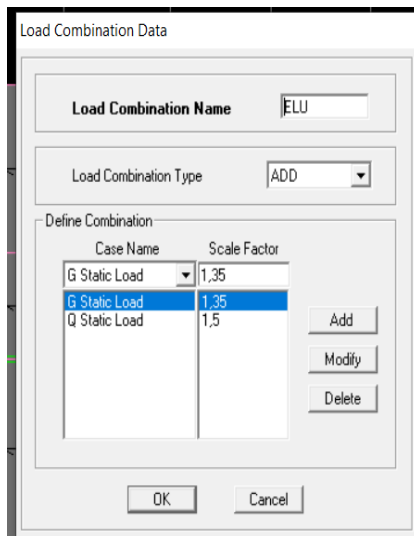
• **Combinaisons du RPA**

- GQ E: $G + Q \pm E$

- 0,8GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Comb**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

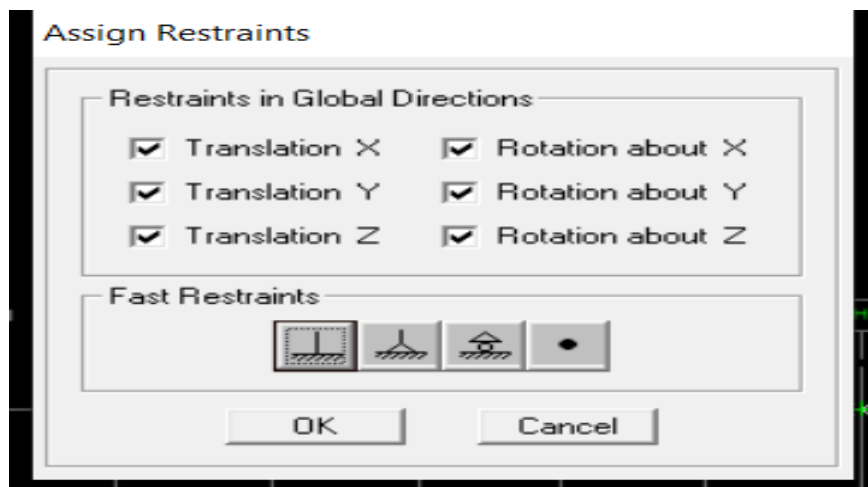
IV.3.7. Septième étape

- **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**
 - **Appuis**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints** ou





- **Diaphragme**

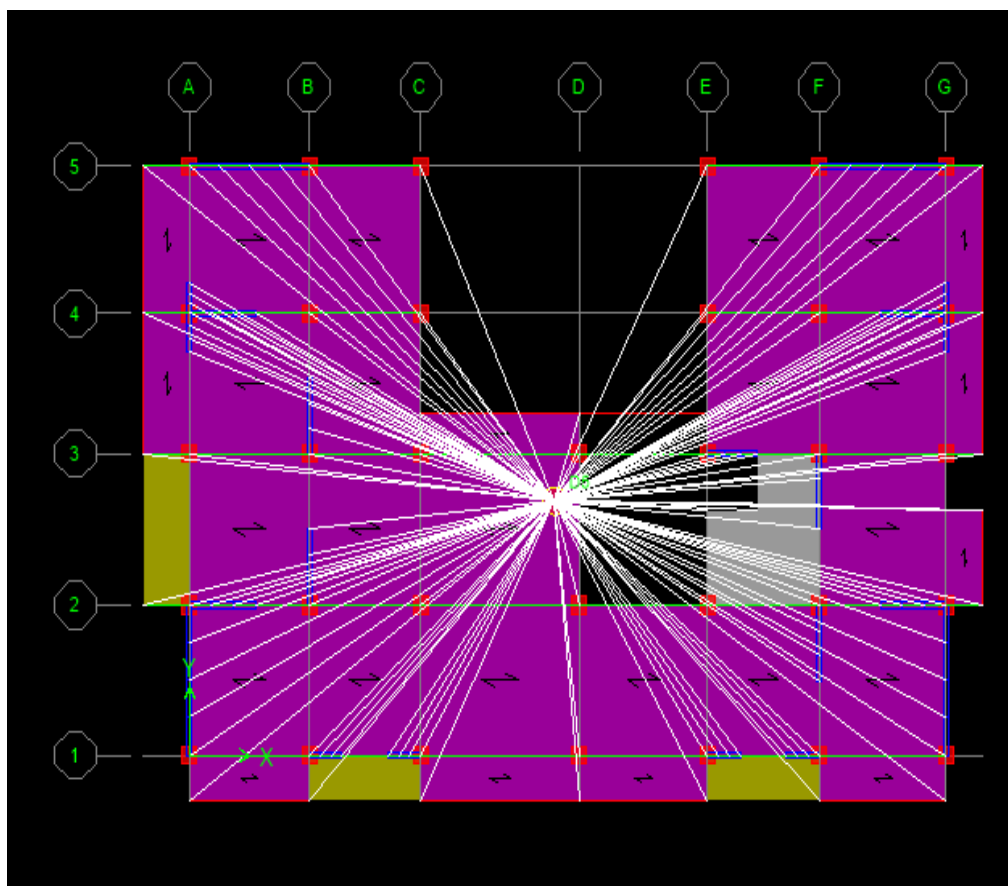
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** où



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

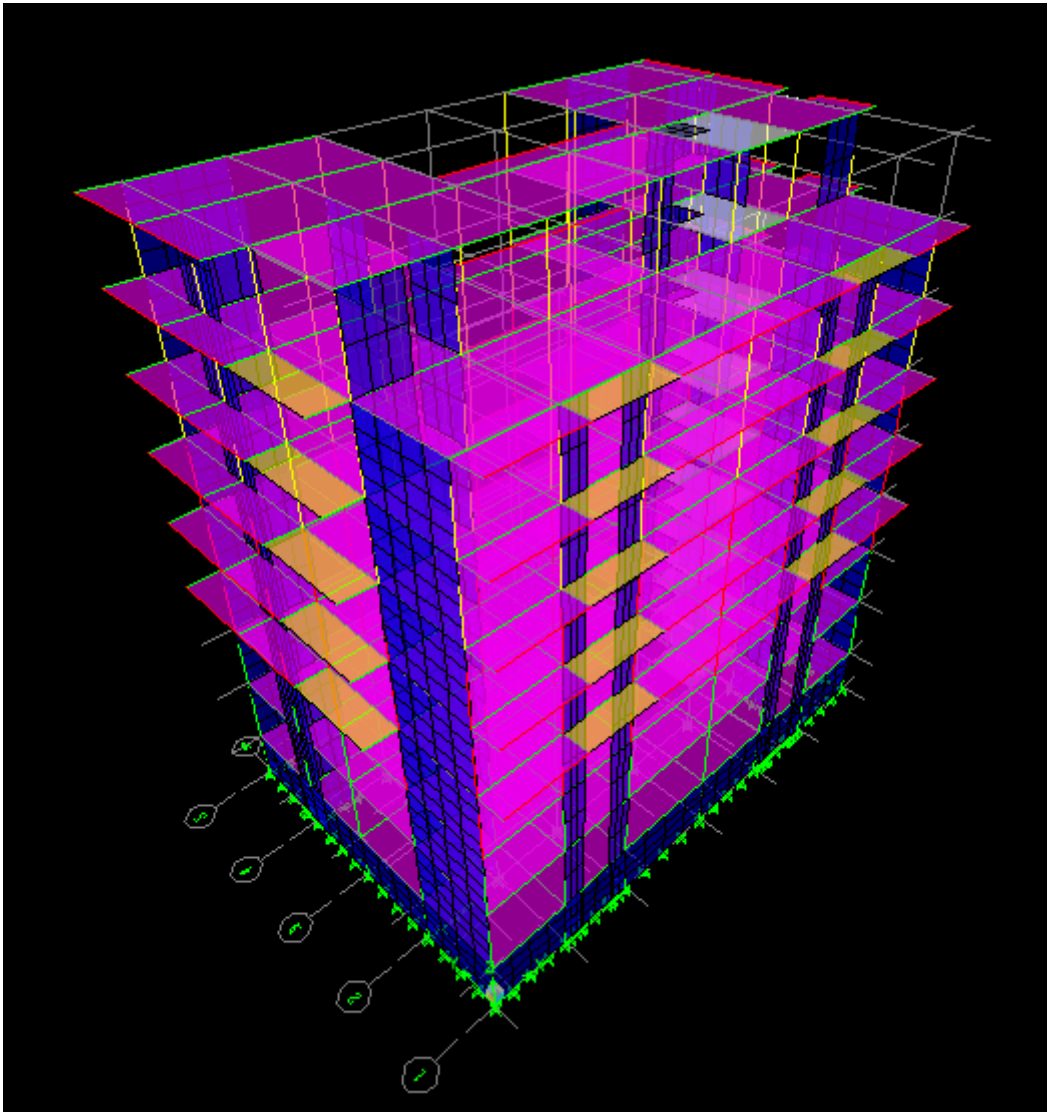


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.8. Huitième étape

- **Analyse et visualisation des résultats**

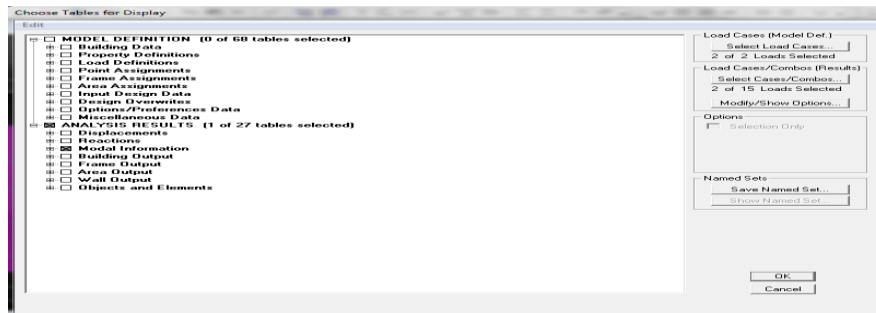
Pour le lancement de l'analyse : **Analyze**→**Run**→**Analysis**



➤ **Visualisation des résultats**

- **Période et participation modale**


Dans la fenêtre **Display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Memberforces/Stresses Diagram** dans  le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres**

- **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables** → **frame out put** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, **Area** → **Out put** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche «**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**EX ou EY Effort tranchant de niveau**» : Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZD ans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** ou **EY** Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque : En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

CHAPITRE V. Vérification des condition de RPA

V.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. La période empirique T.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Vérification de l'excentricité
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

V.2. Vérification de la période empirique T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numérique.

Donc la valeur trouvée dans ETABS :

TEtabs=0.75s.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

Tempirique = CThN^{3/4}

hn : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n dans notre cas hn = 27.05 m.

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas **CT=0.05.**

T= 0,05x (27.05)^{3/4} = **0,59 s**

Selon l'article (4.24 du RPA99 version 2003)

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{\text{tab}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$

$0.74 < 0.77s$ -----> CV

V.3. Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,758142	57,4277	0,4923	0,0000	57,4277	0,4923	0,0000	0,7258	80,7459	9,2105
	2	0,687374	0,5057	65,5458	0,0000	57,9334	66,0381	0,0000	97,4143	0,7160	0,0220
	3	0,550085	8,0970	0,0212	0,0000	66,0304	66,0593	0,0000	0,0365	12,8169	57,1187
	4	0,202262	11,0418	0,0218	0,0000	77,0721	66,0811	0,0000	0,0017	2,1248	2,0735
	5	0,173284	0,0158	14,6036	0,0000	77,0879	80,6846	0,0000	1,1384	0,0028	0,0030
	6	0,128136	3,6178	0,0001	0,0000	80,7057	80,6847	0,0000	0,0000	0,9150	12,3653
	7	0,096402	2,7860	0,0260	0,0000	83,4917	80,7107	0,0000	0,0023	0,5809	1,6399
	8	0,087814	0,0503	4,6609	0,0000	83,5421	85,3716	0,0000	0,3793	0,0106	0,0002
	9	0,064130	3,3521	0,0754	0,0000	86,8942	85,4470	0,0000	0,0038	0,5816	0,3327
	10	0,056062	0,0348	2,7783	0,0000	86,9290	88,2253	0,0000	0,1017	0,0033	0,6933
	11	0,055357	0,0093	0,6768	0,0000	86,9383	88,9021	0,0000	0,0261	0,0053	3,6316
	12	0,043334	2,2461	0,0057	0,0000	89,1844	88,9078	0,0000	0,0001	0,3284	0,0014
	13	0,038544	0,0000	2,3067	0,0000	89,1844	91,2145	0,0000	0,0628	0,0000	0,0377
	14	0,035638	0,1196	0,0163	0,0000	89,3040	91,2308	0,0000	0,0006	0,0170	2,5540
	15	0,031748	1,3117	0,0011	0,0000	90,6157	91,2320	0,0000	0,0000	0,1710	0,0005

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,758142	57,4277	0,4923	0	57,4277	0,4923	0	0,7258	80,7459	9,2105
2	0,687374	0,5057	65,5458	0	57,9334	66,0381	0	97,4143	0,716	0,022
3	0,550085	8,097	0,0212	0	66,0304	66,0593	0	0,0365	12,8169	57,1187
4	0,202262	11,0418	0,0218	0	77,0721	66,0811	0	0,0017	2,1248	2,0735
5	0,173284	0,0158	14,6036	0	77,0879	80,6846	0	1,1384	0,0028	0,003
6	0,128136	3,6178	0,0001	0	80,7057	80,6847	0	0	0,915	12,3653
7	0,096402	2,786	0,026	0	83,4917	80,7107	0	0,0023	0,5809	1,6399
8	0,087814	0,0503	4,6609	0	83,5421	85,3716	0	0,3793	0,0106	0,0002
9	0,06413	3,3521	0,0754	0	86,8942	85,447	0	0,0038	0,5816	0,3327
10	0,056062	0,0348	2,7783	0	86,929	88,2253	0	0,1017	0,0033	0,6933
11	0,055357	0,0093	0,6768	0	86,9383	88,9021	0	0,0261	0,0053	3,6316
12	0,043334	2,2461	0,0057	0	89,1844	88,9078	0	0,0001	0,3284	0,0014
13	0,038544	0	2,3067	0	89,1844	91,2145	0	0,0628	0	0,0377
14	0,035638	0,1196	0,0163	0	89,304	91,2308	0	0,0006	0,017	2,554
15	0,031748	1,3117	0,0011	0	90,6157	91,232	0	0	0,171	0,0005
16	0,02872	0,009	1,4862	0	90,6247	92,7181	0	0,0279	0,0012	0,0264
17	0,026035	0,1121	0,0031	0	90,7367	92,7212	0	0,0001	0,0145	1,4196
18	0,025428	0,9692	0,0049	0	91,7059	92,7261	0	0,0001	0,1167	0,0015
19	0,023453	0,0069	1,4267	0	91,7129	94,1528	0	0,0208	0,0008	0,0058

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 15 ($90.6157 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 13 ($91.2145 \geq 90\%$).

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir de le 10eme mode :

- Sens x-x : **57.427%** une translation suivant x.
- Sens y-y : **65.545%** une translation suivant y.
- Sens z-z : **57.118%** une rotation suivante z.

Donc la condition du RPA est vérifiée.

V.4. Etude de contreventement

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.7.0

- Sens x-x :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25,1732	0
End Point	-3,1602	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,0065	1,6892	0,	180,1047

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4226,9337	326,7851	60,9988	0,	0,	0,
Moment	5732,3517	66257,6	29200,3672	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25,5876	0
End Point	-3,212	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1878	0,9899	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3980,2172	305,8167	458,4483	0,	0,	0,
Moment	3946,7036	48049,388	27887,1368	0,	0,	0,

Close Refresh

On a4226.9337 → 100%

3980.2172 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3980.2172 \times 100}{4226.9337} = 94\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=94%

Effort repris par les portiques=6%

- Sens y-y

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,0367	0
End Point	-4,5831	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,2268	1,4561	0,	178,9949

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	318,0605	4456,0541	588,393	0,	0,	0,
Moment	46982,131	15316,114	26066,6283	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,0367	0
End Point	-4,5831	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,2268	1,4561	0,	178,9949

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	315,0951	4722,4924	588,1965	0,	0,	0,
Moment	81556,302	5444,9615	28066,7902	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 4722.4924 → 100%

4456.0541 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{4456.0541 \times 100}{4722.4924} = 94\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=94%

Effort repris par les portiques=6%

- ELS

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 24,8106 Y: 0

End Point X: -5,3875 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 9,7116 Y: 1,0676 Z: 0 Angle: 179,3121

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-9,9574	-17,6849	-21919,217	0,	0,	0,
Moment	124204,329	-32743,25	-594,6807	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 24,8106 Y: 0

End Point X: -5,3875 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 9,7116 Y: 1,0676 Z: 0 Angle: 179,3121

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,6172	0,6208	-44891,26	0,	0,	0,
Moment	267797,627	-60408,4	-1,7792	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 44891.26 → 100%

21919.217 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{21919.217 \times 100}{44891.26} = 48\%$$

Effort repris par les voiles=48%

Effort repris par les portiques=52%

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$ D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse

V.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0.80 V \quad (\text{Art 4.3.6 de RPA})$$

V_t : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

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.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux...etc.).

W : poids de la structure.

- **Application**

A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On a : zone III et groupe d'usage c'est 2 $A = 0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 RPA

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau: Valeurs de T1 et T2

T₁(S3) = 0,15 sec

T₂(S3) = 0,5 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(\rho + \xi)} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide, on prend

$$\zeta = 10 \%$$

$$D'où \eta = 0.76 > 0.7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = \min\left(CT h_n^{3/4}, \frac{0.09 h n}{\sqrt{Dx}}\right)$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N . CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version 2003. Dans notre cas $CT=0.05$

- Suivant x-x

$$T = \min\left(0.05 \times (27.05)^{3/4}; \frac{0.09 \times 27.05}{\sqrt{23.09}}\right) = \min(0.59; 0.51) = \mathbf{0.51}$$

- Suivant y-y

$$T = \min\left(0.05 \times (27.05)^{3/4}; \frac{0.09 \times 27.05}{\sqrt{15.65}}\right) = \min(0.59; 0.61) = \mathbf{0.59}$$

$$\rightarrow T = \mathbf{0.51}$$

D'où le facteur d'amplification dynamique moyen D est :

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} = (2.5 * 0.76)(0.5/0.74)^{2/3}$$

$$D = \mathbf{1.46}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, pour une structure en béton armé à contreventement par voiles $\rightarrow R = \mathbf{3.5}$

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante $Q = \sum^1 P_{qi} + 1$

Critère q	Observé	pq
1. condition minimale sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.2		

Tableau V.3 : facteur de qualité de la structure

W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i =$

$W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum W_i W_{Gi}$:

Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

B : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation :

$\beta=0.20$ $W=37304.34$ KN

Story	Load	Loc	P
COMBLE	POIDS	Bottom	3688,24
ET6	POIDS	Bottom	8572,66
ET5	POIDS	Bottom	13412,68
ET4	POIDS	Bottom	18359,99
ET3	POIDS	Bottom	23307,31
ET2	POIDS	Bottom	28254,62
ET1	POIDS	Bottom	32623,11
RDC	POIDS	Bottom	37080,98
SSOL	POIDS	Bottom	42072,82

Story	Load	Loc	P	VX	VY	S
COMBLE	EX	Bottom		0	848,09	78,18
ET6	EX	Bottom		0	1736,64	140,7
ET5	EX	Bottom		0	2371,3	194,31
ET4	EX	Bottom		0	2882,75	240,48
ET3	EX	Bottom		0	3330,76	278,81
ET2	EX	Bottom		0	3718,85	301,58
ET1	EX	Bottom		0	3983,01	315,56
RDC	EX	Bottom		0	4169,21	329,46
SSOL	EX	Bottom		0	4333,78	335,08
G	H	I	J	K	L	
Story	Load	Loc	P	VX	VY	S
COMBLE	EY	Bottom		0	67,98	1146,11
ET6	EY	Bottom		0	134,22	2075,56
ET5	EY	Bottom		0	189,29	2796,44
ET4	EY	Bottom		0	236,64	3370,16
ET3	EY	Bottom		0	276,62	3870,4
ET2	EY	Bottom		0	301	4310,38
ET1	EY	Bottom		0	316,29	4615,89
RDC	EY	Bottom		0	330,58	4829,26
SSOL	EY	Bottom		0	335,08	4958,5

- Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 1.2 \times 1.46 \times 42072.82}{3.5} = 5265.11 \text{ KN}$$

	Sens x-x :	Sens y-y :
A	0,25	0,25
R	3.5	3.5
Q	1,2	1,2
D	1,46	1,46
W	42072.82KN	42072.82KN

Sens	Vcalculé (KN)	0.8 × Vcalculé	VETABS	Condition
X-X	5265.11	4212.08	4333.78	C V
Y-Y	5265.11	4212.08	4958.50	C V

V.6. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 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.

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (formule 4-20 de RPA 99).

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
COMBLE	D10	EX	0,0252	0,0021	0	0	0	0,00137
ET6	D9	EX	0,0247	0,0019	0	0	0	0,00122
ET5	D8	EX	0,0212	0,0016	0	0	0	0,00105
ET4	D7	EX	0,0173	0,0013	0	0	0	0,00086
ET3	D6	EX	0,0132	0,001	0	0	0	0,00066
ET2	D5	EX	0,0092	0,0007	0	0	0	0,00046
ET1	D4	EX	0,0053	0,0004	0	0	0	0,00027
RDC	D3	EX	0,0022	0,0002	0	0	0	0,00011
SSOL	D2	EX	0,0002	0	0	0	0	0,00001

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	F
COMBLE	D10	EY	0,0021	0,0273	0	0	0	0,00049	
ET6	D9	EY	0,0029	0,0242	0	0	0	0,00043	
ET5	D8	EY	0,0026	0,0204	0	0	0	0,00036	
ET4	D7	EY	0,0021	0,0165	0	0	0	0,0003	
ET3	D6	EY	0,0016	0,0125	0	0	0	0,00023	
ET2	D5	EY	0,0012	0,0086	0	0	0	0,00016	
ET1	D4	EY	0,0007	0,0051	0	0	0	0,00009	
RDC	D3	EY	0,0003	0,0022	0	0	0	0,00004	
SSOL	D2	EY	0	0,0003	0	0	0	0	

Story	$\delta_x(m)$	R	δ_k	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_y(m)$	R	δ_k	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h(m)	Condition
COMBLE	0.0252	3.5	0.0882	0.0017	0.0273	3.5	0.0955	0.0108	0.0306	CV
ET6	0.0247	3.5	0.0864	0.0122	0.0242	3.5	0.0847	0.0133	0.0306	CV
ET5	0.0212	3.5	0.0742	0.0136	0.0204	3.5	0.0714	0.0136	0.0306	CV
ET4	0.0173	3.5	0.0605	0.0143	0.0165	3.5	0.0577	0.0140	0.0306	CV
ET3	0.0132	3.5	0.0462	0.0140	0.0125	3.5	0.0437	0.0136	0.0306	CV
ET2	0.0092	3.5	0.0322	0.0136	0.0086	3.5	0.0301	0.0122	0.0306	CV
ET1	0.0053	3.5	0.0185	0.0108	0.0051	3.5	0.0178	0.0101	0.0306	CV
RDC	0.0022	3.5	0.0077	0.007	0.0022	3.5	0.0077	0.0066	0.0323	CV
S SOL	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.0003	3.5	0.0010	0.0010	0.0240	CV

Tableau V.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

V.7. Vérification de l'exentricité

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SSOL	D2	10,697	7,255	10,697	7,255	11,528	7,404
RDC	D3	11,291	7,151	11,291	7,151	11,511	7,389
ET1	D4	11,289	7,095	11,289	7,095	11,502	7,356
ET2	D5	11,184	6,784	11,184	6,784	11,485	7,211
ET3	D6	11,184	6,784	11,184	6,784	11,464	7,198
ET4	D7	11,18	6,776	11,18	6,776	11,442	6,989
ET5	D8	11,177	6,769	11,177	6,769	11,418	6,995
ET6	D9	11,153	6,869	11,153	6,869	11,39	7,065
COMBLE	D10	11,202	9,528	11,202	9,528	11,311	9,796

D'après le **RPA99/version 2003 (article4.3)**

On doit vérifier que : $|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x$ (sens X)

$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y$ (sens Y)

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	condition
SSOL	SSOL	10.697	7.225	11.528	7.404	0.831	0.149	1.154	0.782	CV
RDC	RDC	11.291	7.151	11.511	7.389	0.220	0.238	1.154	0.782	CV
ET1	ET1	11.289	7.095	11.502	7.356	0.213	0.261	1.154	0.782	CV
ET2	ET2	11.184	6.784	11.485	7.211	0.301	0.427	1.154	0.782	CV
ET3	ET3	11.184	6.784	11.464	7.198	0.280	0.414	1.154	0.782	CV
ET4	ET4	11.180	6.776	11.442	6.989	0.262	0.213	1.154	0.782	CV
ET5	ET5	11.177	6.769	11.418	6.995	0.241	0.226	1.154	0.782	CV
ET6	ET6	11.153	6.869	11.390	7.065	0.237	0.196	1.154	0.782	CV
COMBLE	COMBLE	11.202	9.528	11.311	9.796	0.109	0.268	1.154	0.782	CV

Tableau V.5: Centre de torsion et centre de masse de la structure.

V.8. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

$\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1-\theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

➤ Sens x-x

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}	Condition
COMBLE	3688.24	3.06	0.0017	848.09	0.002	CV
ET6	8572.66	3.06	0.0122	1736.64	0.019	CV
ET5	13412.68	3.06	0.0136	2371.3	0.025	CV
ET4	18359.99	3.06	0.0143	2882.75	0.029	CV
ET3	23307.31	3.06	0.0140	3330.76	0.032	CV
ET2	28254.62	3.06	0.0136	3718.85	0.033	CV
ET1	32623.11	3.06	0.0108	3983.01	0.029	CV
RDC	37080.98	3.23	0.007	4169.21	0.019	CV
SSOL	42072.82	2.40	0.0007	4333.78	0.002	CV

Tableau V.6: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens x-x.

➤ Sens y-y

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{kx} (m)	V _{kx} (m)	θ _{kx}	Condition
COMB	3688.24	3.06	0.0108	1146.11	0.011	CV
ET6	8572.66	3.06	0.0133	2075.56	0.017	CV
ET5	13412.68	3.06	0.0136	2796.44	0.021	CV
ET4	18359.99	3.06	0.0140	3370.16	0.024	CV
ET3	23307.31	3.06	0.0136	3870.40	0.026	CV
ET2	28254.62	3.06	0.0122	4310.38	0.026	CV
ET1	32623.11	3.06	0.0101	4615.89	0.023	CV
RDC	37080.98	3.23	0.0066	4829.26	0.015	CV
SSOL	42072.82	2.40	0.0010	4950.5	0.003	CV

Tableau V.7 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

V.9. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

(RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :
$$V = \frac{Nd}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

- **Pour les poteaux de (50X50)**

Nd = 1885.83 KN

$$V = 1885. \frac{83}{50 \times 50 \times 2.5} = 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (45X45)**

Nd = 1172 KN

$$V = \frac{1172}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.23 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (40x40)**

Nd = 563 KN

$$V = \frac{563}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.14 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VI. Ferrailage des éléments

Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée. Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.1. Ferrailage Poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

	f_e (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_c	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal

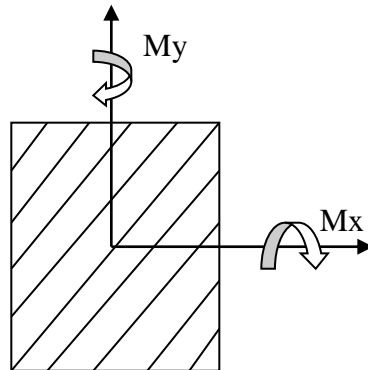


Figure VI-1 : les moments dans les poteaux.

➤ Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } \quad G+Q \end{array} \right\} \text{BAEL91}$$

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \quad \text{RPA 2003} \\ 0,8G \pm E \quad \text{RPA 2003} \end{array} \right\} \text{RPA99/version 2003(Article 5.2)}$$

- Recommandation du RPA 2003

a- Armatures longitudinales :RPA 2003art(7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 20 cm en zone III.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de 0,9% en zone III

- Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante 6% en zone de recouvrement

Section des poteaux(cm ²)	Pourcentage minimale $A_{min}=0.9\% \cdot b \times h$	Pourcentage maximale(cm ²)	
		Zonede recouvrement $A_{max}=6\% \cdot b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \cdot b \times h$
(50×50)	22.5	150	75
(45×45)	18.22	121.5	60.75
(40×40)	14.4	96	48

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

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.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.1)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élançement géométrique de poteau : $(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b})$

Avec :

- a et b : dimensions de la section droit de poteau dans la direction de déformation considéré
- L_f : longueur de flambement du poteau $L_f=0.7 \times L_0$
- L_0 : Longueur libre du poteau.
- St : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:
 - ✓ Dans la zone nodale : $St \leq 10\text{cm}$ en zone III
 - ✓ Dans la zone courante : $St \leq \min(\frac{h}{2}; \frac{b}{2}; 10\emptyset)$

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \emptyset 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 minimale $\frac{A_t}{St \times b}$ en(%)est donnée comme suite :

- | | |
|---|--|
| { | 0.3% \longrightarrow Si $\lambda_g \geq 5$ |
| | 0.8% \longrightarrow Si $\lambda_g \leq 3$ |
| | Interpolation entre les valeurs limites précédentes \longrightarrow Si $3 < \lambda_g < 5$ |

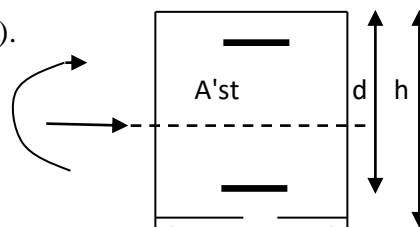
- Calcul du ferraillage à L'ELU

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

calcul de centre de pression : $e = \frac{Mu}{Nu}$



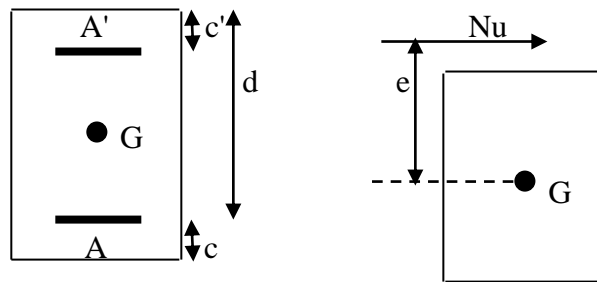
1- Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{aligned} e = \frac{Mu}{Nu} &\geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf &\leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h \times f_{bc} \end{aligned} \right.$$

Avec : Mf : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$Mf = Mu + Nu \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



FigVI.1 : section partiellement comprimée (S.P.C)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

✓ Si $\mu < \mu_l = 0.392$ → la section est simplement armée (SSA) → β

$$A_{stl} = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_{sc} = 0$$

D'où la section réel est :

$$A_{st} = A_{stl} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} \quad Nu : \text{effort de compression}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \frac{Nu}{\sigma_{st}} \quad Nu : \text{effort de traction}$$

$$\text{Si } A_{st} \text{ est négative } A_{st} \geq \left(\frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \right)$$

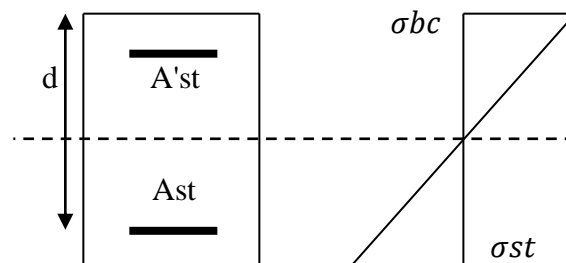
✓ Si $\mu > \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivant

On calcule :

$$Mr = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = Mf - Mr$$



Mr : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'st = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

La section réelle d'armature est : $A'_{st} = A' ; A_{st} = A_{stl} - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu.(d-c') - Mf \geq (0.337-0.81\frac{c'}{h}) \times b \times h \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

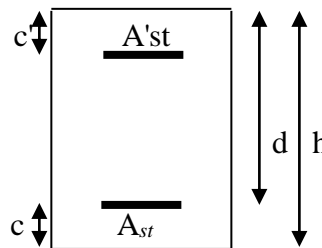
❖ **1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :**

✓ Si : $Nu.(d-c') - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times bh^2 \times f_{bu} \longrightarrow A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0 .$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{N-100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100 \sigma_{st}} ; A'_{st} = 0$

$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100Mu}{100 \times bh^2 \times f_{bu}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$



❖ **2^{ème} Cas: S.D.A (Section Doublement Armée) :**

✓ Si : $Nu.(d-c') - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times bh^2 \times f_{bu}$

Les section d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{Mu - (d - \frac{h}{2}) \times bh \times f_{bu}}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{Nu - bh \times f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$

✓ Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcule ce fera a l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armatures sera.

$A_{st} = \frac{Nu - B \times f_{bu}}{\sigma_{st}} .$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

3) Section entièrement tendue (S.E.T)

e_u : Le centre de pression ce trouve entre les armature .

N_u : Effort de traction.

$$A'st = Nu \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} - A'st$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPA}$$

- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

Exemple de calcul manuel

▪ Poteaux 50×50

$$N = 1928.89 \quad ; \quad M = -7.729$$

$$e = \frac{M}{N} = -0.004 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.22$$

$$Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337h - 0.81c') \times b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$Mf = Mu + Nu \cdot \left(\frac{h}{2} - c'\right) = -7.729 + 1928.89 \times \left(\frac{0.50}{2} - 0.03\right) \longrightarrow Mf = 416.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification de la 1ère condition : } Nu \times (d - c') - Mf \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$d = h - c' = 0.50 - 0.03 \longrightarrow d = 0.47 \text{m}$$

$$Nu \times (d - c') - Mf = 1928.89 \times (0.47 - 0.03) - 416.62 = 432.08 \text{ KN.m} \dots \dots (1)$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \cdot h \cdot f_{bu} = [(0.337 \times 0.50) - (0.81 \times 0.03)] \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \cdot h \cdot f_{bu} = 511.91 \text{ KN.m}$$

$$(1) < (2) \implies \text{Condition vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{416.62 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.265$$

$$\mu_f = 0.265 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SPA)} \longrightarrow \beta = 0.843$$

➤ Les armatures fictives A_f

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{416.63 \times 10^5}{0.843 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 30.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 30.21 - \frac{1928.89 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 25.21 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante : $A_s = A_{min} = 0.23 \times \frac{ft28}{fe} \times \frac{es-0.445 \times d}{es-0.185 \times d} \times b \times d$

Avec : $es = \frac{Ms}{Ns}$ Ms, Ns : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service

Zone	Sollicitation	Effort normale (KN)	Moment (KN.m)	A _{min} (cm ²)
ZoneI	N _{max} → M _{corr}	1408.1	-5.641	6.64
	N _{min} → M _{corr}	-439.23	15.033	5.7
	M _{max} → N _{corr}	1147.92	41.442	9.62
ZoneII	N _{max} → M _{corr}	1172.7	-5.958	2.52
	N _{min} → M _{corr}	-371.68	12.227	4.56
	M _{max} → N _{corr}	1007.32	27.44	6.21
ZoneIII	N _{max} → M _{corr}	563.6	16.757	6.22
	N _{min} → M _{corr}	-181.27	-13.328	7.75
	M _{max} → N _{corr}	-312.74	20.727	3.05

Tableau VI.3: Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS

➤ **Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous**

Niveau	poteaux	Effort normale (KN)		Moment (KN.m)		Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	Ferrailage	A _{dp} (cm ²)
		N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}						
S/sol, RDC et 1 ^{er}	50×50	N _{max}	1928.89	M _{corr}	-7.729	SEC	0	0	22.5	8HA20	25.13
		N _{min}	-315.81	M _{corr}	9.822	SET	5.18	3.9			
		M _{max}	57.117	N _{corr}	1572.04	SEC	0	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45×45	N _{max}	1605.21	M _{corr}	-8.167	SEC	0	0	18.22	4HA20 + 4HA16	20.6
		N _{min}	-268.5	M _{corr}	8.568	SET	4.49	3.23			
		M _{max}	37.807	N _{corr}	1379.03	SEC	0	0			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et comble	40×40	N _{max}	-771.77	M _{corr}	22.983	SEC	0	0	14.4	8HA16	16.09
		N _{min}	-128.81	M _{corr}	9.35	SET	2.64	1.06			
		M _{max}	28.349	N _{corr}	-429.25	SET	8.57	3.77			

Tableau VI.4 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Remarque

Nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau

- **Zone I** : Sous-sol ;RDC et 1^{er} étage poteaux (50×50)
- **Zone II** : 1^{er} ;2^{ème} et 3^{ème} étage poteaux (45×45)
- **Zone III** : 5^{ème} ;6^{ème} et comble poteaux (40×40)

- Vérifications à l'ELU➤ **Les Armatures transversales (RPA 99/ version 2003 Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

- **Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 modifiées 99 Art A.8.1.3)**

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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

Avec :

\varnothing_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\varnothing 8$

Soit $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

▪ **Espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3))**

$$St \leq \min\{ 15 \varnothing_l^{\min}; 40 \text{ cm}; (a+10) \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min\{ 15 \times 1.6; 40 \text{ cm}; (40+10) \text{ cm} \}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$St \leq 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } St = 20 \text{ cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

$$\text{En zone nodale : } St \leq 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } St \leq \min\{ b/2; h/2; 10\varnothing_1 \} = \min\{ 20; 20; 10 \times 1.6 \}$$

\varnothing_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit : En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St = 16 \text{ cm}$

▪ **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

$$\text{Si : } \lambda g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3\% St \times b1$$

$$\text{Si : } \lambda g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.8\% St \times b1$$

Si : $3 \leq \lambda g \leq 5 \longrightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

λg : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left(\frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

Lf : la longueur de flambement ($Lf = 0.7 \times L_0$) avec : (L_0 : hauteur libre du poteau)

Poteaux	Hauteur	Lf	λg	Armatures transversales (cm ²)		$A_{adoptée}$ (cm ²)	Observation
				Zone courante St = 16cm	Zone nodale St = 10cm		
50×50	240	168	3.36	2.5	1.6	3.14	C.V
50×50	323	226.1	4.522	1.9	1.2	3.14	C.V
50×50	306	214.2	6.12	1.3	0.8	3.14	C.V
45×45	306	214.2	6.8	0.7	0.5	3.14	C.V
40×40	306	214.2	7.65	0.6	0.4	3.14	C.V

Tableau VI.5 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone.

Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(he/6; b1; h1;60) \quad (\text{Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003}).$$

he : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteau(50×50)	2.40	$h' = \max(\frac{240-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$
	3.23	$h' = \max(\frac{323-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$
	3.06	$h' = \max(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$
Poteau(45×45)	3.06	$h' = \max(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$
Poteau(40×40)	3.06	$h' = \max(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$

Tableau VI.7 : Détermination de la zone nodale.

1) Longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de : **50∅** en zone III

- ✓ Poteau (50×50) : $L_r = 50 \times 2 = 100\text{cm}$
- ✓ Poteau (45×45) : $L_r = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$
- ✓ Poteau (45×45) : $L_r = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$

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

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$\psi = 1.5$ pour les aciers à haut adhérence .

$$-\text{Ø}20 : L_s = 70.47 \text{ cm}$$

$$-\text{Ø}16 : L_s = 56.43 \text{ cm}$$

$$-\text{Ø}16 : L_s = 56.43 \text{ cm}$$

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.

$$-\text{Ø}20 : L_a = 28.19 \text{ cm}$$

$$-\text{Ø}16 : L_a = 22.57 \text{ cm}$$

$$-\text{Ø}16 : L_a = 22.57 \text{ cm}$$

2) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant.

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho d f_{c28} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \rho d = 0.075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Poteau (cm ²)	he (mm)	b=h (mm)	λg	D (mm)	T _u 10 ³ N	τ_{bu} MPA	$\overline{\tau_{bu}}$ MPA	Observation
(50×50)	2.40	500	3.36	470	40.41	0.72	1	C.V
	3.23	500	4.522	470	40.41	0.72	1	C.V
	3.06	500	6.12	470	40.41	0.72	1.875	C.V
(45×45)	3.06	450	6.8	420	22.35	0.12	1.875	C.V
(40×40)	3.06	400	7.65	370	19.31	0.13	1.875	C.V

Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- Vérifications à l'ELS

a. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{st}}$.

Section	Ns (KN)		Ms (KN.m)		σ_{bs}	σ_{bi}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{ss}	σ_{si}	$\overline{\sigma}_d$	OBS
					MPA	MPA	MPA	MPA	MPA	MPA	
(50×50)	Nmax	1408.1	Mcorr	-5.641	4.17	4.49	15	62.8	67	348	C.V
	Nmin	-439.23	Mcorr	15.033	0	0	15	-73.8	-101	348	C.V
	Mmax	41.442	Ncorr	1147.92	4.7	2.36	15	68.4	37.5	348	C.V
(45×45)	Nmax	1172.73	Mcorr	-5.958	4.2	4.67	15	63.5	69.6	348	C.V
	Nmin	-371.68	Mcorr	12.227	0	0	15	-75	-105.4	348	C.V
	Mmax	27.44	Ncorr	1007.32	4.88	2.74	15	71.1	43.3	348	C.V
(40×40)	Nmax	563.62	Mcorr	16.757	3.66	1.76	15	52.7	28.5	348	C.V
	Nmin	-181.27	Mcorr	-13.328	0	0	15	-80.7	-32	348	C.V
	Mmax	20.727	Ncorr	-312.74	0	0	15	-59.3	-135.1	348	C.V

Tableau VI.9 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPA}$$

Conclusion

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est
Comme suit :

	Niveau	Section(cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zonel	S/sol,RDC ,1 ^{er}	(50×50)	8HA20	4HA10
Zonell	2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,4 ^{ème}	(45×45)	4HA20+4HA16	4HA10
Zonelll	5 ^{ème} ,6 ^{ème} ,comble	(40×40)	8HA16	4HA10

Tableau VI.10 : Ferrailage final des poteaux.

VI.2. Ferrailage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- $G+Q$à l'ELS.
- $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003.

➤ Recommandations du RPA version 2003:

A)-Armatures longitudinales :(Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

1) Pourcentage total minimum

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (25 x 35) : $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 35) : $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres de chainages (25 x 35) : $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage total maximum

$A_{max} = 4\%$ (b x h) —————> En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) —————> En zone de recouvrement.

✓ Poutres principales (25 x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaire (25x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

✓ Poutres de chainages (25 x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

-La longueur de recouvrement est de : 50ϕ (zone III).

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois.

B)-Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA / version 2003)

La quantité d'armatures minimales et données par : $A_{min} = 0.003 .St .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$St = \min (h/4 ; 12 \phi) \longrightarrow$ en zone nodale.

$St \leq h/2 \longrightarrow$ en dehors de la zone nodale (courante).

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive

Remarque

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

- Etapes de calcul de ferrailage

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- A_{st} : La section d'armatures tendues.
- A_{sc} : La section d'armatures comprimées

Avec : h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$- f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{MPa}$$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	F_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on Distingue les deux cas suivants :

Calcul du moment réduit limite μ_l :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_l = 0.392 \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \text{RPA99V2003.}$$

En comparaison entre la valeur de μ_l et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

❖ **1^{er} cas** : $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$ Section simplement armée(SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

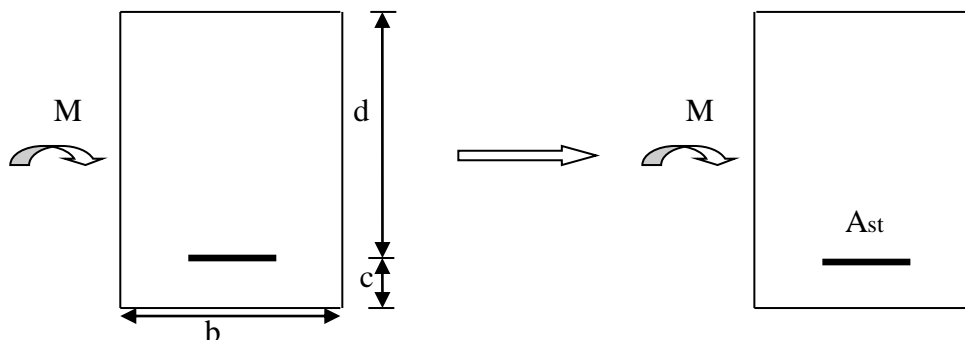


Fig VI.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

❖ 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

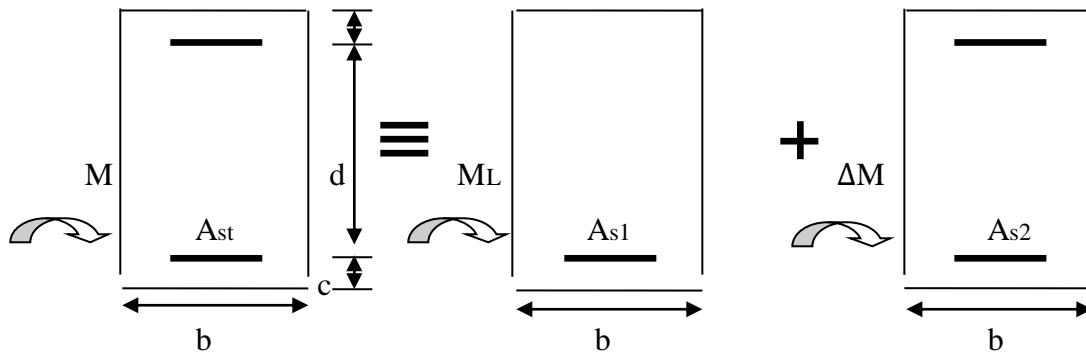


Fig VI.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{ML}{\beta L \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5 \longrightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

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

Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6. 1).

➤ **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Le ferrailage sera fait par zone :

Zone I : Sous-sol ; RDC ; 1^{er} étage

Zone II : 2^{ème} étage ; 3^{ème} étage ; 4^{ème} étage

Zone III : 5^{ème} étage ; 6^{ème} étage ; étage comble

- Le Ferrailage

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage. En raison des coefficients de

sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elU} : Moment max à l'ELU

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont Donnés par le logiciel « **ETABS** » et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel« **SOCOTEC** ».

1) Les efforts internes dans les poutres

Les valeurs extrêmes des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ Poutre principale (25×35)

➤ Aux appuis

	Combainison	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Zone I	ELU	-76.515	8.01	0.966	4.38	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65
Zone II	ELU	-93.449	10.02	0.966	4.38	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65
Zone III	ELU	-95.125	10.42	0.966	4.38	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65

Tableau VI.2 : récapitulatif du ferrailage des poutres principales aux appuis

➤ En travée

	combainison	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Zone I	ELU	57.777	5.82	0.966	4.38	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Zone II	ELU	52.629	5.24	0.966	4.38	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Zone III	ELU	75.784	7.92	0.966	4.38	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Tableau VI.3 : Ferrailage des Poutres Principales en travée.

❖ Poutre secondaire(25×35)

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

➤ Aux appuis

	Combainison	Moment (KN.m)	Acal (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Zone I	ELU	-45.847	4.51	0.966	4.38	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Zone II	ELU	-74.961	7.82	0.966	4.38	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Zone III	ELU	-93.985	10.27	0.966	4.38	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65

Tableau VI.6 : Ferrailage des Poutres secondaires aux appuis.

➤ En travée

	Combainison	Moment (KN.m)	Acal (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Zone I	ELU	32.402	3.11	0.966	4.38	3HA12(fil)+3HA12(chap)	6.78
Zone II	ELU	52.018	5.18	0.966	4.38	3HA12(fil)+3HA12(chap)	6.78
Zone III	ELU	62.276	6.33	0.966	4.38	3HA12(fil)+3HA12(chap)	6.78

Tableau V.7: Ferrailage des Poutres secondaires en travée.

❖ Poutre de chaînage (25×35)

	Combainison	Moment (KN.m)	Acal (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Appuis	ELU	Ma= -18.679	1.75	0.966	4.38	3HA12	3.39
Travée	ELU	Mt = 14.227	1.33	0.966	4.38	3HA12	3.39

Tableau VI.10: Ferrailage des poutres de chaînages.

2) Vérifications à l'ELU

✓ Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

❖ Poutres principales

	Tu(KN)	τu (MPA)	$\bar{\tau u}$ (MPA)	Observation
Zone I	144.06	1.800	3.33	C.V
Zone II	139.95	1.75	3.33	C.V
Zone III	171.87	2.14	3.33	C.V

Tableau VI.12: Vérification des contraintes tangentielles (PP).

❖ Poutres secondaires

	Tu(KN)	τu (MPA)	$\bar{\tau u}$ (MPA)	Observation
Zone I	49.06	0.61	3.33	C.V
Zone II	95.03	1.18	3.33	C.V
Zone III	123.89	1.54	3.33	C.V

Tableau VI.13: Vérification des contraintes tangentielles (PS).

❖ Poutres de chaînages

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{33.62 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 350} = 0.43 \leq \bar{\tau u} = 3.33 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32 BAEL 91)

$$\bar{Tu} \leq Tu = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times fc28}{\gamma b} = \frac{0.9 \times 25 \times 32 \times 25}{1.5} \times 0.4$$

$$\bar{Tu} = 480 \text{ KN}$$

	Tu(KN)	\bar{Tu} (KN)	Observation
Poutres principales	171.87	480	C.V
Poutres secondaires	123.89	480	C.V
Poutres de chaînages	33.62	480	C.V

Tableau VI.14 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32 BAEL 91)

$$\tau se \leq \bar{\tau se} = \Psi_s . ft28 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau se = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \Sigma Ui} \quad \text{Avec : } \Sigma Ui = \eta \times \pi \times \phi$$

Poutre principale : $\Sigma Ui = [(3 \times 16) + (3 \times 14)] \times \pi = 282.6$

Poutre secondaire : $\Sigma Ui = [(3 \times 14) + (3 \times 12)] \times \pi = 244.92$

Poutre de chaînage : $\Sigma Ui = (3 \times 12) \times \pi = 113.04$

	Tu(KN)	τ_{se} (MPA)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPA)	Observation
Poutre principale	171.87	2.11	3.15	C.V
Poutre secondaire	123.89	1.75	3.15	C.V
Poutre de chainage	33.62	1.03	3.15	C.V

Tableau VI.15: Vérification de l'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des armatures (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (\Psi^2) \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA}$$

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que 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.

$$\text{- Pour les HA16 : } L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- Pour les HA14 : } L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{- Pour les HA12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

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 « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A

$$\text{- Pour les HA16 : } L_c = 0.4L_s = 24 \text{ cm}$$

$$\text{- Pour les HA14 : } L_c = 0.4L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{- Pour les HA12 : } L_c = 0.4L_s = 18 \text{ cm}$$

3) Calcul des armatures transversales

$$\phi t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi 1)$$

$\phi 1$: est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\text{Poutres principales : } \phi t \leq \min(35/35 ; 25/10 ; 1.4) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \phi t \leq \min(35/35 ; 25/10 ; 1.2) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Poutre de chainage : } \phi t \leq \min(35/35 ; 25/10 ; 1.2) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour : un cadre } \phi 8 \text{ + épingle} \longrightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales**

- **Zone nodale** : $St \leq \min\left(\frac{ht}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales (25×35) : $St = 8.75\text{cm}$ —————> Soit $St = 8\text{cm}$

- Poutres secondaires (25×35) : $St = 8.75\text{cm}$ —————> Soit $St = 8\text{cm}$

- Poutres de chainages (25×35) : $St = 8.75\text{cm}$ —————> Soit $St = 8\text{cm}$

- **Zone courante** : $St \leq \frac{ht}{2}$

- Poutres principales (25×35) : $St = 17.5\text{cm}$ —————> Soit $St = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires (25×35) : $St = 17.5\text{cm}$ —————> Soit $St = 15\text{cm}$

- Poutres de chainages (25×35) : $St = 17.5\text{cm}$ —————> Soit $St = 15\text{cm}$

✓ **La quantité d'armatures transversales minimale**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003St \times b$$

	At = 0.003St×b		A(calculée) (cm ²)	O.B.S
	En zone nodale	En zone courante		
Poutres principale	0.6	1.125	2.01	C.V
Poutres secondaires	0.6	1.125	2.01	C.V
Poutres de chainages	0.6	1.125	2.01	C.V

Tableau VI.11 : Vérification des quantités d'armatures transversales.

Vérification à L'ELS

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 : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

❖ Poutres principales

		Ms(KN.m)	As(cm ²)	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\overline{\sigma}_s$ (MPA)
ZoneI	Appuis	-55.586	10.65	11.4	196.1	15	348
	Travée	41.915	8.01	9.35	193.2		
ZoneII	Appuis	-68.239	10.65	14	240.8		
	Travée	38.446	8.01	8.57	177.2		
ZoneIII	Appuis	-70.185	10.65	14.4	247.6		
	Travée	57.93	8.01	12.9	267		

Tableau VI.16: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

❖ Poutres secondaires

		Ms(KN.m)	As(cm ²)	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\overline{\sigma}_s$ (MPA)
ZoneI	Appuis	-33.418	8.01	7.45	154	15	348
	Travée	22.603	6.78	5.31	121.9		
ZoneII	Appuis	-54.712	8.01	12.2	252.2		
	Travée	37.949	6.78	8.92	204.6		
ZoneIII	Appuis	-68.184	10.65	14	240.6		
	Travée	45.423	6.78	10.7	245		

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

❖ Poutres de chaînages

	Ms(KN.m)	As(cm ²)	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\overline{\sigma}_s$ (MPA)
Appuis	-13.567	3.39	4.04	141.2	15	384
Travée	10.333	3.39	3.08	105.7		

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC).

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant

		Armatures longitudinales		Armatures transversales	
		En appuis	En travée	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	Zone I	3HA16(fil)+3HA14(chap)	3HA16(fil)+3HA14(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
	Zone II	3HA16(fil)+3HA14(chap)	3HA16(fil)+3HA14(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
	Zone III	3HA16(fil)+3HA14(chap)	3HA16(fil)+3HA14(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
Poutres secondaires	Zone I	3HA14(fil)+3HA12(chap)	3HA12(fil)+3HA12(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
	Zone II	3HA14(fil)+3HA12(chap)	3HA12(fil)+3HA12(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
	Zone III	3HA16(fil)+3HA14(chap)	3HA12(fil)+3HA12(chap)	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8
Poutres de chainages		3HA12	3HA12	Cadre+étrierHA8	Cadre+étrierHA8

Tableau VI.19: Récapitulatif de ferrailage des poutres.

VI.3. Ferrailage des voiles

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales.

Armatures transversales.

- Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003 :
$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G + Q \end{cases}$$

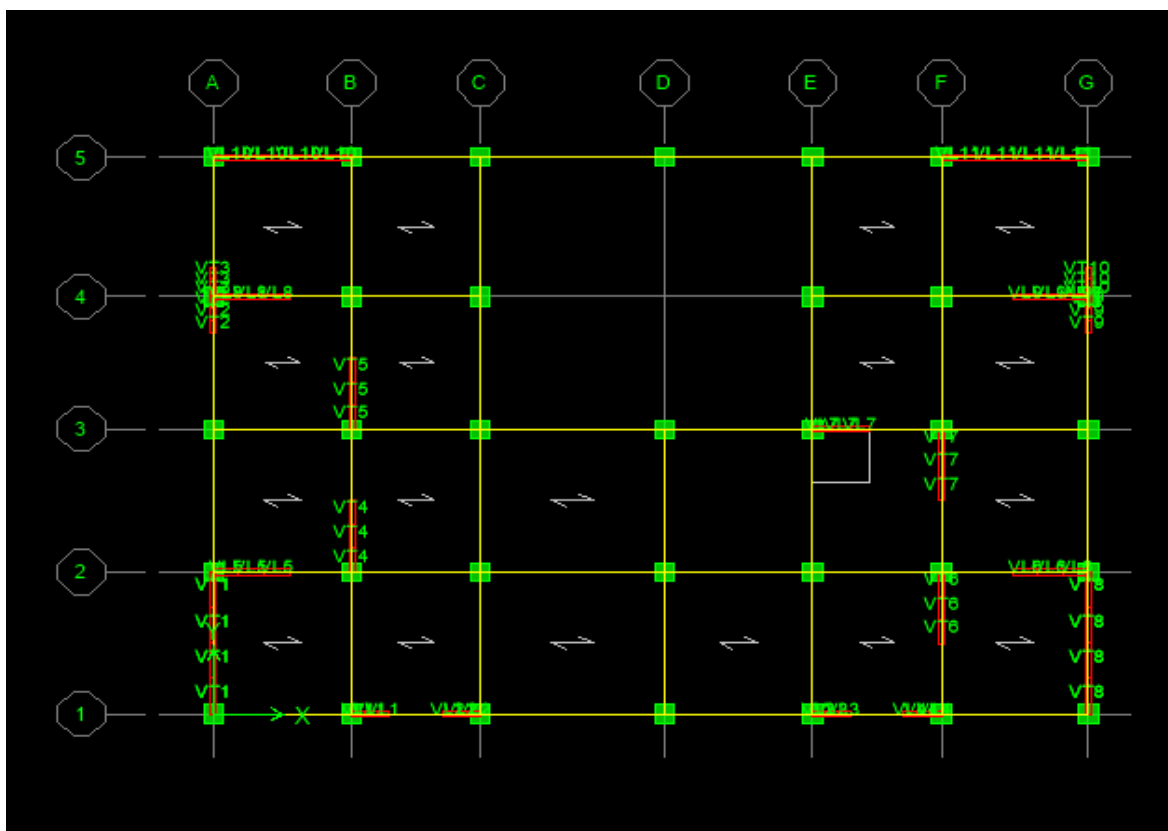


Figure VI.3.1 : La numérotation des voiles dans l'ETABS

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4	}	Sens longitudinale
Groupe II : VL5 ; VL6 ; VL8 ; VL9		
Groupe III : VL7		
Groupe IV : VL10		
Groupe V : VL11		
Groupe VI : VT1 ; VT8	}	Sens transversale
Groupe VI : VT2 ; VT9		
Groupe VI : VT3 ; VT10		
Groupe VI : VT4 ; VT5 ; VT6 ; VT7		

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : Sous/sol ; RDC ; 1^{ème} étage
- ✓ **Zone II** : 2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} étage
- ✓ **Zone III** : 5^{ème} ; 6^{ème} ; étage comble

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

- 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 : $\frac{h}{l} < 1.5$

- Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M).

a-Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : B : section du béton.

I : moment d inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\longrightarrow V = V' = L_{voile} / 2$

Avec : B = L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V ; V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée.

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue

b-Calcul des efforts normaux

c. 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 20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{c28}}{f_{t28}} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

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.

d. Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de \varnothing 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 : (Art 7.7.4.3 RPA9/version2003)

$$A_H \geq 0.15\% B \text{ globalement dans la section du voile}$$

$$A_H \geq 0.15\% B \text{ en zone courante}$$

- 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.

e-Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles 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.

f- Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

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.

h- 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.

i- 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 : $St \leq \min\{ 1.5e ; 30\text{cm} \}$

Avec : $e = 15\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$St \leq 1.5e \longrightarrow St \leq 22.5\text{cm}$$

Dans notre cas : $St \leq \min\{ 22.5 ; 30\text{cm} \} \longrightarrow St \leq 22.5\text{cm}$

g-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k-Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.

L- Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone couran

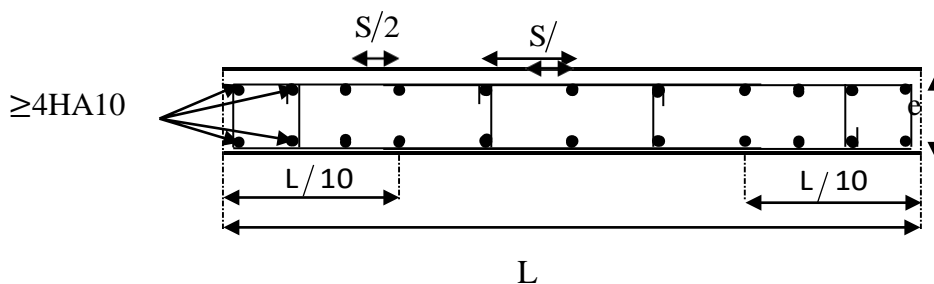


Figure VI.1.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- Vérification à L'ELS**1- Contrainte du béton à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{tmax}}{B + 15A_{vadp}}$$

Avec : N_t^{\max} : effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadp} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement

✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times Vu}{L \times e \times 0.9}$$

- L : Longueur du voile

- e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau u \leq \bar{\tau} u \quad \text{Avec : } \tau u = \frac{Vu}{L \times e \times 0.9}$$

Avec : τu : la contrainte de cisaillement

pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau} u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{MPa} \right\}$

- Exemple de calcul de voile

1- Caractéristiques géométriques

Zone I : voile VL1

$L = 0.8 \text{m}$; $e = 0.15 \text{m}$; $B = 0.12 \text{m}^2$; $I = 0.0064 \text{m}^4$; $V = V' = \frac{L}{2} = 0.4 \text{m}$

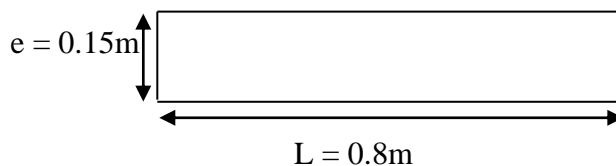


Figure VI.3.6 : Coupe du voile longitudinale.

2- Sollicitation de calcul

$M_{\max} = 50.323 \text{KN.m}$ → $N_{\text{corr}} = 393.08 \text{KN}$ → $V_u = 56.03 \text{KN}$

3- Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{393.08}{0.12} + \frac{50.323 \times 0.4}{0.0064} = 6420.85 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} = \frac{393.08}{0.12} - \frac{50.323 \times 0.4}{0.0064} = 130.49 \text{KN/m}^2$$

4- Calcul de Lt et Nt

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0.8 \times 6420.85}{6420.85 + 130.49} = 0.78 \text{m}$$

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times \text{voile}}{2} = \frac{0.78 \times 6420.85 \times 0.15}{2} = 375.62 \text{KN}$$

5- Calcul des armatures verticales

$$A_{v/Lt} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{375.62}{40} = 9.39 \text{cm}^2$$

$$A_{vj/Lt} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{\sigma_s} \times \frac{L_t}{L} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 56.03}{40} \times \frac{0.78}{0.8} = 2.1 \text{cm}^2$$

$$A_{t/Lt} = A_{v/Lt} + A_{vj/Lt} = 9.39 + 2.1 = 11.5 \text{cm}^2$$

$$A_{t/\text{nappe}/Lt} = \frac{A_{t/Lt}}{2} = \frac{11.5}{2} = 5.75 \text{cm}^2$$

$$A_{t/\text{nappe}/ml} = A_{t/\text{nappe}/Lt} / L_t / ml = \frac{5.75}{0.78} = 7.37 \text{cm}^2$$

$$A_{\min/\text{nappe}/ml} \geq \max\left(\frac{f_t 28 \times B}{f_e}; 0.2\% B\right) / 2 / L_{\text{voile}} = \max\left(\frac{2.1 \times 80 \times 15}{400}; 0.002 \times 80 \times 15\right) / 2 / 0.8$$

$$A_{\min/\text{nappe}/ml} \geq \max(3.94; 2.4) = 3.94 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{t/\text{nappe}/ml}; A_{\min/\text{nappe}/ml}) = \max(7.37 \text{cm}^2; 3.94 \text{cm}^2) = 7.37 \text{cm}^2$$

6- Choix des armatures

	Section adoptée(cm ²)	Ferrailage adoptée	Espacement
Voile VL1	10.77	7HA14	St = 15cm

Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal

- Calcul des armatures horizontales

$$\text{Selon le BAEL : } A_H \geq \frac{A_v}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 7.78cm² avec un espacement St = 10cm

- 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. On opte pour 4 épingles de HA8/m².

7- Vérification à l'ELS**a- Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{tmax}}{B + 15 \times Av_{adp}} = \frac{56.03 \times 10^3}{0.12 \times 10^4 + 15 \times 10.77 \times 10^4} = 0.071 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.071 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification au cisaillement

✓ **D'après RPA99 modifiée 2003 (Art A.7.7.2)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times Vu}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 56.03}{0.8 \times 0.15 \times 0.9 \times 10^3} = 0.73 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.73 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **D'après BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.21)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{L \times e \times 0.9} = \frac{56.03}{0.8 \times 0.15 \times 0.9 \times 10^3} = 0.52 \text{MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa}\right) = 3.26 \text{MPa}$

$$\tau_u = 0.52 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

- Voiles longitudinales : (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4)

		Sollicitation de calcul											
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	393.08	50.323	56.03	6420.85	130.49	0.78	375.62
	RDC	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	728.79	43.342	35.28	8782.125	3364.375	0.58	382.02
	1 ^{er} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	-558.46	11.947	11.92	-3907.15	-5400.51	0	0
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	-559.84	15.789	10.39	-3678.52	-3678.52	0	0
	3 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	514.97	32.685	24.01	6334.23	2248.61	0.59	280.29
	4 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	394.91	29.601	27.51	5140.98	1440.86	0.62	239.05
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	-240.92	26.164	23.07	-372.42	-3642.92	0	0
	6 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	-61.99	61.807	49.89	3346.36	-4379.52	0.35	87.84

Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction						
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah	At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \frac{\tau_b}{\tau_b}=5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \frac{\tau_u}{\tau_u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$		
														τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS	
9.39	2.1	11.5	5.75	7.37	3.94	7.37	9.05	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.73	C.V	0.52	C.V	0.071	C.V
9.55	0.98	10.5	5.25	9.05	3.94	9.05														
0	0.57	0.57	0.285	0.14	3.94	3.94														
0	0.50	0.5	0.25	0.13	3.94	3.94	6.52	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.36	C.V	0.25	C.V	0.034	C.V
7.007	0.68	7.69	3.845	6.52	3.94	6.52														
5.97	0.82	6.79	3.39	5.46	3.94	5.46														
0	1.11	1.11	0.555	0.27	3.94	3.94	5.46	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.65	C.V	0.46	C.V	0.062	C.V
2.19	0.84	3.03	1.515	4.33	3.94	4.33														

Tableau VI.3.2 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4)

- Voile longitudinales VL5 ; VL6 ; VL8 ; VL9

		Sollicitation de calcul											
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.3	0.1	1	2	888.9	73.672	69.91	3699.72	2226.28	1.24	344.07
	RDC	0.15	0.3	0.1	1	2	-1004.27	72.76	43.09	-2619.96	-4075.16	0	0
	1 ^{er} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	975.05	46.324	29.42	3713.4	2786.92	1.14	317.49
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	631.92	33.327	9.29	2439.67	1773.13	1.16	212.25
	3 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	743.58	29.889	6.57	2777.49	2179.71	1.12	233.31
	4 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	597.79	41.718	14.99	2409.81	1575.45	1.21	218.69
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	460.79	38.174	14.32	1917.7	1154.22	1.25	179.78
	6 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	297.7	37.181	9.84	1364.14	620.52	1.37	140.16
	Comble	0.15	0.3	0.1	1	2	-95.02	53.067	23.92	213.94	-847.4	0.40	6.42

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction											
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah		At/ml	nodale	courante	$\tau b \leq \bar{\tau b}=5\text{MPa}$		$\tau u \leq \bar{\tau u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma bc \leq \bar{\sigma bc}=15\text{MPa}$								
															τb	OBS	τu	OBS	σbc	OBS							
8.6	1.66	10.3	5.15	4.15	3.94	5.94	5.94	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.36	C.V	0.26	C.V	0.035	C.V							
0	1.65	1.65	0.825	0.41	3.94	3.94									7.93	0.64	8.57	4.285	3.75	3.94	3.94						
5.31	0.21	5.52	2.76	2.38	3.94	3.94									3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.08	C.V	0.05	C.V	0.007
5.83	0.14	5.97	2.985	2.66	3.94	3.94	5.47	0.35	5.82	2.91	2.40	3.94	3.94														
4.49	0.34	4.83	2.415	1.93	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15									0.12	C.V	0.09	C.V	0.012
3.50	0.26	3.76	1.88	1.37	3.94	3.94									0.16	0.18	0.34	0.17	0.42	3.94	3.94						

Tableau VI.3.3 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL5 ; VL6 ; VL8 ; VL9)

- Voile longitudinale VL7

Sollicitation de calcul													
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	740.82	8.665	19.18	3292.53	3137.8	0.77	190.14
	RDC	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	-663.09	12.229	12.98	-2795.27	-3104.73	0	0
	1 ^{er} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	565.69	12.336	10	2734.45	2293.89	0.82	168.17
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	559.41	7.931	0.67	2626.50	2343.255	0.8	157.59
	3 ^{ème} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	-494.34	2.761	6.78	-2147.76	-2246.36	0	0
	4 ^{ème} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	-383.38	8.485	4.51	-1552.39	-1855.43	0	0
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	358.92	4.559	2.3	1676.61	1513.79	0.79	99.34
	6 ^{ème} étage	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	279.64	3.184	4.5	1299.68	1186	0.78	76.03
	Comble	0.15	0.225	0.042	0.75	1.5	-104.29	39.16	28.36	235.77	-1162.79	0.25	4.42

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah		At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		
															τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS	
4.75	0.28	5.03	2.515	3.26	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.13	C.V	0.09	C.V	0.013	C.V	
0	0.50	0.5	0.25	0.13	3.94	3.94									0.04	C.V	0.03	C.V	0.005	C.V	
4.20	0.16	4.36	2.18	2.66	3.94	3.94									0.20	C.V	0.14	C.V	0.019	C.V	
3.94	0.01	3.95	1.975	2.47	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.04	C.V	0.03	C.V	0.005	C.V	
0	0.26	0.26	0.13	0.06	3.94	3.94															
0	0.17	0.17	0.085	0.04	3.94	3.94															
2.48	0.04	2.52	1.26	1.59	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.20	C.V	0.14	C.V	0.019	C.V	
1.9	0.09	1.99	0.995	1.27	3.94	3.94															
0.11	0.18	0.29	0.145	0.58	3.94	3.94															

Tableau VI.3.4 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes de voile (VL7)

- Voile longitudinale VL10

Sollicitation de calcul													
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	1323.74	53.001	10.21	2565.89	2247.71	1.94	373.33
	RDC	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	1338.24	33.675	18.72	2534.24	2332.08	1.90	361.13
	1 ^{er} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	1286.54	13.675	20.7	2380.21	2298.11	1.85	330.25
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	1202.12	24.789	11.99	2260.07	2111.27	1.88	318.67
	3 ^{ème} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	1049.51	27.681	19.58	1991.29	1825.11	1.90	283.76
	4 ^{ème} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	854.16	18.897	12.25	1609.74	1496.3	1.89	228.18
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	697.39	19.704	10.26	1327.12	1208.84	1.91	190.11
	6 ^{ème} étage	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	504.23	21.978	12.13	982.75	850.81	1.95	143.73
	Comble	0.15	0.55	0.608	1.825	3.65	-83.2	33.551	33.53	-44.57	-257.97	0	0

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des construction					
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah		At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b=5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u=3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	
															τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS
9.33	0.21	9.54	4.77	2.45	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.06	C.V	0.04	C.V	0.006	C.V
9.03	0.37	9.4	4.7	2.47	3.94	3.94									0.05	C.V	0.04	C.V	0.005	C.V
8.26	0.40	8.66	4.33	2.34	3.94	3.94									0.09	C.V	0.07	C.V	0.01	C.V
7.97	0.24	8.21	4.105	2.18	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.05	C.V	0.04	C.V	0.005	C.V
7.09	0.39	7.48	3.74	1.97	3.94	3.94									0.05	C.V	0.04	C.V	0.005	C.V
5.7	0.24	5.94	2.97	1.57	3.94	3.94									0.09	C.V	0.07	C.V	0.01	C.V
4.75	0.21	4.96	2.48	1.3	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.09	C.V	0.07	C.V	0.01	C.V
3.59	0.25	3.84	1.92	0.98	3.94	3.94									0.09	C.V	0.07	C.V	0.01	C.V
0	1.29	1.29	0.645	0.32	3.94	3.94									0.09	C.V	0.07	C.V	0.01	C.V

Tableau VI.3.5 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL10)

- Voile longitudinale VL11

Sollicitation de calcul													
		ep(m)	B(m²)	I(m⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	1252.02	6.477	8.68	2175.86	2141.44	1.95	318.22
	RDC	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	-1383.96	21.224	26.47	-2329.74	-2442.54	0	0
	1 ^{er} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	1330.91	29.57	46.91	2373.25	2216.09	2	355.98
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	-1235.91	30.637	33.8	-2049.47	2212.29	0	0
	3 ^{ème} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	940.96	19.902	22.91	1675.23	1569.45	2	251.28
	4 ^{ème} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	753.6	24.387	25.38	1364.12	1234.5	1.38	141.18
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	-244.63	5.455	5.64	-407.28	-436.26	0	0
	6 ^{ème} étage	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	589.49	29.481	24.13	1094.7	983.01	2.04	167.48
	Comble	0.15	0.58	0.73	1.94	3.88	95.09	33.953	24.55	254.18	73.72	3	57.19

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction					
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah			At/ml	nodale	courante	$\tau b \leq \bar{\tau b}=5\text{MPa}$		$\tau u \leq \bar{\tau u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma bc \leq \bar{\sigma bc}=15\text{MPa}$	
																τb	OBS	τu	OBS	σbc	OBS
7.95	0.17	8.12	4.06	2.08	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.13	C.V	0.09	C.V	0.012	C.V	
0	1.02	1.02	0.51	0.26	3.94	3.94															
8.89	1.81	10.7	5.35	2.68	3.94	3.94															
0	1.30	1.30	0.65	0.33	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.09	C.V	0.06	C.V	0.009	C.V	
6.28	0.45	6.73	3.365	1.69	3.94	3.94															
3.53	0.35	3.88	1.94	1.40	3.94	3.94															
0	0.22	0.22	0.11	0.05	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.06	C.V	0.04	C.V	0.006	C.V	
4.19	0.49	4.68	2.34	1.45	3.94	3.94															
1.43	0.73	2.16	1.08	0.36	3.94	3.94															

Tableau VI.3.6 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VL11)

-Voile Transversales VT1 ; VT8

		Sollicitation de calcul											
		ep(m)	B(m²)	I(m⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	1446.52	105.871	14.61	2705.34	2165.08	2.19	444.35
	RDC	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	1417.01	94.42	5.44	2626.46	2144.62	2.17	427.45
	1 ^{er} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	1314.6	74.834	14.99	2404.07	2022.19	2.15	387.65
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	-807.48	61.39	26.58	-1202.75	-1516.03	0	0
	3 ^{ème} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	984.3	48.784	39.42	1781.47	1532.53	2.12	283.25
	4 ^{ème} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	672.98	35.471	40.34	1223.46	1042.46	2.14	196.36
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	471.66	59.243	37.46	945.2	642.88	2.35	166.59
	6 ^{ème} étage	0.15	0.594	0.776	1.98	3.96	178.75	70.08	47.47	479.73	122.11	3.15	113.34

Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction						
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah	At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \frac{\tau_b}{\tau_b}=5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \frac{\tau_u}{\tau_u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$		
														τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS	
11.11	0.31	11.4	5.7	2.6	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.04	C.V	0.03	C.V	0.004	C.V
10.68	0.11	10.8	5.4	2.48	3.94	3.94														
9.69	0.31	10	5	2.32	3.94	3.94														
0	1.02	1.02	0.51	0.26	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.1	C.V	0.07	C.V	0.010	C.V
7.08	0.81	7.89	3.945	1.86	3.94	3.94														
4.91	0.84	5.75	2.875	1.34	3.94	3.94														
4.16	0.85	5.01	2.505	1.06	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.12	C.V	0.09	C.V	0.012	C.V
2.83	1.45	4.28	2.14	0.68	3.94	3.94														

Tableau VI.3.7 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT1 ; VT8)

-Voile Transversales VT2 ; VT9

Sollicitation de calculi													
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	350.71	36.761	43.32	3808.5	867.62	0.81	231.36
	RDC	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	582.33	45.636	49.4	5707.64	2056.76	0.73	312.49
	1 ^{er} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	495.97	35.318	37.05	4719.18	1893.74	0.71	251.29
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	482.44	30.443	32.32	4433.98	1998.54	0.69	103.42
	3 ^{ème} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	402.89	29.1	30.59	3849.93	1521.93	0.72	82.18
	4 ^{ème} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	327.38	31.883	32.92	3457.85	907.21	0.79	204.87
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	261.01	29.758	30.59	2930.38	549.74	0.84	184.61
	6 ^{ème} étage	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	195.69	34.091	32.8	2668.24	-59.04	0.98	196.11
	Comble	0.15	0.15	0.0125	0.5	1	136.33	45.331	42.56	2722.1	-904.38	0.75	153.12

Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction					
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah		At/ml	nodale	courante	$\tau b \leq \bar{\tau b}=5\text{MPa}$		$\tau u \leq \bar{\tau u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma bc \leq \bar{\sigma bc}=15\text{MPa}$	
															τb	OBS	τu	OBS	σbc	OBS
5.78	1.35	7.13	3.565	4.40	3.94	4.40	6.3	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.51	C.V	0.36	C.V	0.048	C.V
7.81	1.39	9.2	4.6	6.3	3.94	6.3														
6.28	1.01	7.29	3.645	5.13	3.94	5.13														
2.58	0.85	3.43	1.715	2.48	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.34	C.V	0.24	C.V	0.032	C.V
2.05	0.85	2.9	1.45	2.01	3.94	3.94														
5.12	1	6.12	3.06	3.87	3.94	3.94														
4.61	0.99	5.6	2.8	3.33	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.44	C.V	0.31	C.V	0.042	C.V
4.9	1.24	6.14	3.07	3.13	3.94	3.94														
3.84	1.23	5.07	2.535	3.38	3.94	3.94														

Tableau VI.3.8 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT2 ; VT9)

- Voile Transversales VT3 ; VT10

Sollicitation de calculi													
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	-279.47	32.589	43.55	-292.1	-4365.72	0	0
	RDC	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	484.86	46.35	49.97	6937.37	1143.62	0.68	353.80
	1 ^{er} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	391.9	26.701	30.24	4934.64	1597.02	0.60	222.06
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	375.95	20.887	23.74	4438.36	1827.48	0.56	186.41
	3 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	314.06	19.746	22.51	3851.285	1383.035	0.59	170.42
	4 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	254.17	18.607	20.42	3281.02	955.14	0.62	152.57
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	207.7	15.642	16.56	2708.455	753.205	0.62	125.94
	6 ^{ème} étage	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	139.51	12.9	13.37	1968.83	356.33	0.67	98.93
	Comble	0.15	0.12	0.0064	0.4	0.8	89.01	24.279	25.1	2259.18	-775.68	0.59	99.97

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des construction												
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	AH		At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b=5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u=3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$								
															τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS							
0	1.67	1.67	0.835	0.42	3.94	3.94	7.72	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.13	C.V	0.09	C.V	0.061	C.V							
8.84	1.63	10.5	5.25	7.72	3.94	7.72																					
5.55	0.87	6.42	3.21	5.35	3.94	5.35																					
4.66	0.64	5.3	2.65	4.73	3.94	4.73																					
4.26	0.64	4.9	2.45	4.15	3.94	4.15	4.73	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.31	C.V	0.22	C.V	0.03	C.V							
3.81	0.61	4.42	2.21	3.56	3.94	3.94																					
3.15	0.49	3.64	1.82	2.93	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.32	C.V	0.23	C.V	0.031	C.V							
2.47	0.43	2.9	1.45	2.16	3.94	3.94																					
2.50	0.71	3.21	1.605	2.72	3.94	3.94																					

Tableau VI.3.9 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT3 ; VT10)

- Voile Transversales VT4 ; VT5 ; VT6 ; VT7

		Sollicitation de calculi											
		ep(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	V=V'	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	σmax(MPA)	σmin(MPA)	Lt	Nt
ZoneI	S/sol	0.15	0.3	0.1	1	2	1592.7	57.013	43.89	5879.13	4738.87	1.11	489.44
	RDC	0.15	0.3	0.1	1	2	-1071.33	58.303	46.75	-2988.07	-45154.13	0	0
	1 ^{er} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	-932.11	76.241	57.15	-2344.62	-3869.44	0	0
ZoneII	2 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	816.05	52.985	36.2	3250.01	2190.31	1.19	290.06
	3 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	-662.99	39.079	29.55	-1819.17	-2600.75	0	0
	4 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	752.05	51.001	34.32	3016.84	1996.82	1.20	271.51
ZoneIII	5 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	597.97	37.456	28.27	2367.79	1618.67	1.18	209.55
	6 ^{ème} étage	0.15	0.3	0.1	1	2	-207.66	53.058	35.65	-161.62	-1222.78	0	0
	Comble	0.15	0.3	0.1	1	2	176.36	109.048	56.4	1678.34	-502.62	1.54	193.85

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des construction						
Av/Lt	Avj/Lt	At/Lt	At nappe /Lt	At nappe /ml	Amin nappe /ml	As	As	Aadp/ml	As adp	Ah			At/ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}=5\text{MPa}$		$\tau_u \leq \overline{\tau_u}=3.26\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$		
																τ_b	OBS	τ_u	OBS	σ_{bc}	OBS	
12.24	0.94	13.2	6.6	5.94	3.94	5.94																
0	1.80	1.8	0.9	0.45	3.94	3.94	5.94	7HA14	10.77	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.3	C.V	0.21	C.V	0.028	C.V		
0	2.2	2.2	1.1	0.55	3.94	3.94																
7.25	0.83	8.08	4.04	3.39	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.19	C.V	0.13	C.V	0.018	C.V		
0	1.14	1.44	0.72	0.36	3.94	3.94																
6.79	0.79	7.58	3.79	3.16	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.3	C.V	0.20	C.V	0.028	C.V		
5.24	0.64	5.88	2.94	2.49	3.94	3.94																
0	1.37	1.37	0.685	0.34	3.94	3.94	3.94	7HA12	7.92	6HA12	7.78	4 ep HA8	15	15	0.3	C.V	0.20	C.V	0.028	C.V		
4.85	1.67	6.52	3.26	2.12	3.94	3.94																

Tableau VI.3.10 : sollicitation de calcul et Vérifications des contraintes des voiles (VT4 ; VT5 ; VT6 ; VT7)

CHAPITRE VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes

Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction

Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures .

➤ Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.2. Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants

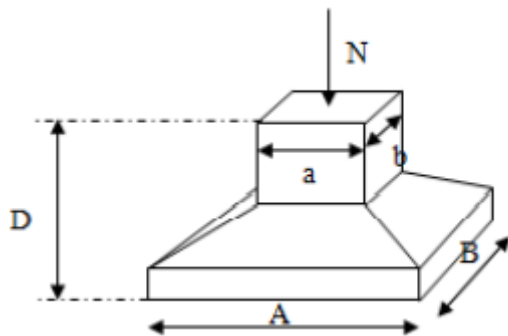
- La Nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

VII.4. Pré dimensionnement des fondation

VII.4.1. Semelles isolées

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{sol} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du S-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$



Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \longrightarrow A=B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique : $N_{ser} = 1885.83 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{1885.83}{200}} = 3.07 \text{ m}$$

⇒ On opte pour A=B=3.07 m

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.4.2. Semelles filantes

- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S = B.L (m ²)
VL1	204.92	0.8	1.27	1.02
VL2	217.87	0.8	1.36	1.08
VL3	198.38	0.8	1.23	0.99
VL4	164.64	0.8	1.02	0.82
VL5	452.27	2	1.13	2.26
VL6	408.23	2	1.02	2.04
VL7	448.61	1.5	1.49	2.24
VL8	506.68	2	1.26	2.53
VL9	502.26	2	1.25	2.5
VL10	685.95	3.65	0.93	3.42
VL11	690.13	3.88	0.88	3.45
VPL	3271.16	32.22	0.5	16.35
				$\Sigma = 38.7$

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S = B.L (m ²)
VT1	750.9		0.94	3.75
VT2	363.59	1	1.81	1.81
VT3	170.92	0.8	1.06	0.85
VT4	979.93	2	2.44	4.89
VT5	956.12	2	2.39	4.78
VT6	756.58	2	1.89	3.78
VT7	812.61	2	2.03	4.06
VT8	731.58	3.96	0.92	3.65
VT9	361.14	1	1.8	1.8
VT10	167.53	0.8	1.04	0.83
VPL	4395.33	19.58	1.12	21.97
				$\Sigma = 52.17$

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 38.7 + 52.17 = 90.87 \text{ m}^2$.

- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

✓ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire.

1- Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ni (KN)	ei (m)	Ni x ei (KN.m)	Mi (KN.m)
Pot 11	712.15	7.775	5536.96	0.201
Pot 12	1885.83	3.815	7194.44	0.005
Pot 13	1693.34	-0.185	-303.27	0.005
Pot 14	1126.38	-3.885	-4375.98	0.005
Pot 15	403.27	-7.775	-3135.42	-0.012
	R=ΣNi = 3935.63		Σ = -4916.73	Σ = 0.204

Tableau VII.3: résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau

$$e = \frac{\sum Ni.ei + \sum Mi}{R} = \frac{4916.73 + 0.204}{3935.63} = 1.24 \text{ m}$$

On a: $e = 1.24 < \frac{L}{6} = \frac{15.55}{6} = 2.59 \text{ m}$ —————> Répartition trapézoïdale.

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3935.63}{15.55} \left(1 + \frac{6 \times 1.24}{15.55}\right) = 374.19 \text{ KN/ml}$$

$$q^{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3935.63}{15.55} \left(1 - \frac{6 \times 1.24}{15.55}\right) = 132 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3935.63}{15.55} \left(1 + \frac{3 \times 1.24}{15.55}\right) = 313.64 \text{ KN/ml}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{313.64}{200} = 1.56 \text{ —————> On prend : } B = 1.60 \text{ m}$$

On aura donc $S = 15.55 \times 1.6 = 24.285 \text{ m}^2$

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = 90.87 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux est : $S_t = 24.258 \times 7 = 169.806 \text{ m}^2$

$S_t = S_p + S_v = 260.676 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 359 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}^{tot}}{S_{structure}^{tot}} = \frac{260.676}{359} = 0.726$$

La surface des semelles représente 73 % de la surface totale.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, donc il serait plus intéressant d'orienter vers un radier général.

VII.5. Calcul d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VII.5.1. Pré-dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} > 25\text{cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire

❖ Sous voiles

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec : h: épaisseur du radier

L max : portée maximale

$$L_{max} = 4.85 \text{ m} \longrightarrow \frac{485}{8} \leq h \leq \frac{485}{5} \longrightarrow 60.62 \leq h \leq 97$$

On prend: $h = 80 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux

- La dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{485}{20} = 24.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } h_d = 35 \text{ cm}$$

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

c) Condition de la longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} X L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} X L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 X \frac{3K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E: Module de déformation longitudinale déformée $E=3700 \sqrt[3]{f_{c28}}=10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.85\right)^4 X \frac{3X40}{10818.865}} = 1.003 \text{ m}$$

On prend: $h_n = 110 \text{ cm}$

La largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 0.4X110 \leq b_n \leq 0.7X110 \longrightarrow 44 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 110 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 35 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VII.2.2. Détermination des efforts

Charge permanente $G_{bat} = 30982.53 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_{bat} = 4451.47 \text{ KN}$

✓ **Combinaison d'actions:**

$$\text{ELU: } Nu = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 30982,53) + (1,5 \times 4451,47) = 48503,62 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 30892,53 + 4451,47 = 35344 \text{ KN}$$

✓ **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{- ELU: } S_{radier} \geq \frac{Nu}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{48503,62}{1,33 \times 200} = 182,34 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{46344}{200} = 177,17 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 182,34 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 359 \text{ m}^2 > \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 182,34 \text{ m}^2$$

Remarque:

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Soit : } L_{deb} = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un radier $L_{deb} = 55 \text{ cm}$ de dans les 4 sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{deb} = L_{deb} \times L_{perimetre}$$

$$\text{Avec } L_{perimetre} = 77,28 \text{ m}$$

$$S_{deb} = 0,55 \times 77,28 = 42,504 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 359 + 42,504 = 401,55 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{radier} = 401,55 \text{ m}^2$

Calcul des sollicitations à la base du radier➤ **Charges permanentes**✓ **Poids de radier**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle

$$P \text{ de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

P de la dalle = $401.55 \times 0,35 \times 25 = 3513.56$ KN

- Poids de la nervure

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1,1 - 0,35) \times [(15,55 \times 7) + (23,09 \times 5)] \times 25 = 2313,09 \text{ KN}$$

- Poids de TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = [(15,55 \times 7) + (23,09 \times 5)] \times 0,55 = 131,66 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (401,55 - 131,66) \times (1,1 - 0,35) \times 17 = 3441,09 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$\frac{l_{\text{max}}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{\text{max}}}{40} \longrightarrow \frac{485}{50} \leq e_p \leq \frac{485}{40} \longrightarrow e_p = 10 \text{ cm}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (401,55 - 131,66) \times 0,10 \times 25 = 674,725 \text{ KN}$$

- Poids de radier

$$G_{\text{radier}} = 3513,56 + 2313,09 + 3441,09 + 674,725 = 9942,465 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bâtiment}} = 4451,47$ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}} = 3,5 \times S_{\text{radier}} = 401,55 \times 3,5 = 1405,425$ KN.

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 4451,47 + 1405,425 = 5856,89$ KN.

Poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 30982,53 + 9942,465 = 40924,99 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bâtiment}} = 4451,47 + 1405,425 = 5856,89 \text{ KN}$$

- Combinaison d'actions

✓ **Etat Limite Ultime**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(40924,99) + 1,5(5856,89) = 64034,07 \text{ KN}$$

✓ **Etat Limite de Service**

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 40924,99 + 5856,89 = 46781,88 \text{ KN}$$

Vérifications

A) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.5f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa tel que : } \gamma_b = 1,5$$

$$b=100\text{cm} ; d=0.9h ; d=31.5\text{cm}$$

$$T_u^{max} = qu \frac{L^{max}}{2} = \frac{NuXb}{S_{radier}}$$

$$T_u^{max} = \frac{63034.07 \times 1 \times 4.85}{401.55 \times 2} = 386.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.545 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.775 \text{ m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré.

Xi ; Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

a) Moment d'inertie du radier

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 7234.92 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 15925.21 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base du bâtiment.

T₀ : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

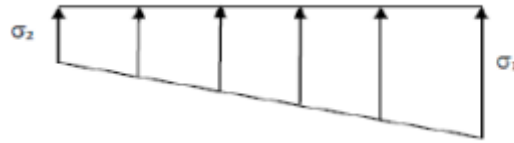


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

A'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré

- Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 66325.65 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ox} = 4209 \text{ KN.}$$

$$M_x = 66325.65 + (4209 \times 1.1) = 70955.55 \text{ KN. m.}$$

- Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{oy} = 69258 \text{ KN.m.}$$

$$T_{oy} = 4895 \text{ KN.}$$

$$M_y = 69258 + (4895 \times 1.1) = 79642.55 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal

$$\text{A'ELU: } M_x = 70955.55 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63034.07}{401.55} + \left(\frac{70955.55}{15952.21} \times 11.545 \right) = 210 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63034.07}{401.55} - \left(\frac{70955.55}{15952.21} \times 11.545 \right) = 108 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 184.5 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

A'ELS: $M_x = 70955.55 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46781.88}{401.55} + \left(\frac{70955.55}{15952.21} \times 11.545 \right) = 168 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46781.88}{401.55} - \left(\frac{70955.55}{15952.21} \times 11.545 \right) = 65.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 142.4 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

- Sens transversal

A'ELU: $M_y = 79642.55 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63034.07}{401.55} + \left(\frac{79642.55}{7234.92} \times 7.775 \right) = 245 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63034.07}{401.55} - \left(\frac{79642.55}{7234.92} \times 7.775 \right) = 73.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 202.2 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

A'ELS: $M_y = 79642.55 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46781.88}{401.55} + \left(\frac{79642.55}{7234.92} \times 7.775 \right) = 202.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46781.88}{401.55} - \left(\frac{79642.55}{7234.92} \times 7.775 \right) = 31.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 159.45 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

⇒ Toutes les contraintes sont vérifiées.

b) Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \cdot \mu c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μc : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

✓ Vérification pour les poteaux

$N_u = 2585.89 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$\mu c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + (2 \times 1.1)) \times 2 = 6.4 \text{ m}$

$$N_u \leq \frac{0.045 \cdot \mu c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.4 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 5280 \text{ KN}$$

$N_u = 2585.89 < 2580 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification pour les voiles**

$N_u = 524.36 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$\mu c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,15 + 1 + (2 \times 1.1)) \times 2 = 6,7 \text{ m}$

$$N_u \leq \frac{0.045 \cdot \mu c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.7 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 5527 \text{ KN}$$

$N_u = 524.36 < 25527 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

VII.6. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

- **1 er cas** : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0X} = q_u \frac{Lx^2}{8}$$

$$M_{0Y} = 0$$

- **2 eme cas** : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée Lx : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times Lx^2$

Dans le sens de la petite portée Ly : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients (μ_x ; μ_y) sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ ($Lx < Ly$)

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ **Identification du panneau le plus sollicité**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU :** $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{Grad}{Srad}$

$$q_u = 200.2 - \frac{9942.465}{401.55} = 177.43$$

$$q_u = 177.43 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :** $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{Grad}{Srad}$

$$q_s = 159.45 - \frac{9942.465}{401.55} = 134.68$$

$$q_s = 134.68 \text{ KN/ml}$$

Panneau de dimension : $L_x = 4\text{m}$; $L_y = 4.85\text{m}$

$$\rho = \frac{4}{4.85} = 0.82$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ \longrightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0542 \times 177.43 \times 4^2 = 153.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 153.83 \times 0.631 = 97.09 \text{ KN.m}$$

- **Sens XX :**

- **Moment en travées**

$$M_{utx} = 0,75 \times 153.83 = 115.37 [\text{KN. m}]$$

- **Moment aux appuis**

$$M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 148.15 = -76.065 [\text{KN. m}]$$

- **Ferraillage**

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{115.37}{1 \times 0.315^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.082 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.957$$

$$A_u = \frac{M_{utx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{115.37 \times 10^2}{0.957 \times 31.5 \times 34.8} = 10.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA20 = 12.06 cm² avec un espacement $St = 15\text{cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{76.065}{1 \times 0.315^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A_u = \frac{M_{utx}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{76.065 \times 10^2}{0.957 \times 31.5 \times 34.8} = 7.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA20 = 12.06 cm² avec un espacement St = 15cm

▪ Sens YY

- Moment en travées

$$M_{uty} = 0,75 \times 97.09 = 72.81 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis

$$M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 \times 97.09 = -48.54 \text{ [KN. m]}$$

- Ferrailage

➤ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{72.81}{1 \times 0.315^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.051 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_u = \frac{M_{uty}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{72.81 \times 10^2}{0.973 \times 31.5 \times 34.8} = 6.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA20 = 12.06 cm² avec un espacement St = 15cm

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{48.54}{1 \times 0.315^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_u = \frac{M_{utx}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{48.54 \times 10^2}{0.957 \times 31.5 \times 34.8} = 4.62 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA20 = 12.06 cm²** avec un espacement St = 15cm

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M (KN.m)	μ	OBS	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	$A_{u\text{Adoptée}}$ (cm ²)	St (cm)
Lx	Travée	115.37	0.082	SSA	0.957	10.99	6HA20	12.06	15
	Appui	76.065	0.054	SSA	0.972	7.25	6HA20	12.06	15
Ly	Travée	72.81	0.51	SSA	0.973	6.82	6HA20	12.06	15
	Appui	48.54	0.033	SSA	0.983	4.62	6HA20	12.06	15

Tableau VII.4: Récapitulatif du ferrailage de radier

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**▪ **Sens lx**

$$A_{x\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400)

$$A_{x\min} = 0.0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3-0.82}{2} = 3.052 \text{ cm}^2$$

$$A_{uax} = 12.060 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.052 \text{ cm}^2$$

$$A_{utx} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.052 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens Ly**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \omega_0$$

$$A_y \geq b \cdot h \cdot \omega_0$$

$$A_{y\min} = 100 \times 35 \times 0.0008 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{uty} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)**

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

- Armatures parallèles à Lx

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \longrightarrow St \leq \min(105; 33\text{cm})$$

$$St = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles à Ly

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) \longrightarrow St \leq \min(140; 45\text{cm})$$

$$St = 15\text{cm} \leq 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x$$

$$q_s = 134.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{0x} = 0.0610 \times 134.68 \times 4^2 = 131.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.737 \times 131.44 = 96.87 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées

- **Sens XX**

$$M_{stx} = 0,75 \times 131.44 = 98.58 \text{ KN.m}$$

- **Sens YY**

$$M_{sty} = 0,75 \times 96.87 = 72.65 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis

- **Sens XX**

$$M_{sax} = -0.5 \times 131.44 = -65.72 \text{ KN.m}$$

- **Sens YY**

$$M_{sty} = -0.5 \times 96.87 = -48.43 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} MPa	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	OBS
x-x	Appui	65.72	12.06	0.19	35.42	0.929	186.21	5.25	15	CV
x-x	Travée	98.58	12.06	0.19	35.42	0.929	279.27	7.88	15	CV
y-y	Appui	48.43	12.06	0.19	35.42	0.929	137.22	3.87	15	CV
y-y	Travée	72.65	12.06	0.19	35.42	0.929	205.85	5.81	15	CV

Tableau VII.5: Vérification des contraintes à l'ELS

VII.6.1. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

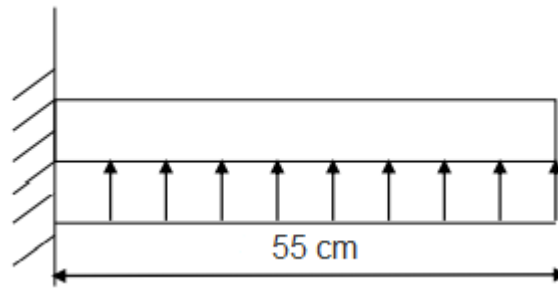


Figure VII.2: Schéma statique du débord.

- Sollicitation de calcul

- A L'ELU : $q_u = 177.43 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{177.43 \times 0.55^2}{2} = 26.83 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS

$$q_s = 134.68 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{134.68 \times 0.55^2}{2} = 20.37 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; d = 31.5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.83}{1 \times 0.315^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.83 \times 10^2}{0.990 \times 31.5 \times 34.8} = 2.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- Vérification à l'ELU

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELS

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 31.5} = 0.179 \longrightarrow \beta_1 = 0.932 \longrightarrow K_1 = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{20.37 \times 10^6}{0.932 \times 315 \times 565} = 122.80 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{122.8}{58.53} = 2.09 < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.6.2. Ferrailage de la nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

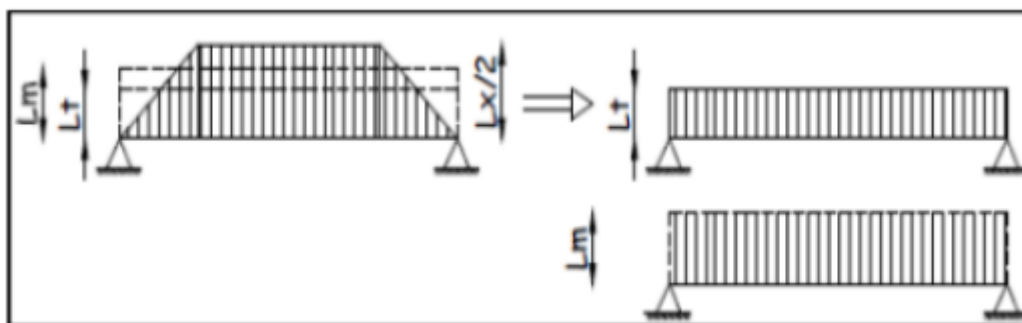


Figure VII.3 : Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **1^{er} Cas : Chargement triangulaires**
 - Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times Lx$.
 - Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times Lx$
- **2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale**

- Moment fléchissant : $Lm = Lx(0.5 - \frac{\rho x^2}{6})$

- Effort tranchant : $Lm = Lx(0.5 - \frac{\rho x^2}{4})$

- Pour les moments fléchissant

$$Q_{um} = q_u.Lm$$

$$Q_{sm} = q_s.Lm$$

- Pour les efforts tranchants

$$Q_{ut} = q_u.Lt$$

$$Q_{st} = q_s.Lt$$

- Détermination des charges

- **A L'ELU**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}) = (202.2 - \frac{9942.465}{401.55} - \frac{2313.09}{136.66}) = 160.51 \text{KN/m}$$

- **A L'ELS**

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}) = (159.45 - \frac{9942.465}{401.55} - \frac{2313.09}{136.66}) = 125.08 \text{Kn/m}$$

Sens longitudinale

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	Qu	Qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
A-B	1	3.65	3.96	0.92	Triangulaire	1.21	0.91	160.51	125.08	194.217		151.347		146.064		113.823	
	2	3.65	4	0.91	Triangulaire	1.21	0.91	160.51	125.08	194.217	388.4342	151.347	302.6936	146.064	292.1282	113.823	227.645
B-C	1	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	160.51	125.08	181.376		141.3404		136.433		106.318	
	2	3.4	3.96	0.86	Triangulaire	1.13	0.85	160.51	125.08	181.376	362.7526	141.3404	282.6808	136.433	272.867	106.318	212.636
C-D	1	3.96	4.85	0.81	Trapézoïdale	1.54	1.33	160.51	125.08	247.185		192.623		213.478		166.356	
	2	4	4.85	0.82	Trapézoïdale	1.55	1.32	160.51	125.08	248.790	495.9759	193.874	386.4972	211.873	425.3515	165.105	331.462
D-E	1	3.91	3.96	0.98	Triangulaire	1.3	0.97	160.51	125.08	208.663		162.604		155.695		121.327	
	2	3.91	4	0.97	Triangulaire	1.3	0.97	160.51	125.08	208.663	417.326	162.604	325.208	155.695	311.3894	121.327	242.655
E-F	1	3.4	3.96	0.86	Triangulaire	1.13	0.85	160.51	125.08	181.376		141.3404		136.433		106.318	
	2	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	160.51	125.08	181.376	362.7526	141.3404	282.6808	136.433	272.867	106.318	212.636
F-G	1	3.88	3.96	0.98	Triangulaire	1.29	0.97	160.51	125.08	207.058		161.3532		155.695		121.327	
	2	3.88	4	0.97	Triangulaire	1.29	0.97	160.51	125.08	205.058	414.1158	161.3532	322.7064	155.695	311.3894	121.327	242.655

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Sens transversal

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	Qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
A-B	1	3.4	3.96	0.85	Trapézoïdale	1.29	1.08	160.51	125.08	207.0579	417.326	161.3532	325.208	173.3508	332.2557	135.0864	258.9156
	2	3.96	4.85	0.81	Triangulaire	1.31	0.99	160.51	125.08	210.2681		163.8548		158.9049		123.8092	
B-C	1	3.4	4	0.85	Trapézoïdale	1.29	1.08	160.51	125.08	207.0579	420.5362	161.3532	327.7096	173.3508	333.8608	135.0864	260.1664
	2	4	4.85	0.82	Triangulaire	1.33	1	160.51	125.08	213.4783		166.3564		160.51		125.08	
C-D	1	3.4	3.7	0.91	Trapézoïdale	1.23	0.99	160.51	125.08	197.4273	394.8546	153.8484	307.6968	158.9049	306.5741	123.8292	238.9028
	2	3.7	4.85	0.76	Triangulaire	1.23	0.92	160.51	125.08	197.4273		153.8484		147.6692		115.0736	
D-E	1	3.4	3.89	0.87	Trapézoïdale	1.27	1.05	160.51	125.08	203.8477	410.9056	158.8516	320.2048	168.5355	324.2302	131.334	252.6616
	2	3.89	4.85	0.80	Triangulaire	1.29	0.97	160.51	125.08	207.0579		161.3532		155.6947		121.3276	

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

- Sens longitudinal

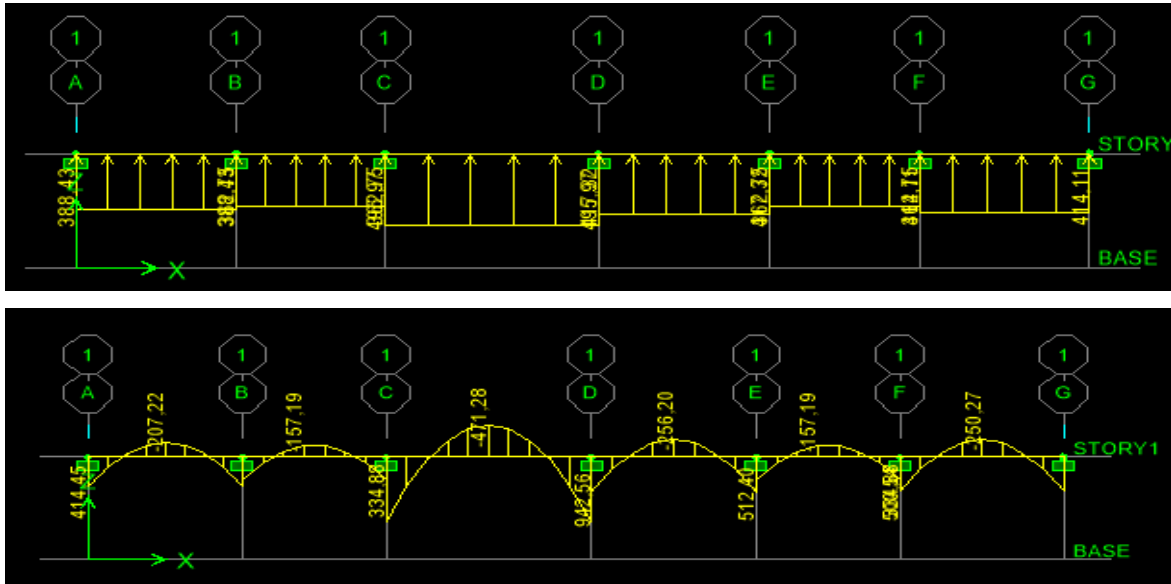


Figure VII.4 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinale)

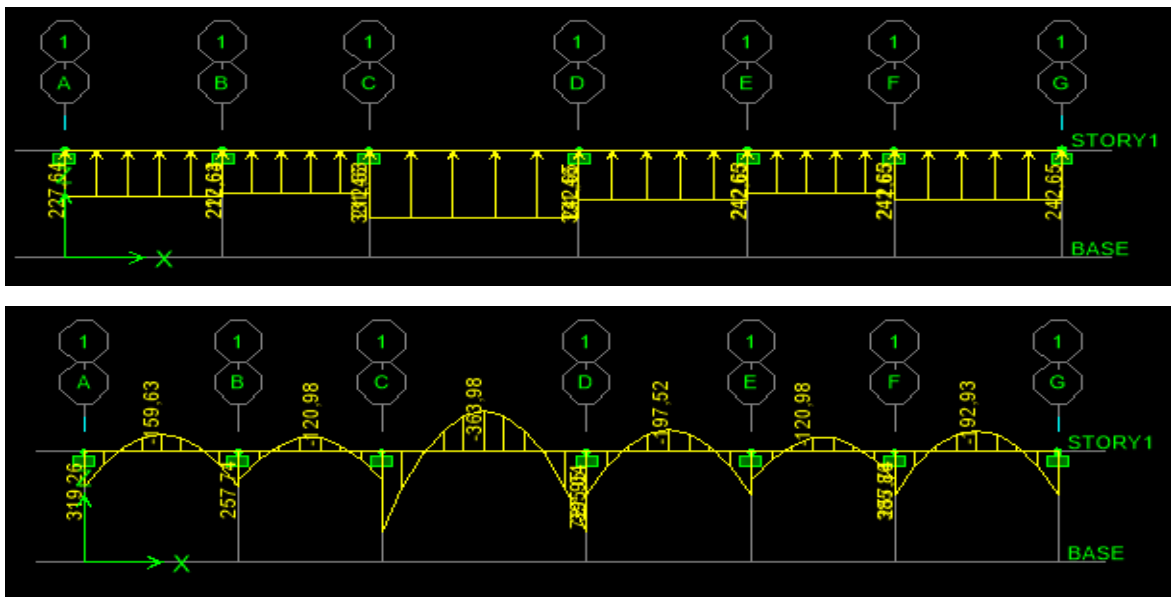


Figure VII.5: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens longitudinale)

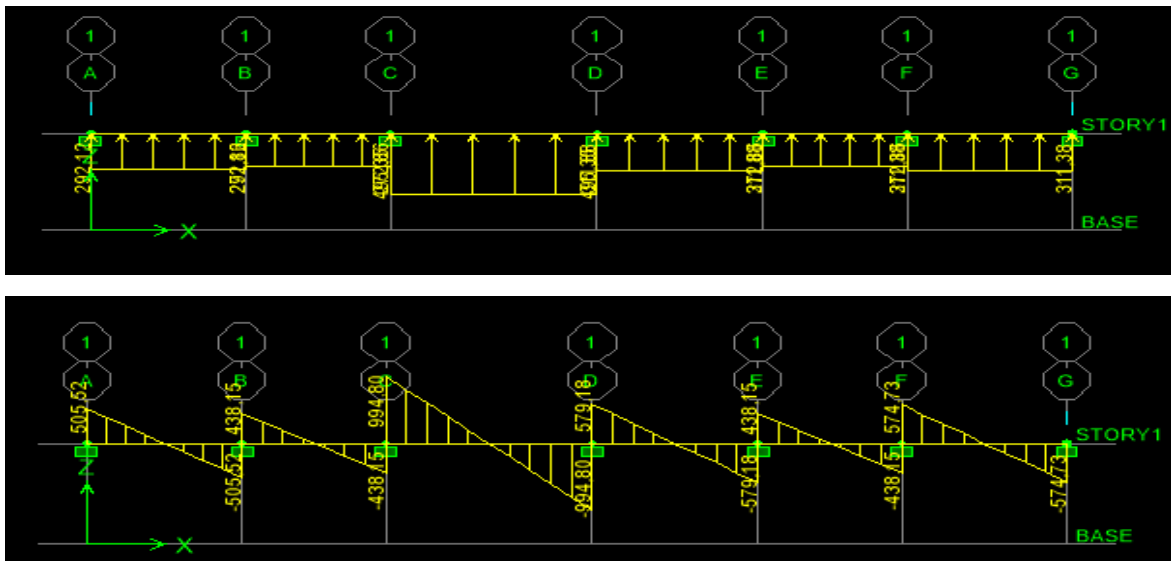


Figure VII.6: Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens longitudinale).

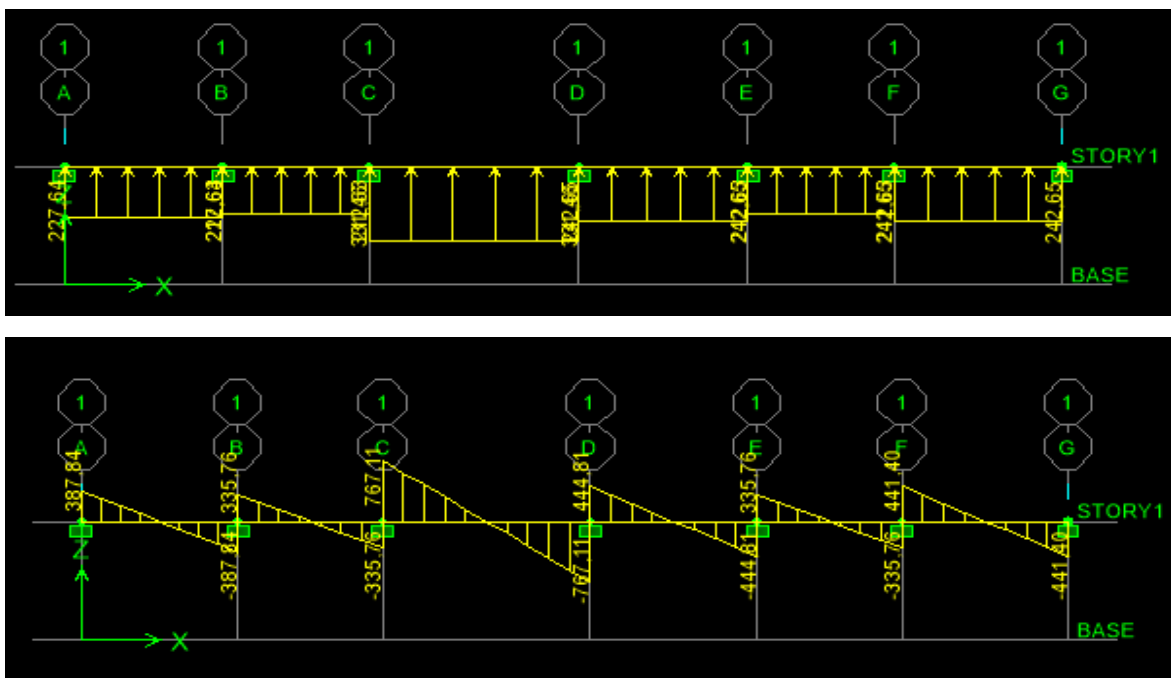


Figure VII.7: Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinale)

Sens transversal :

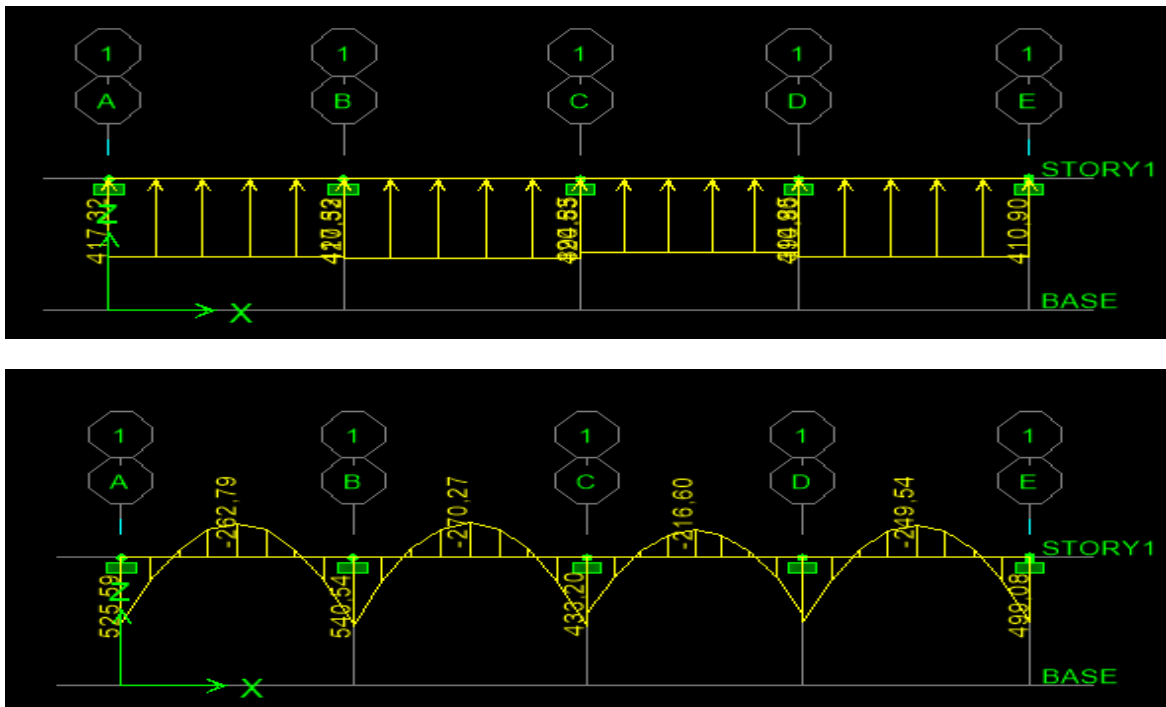


Figure VII.8: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal)

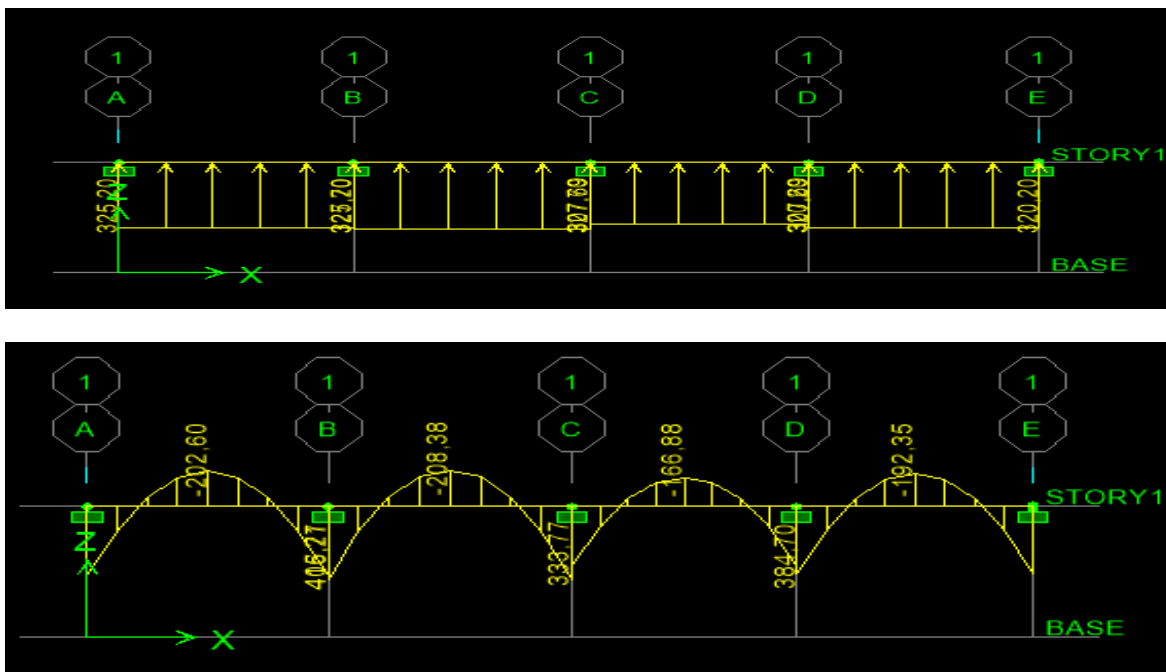


Figure VII.9. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal)

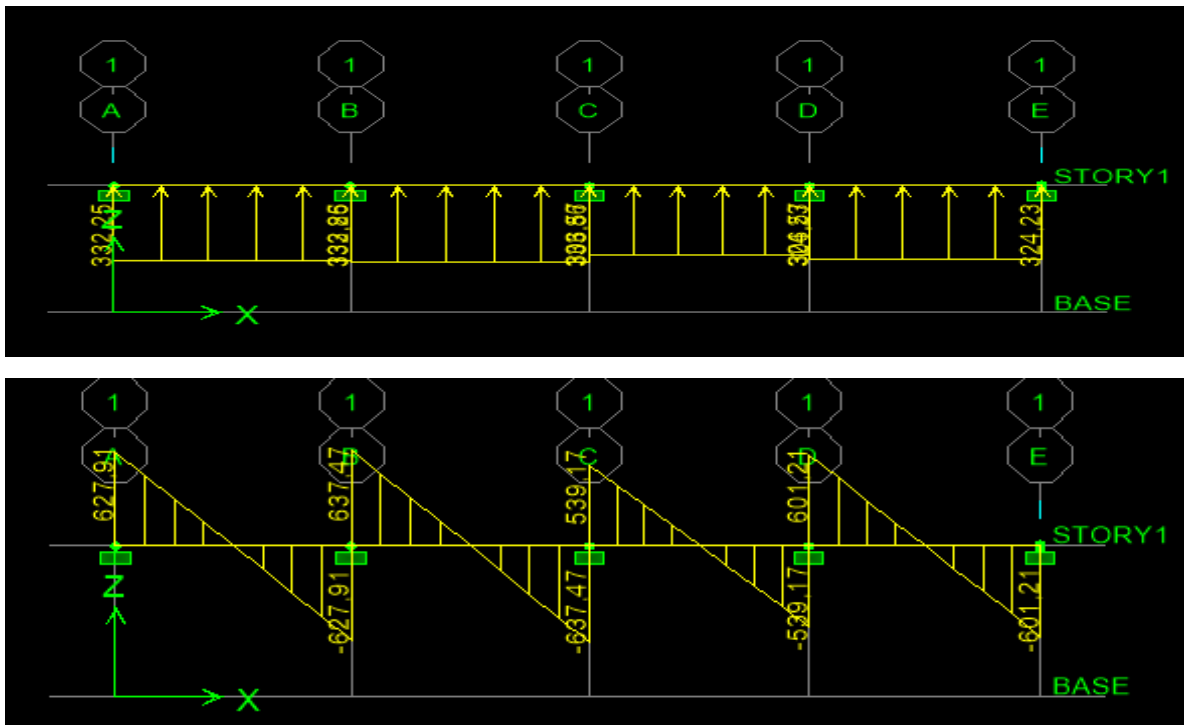


Figure VII.10: Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal)

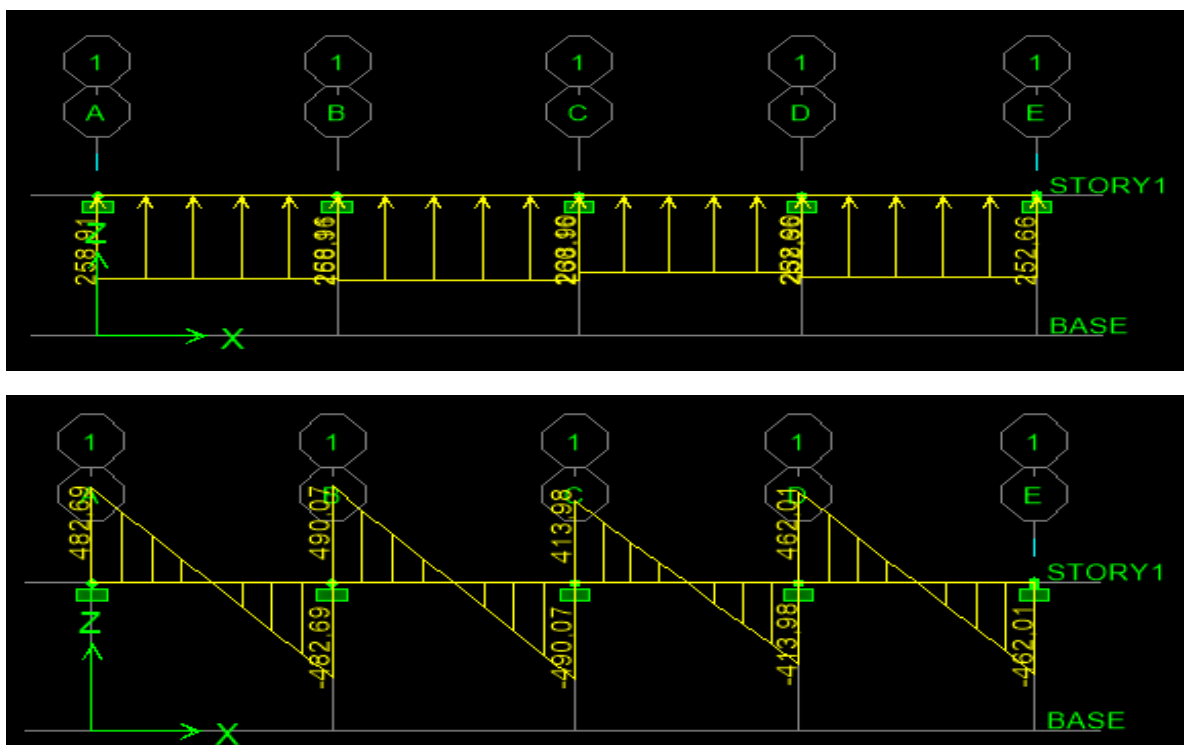


Figure VII.11: Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens transversal)

Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	942.56	700.24	540.54	406.27
M_{tmax} (KN.m)	471.28	363.28	270.27	208.38
T_{max} (KN)	994.8	767.11	637.47	490.07

Tableau VII.8: Les efforts internes dans les nervures.

Le ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 107 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Exemple de calcul

Sens longitudinale

- En travée

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{471.28}{0.55 \times 1.07^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{471.28 \times 10^2}{0.973 \times 107 \times 34.8} = 13.00 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 16 (filante) + 4 HA 14 (chapeau) = 14.19 cm²

- Aux appuis

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{942.56}{0.55 \times 1.07^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{942.56 \times 10^2}{0.995 \times 107 \times 34.8} = 25.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 16 (filante) + 4 HA 25 (chapeau) = 27.67 cm²

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	942.56	0.010	0.995	25.44	4HA16+4HA25	27.67
	Travée	471.28	0.052	0.973	13.00	4HA14+4HA16	14.19
Sens transversal	Appui	540.54	0.060	0.969	14.98	4HA14+4HA20	18.71
	Travée	270.27	0.030	0.985	7.36	4HA12+4HA14	10.67

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures à L'ELU

Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 107 \times 2.1}{400} = 7.1 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adoptée} = 27.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 18.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{Tu^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.5f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa tel que : } \gamma_b = 1,5$$

$$Tu^{max} = 994.8$$

$$\tau_u = \frac{994.8 \times 10^3}{550 \times 1070} = 1.69 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures**

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{max} \right\} = \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2.5 \right\} = 27.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{110}{4} = 27.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales**

$$A_t^{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections sont au moins égales à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3(\text{cm}^2 / \text{ml}) = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

sens	Zone	M _s (Kn.m)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} MPa	σ _{st} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bc} MPa	OBS
x-x	Appui	700.24	27.67	0.46	33.54	0.897	263.67	348	7.86	15	CV
x-x	Travée	363.28	14.19	0.24	48.29	0.921	259.78	348	5.37	15	CV
y-y	Appui	406.27	18.71	0.31	41.82	0.912	222.51	348	5.32	15	CV
y-y	Travée	208.38	10.67	0.18	57.46	0.931	196.04	348	3.41	15	CV

Tableau VII. : Vérification des contraintes à l'ELS

CHAPITRE VIII. Etude de mur plaque

VIII.1. Introduction

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés Des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions Suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VIII.2. Pré dimensionnement de mur plaque

D'après le RPA99/version 2003, le mur plaque doit avoir les Caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm. (Art 10.1.2).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (Horizontal et vertical)

On optera pour notre cas une épaisseur de 20cm.

La hauteur du voile périphérique = 2.40 m

- Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un Voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastéré sur 4 cotés dont les charges Qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne.

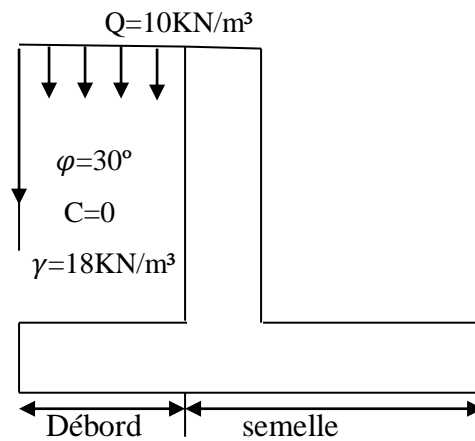


Figure VIII.1 : Schéma statique de mur plaque.

VIII.3. Données de calcul

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C = 0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 2,0 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Théorème de Rankine est applicable).

VIII.4. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \text{avec} \quad 0 < h < 2.4$$

✓ **Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

$$\text{Pour } h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=2.4\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times 18 \times 2.4 + 1.5 \times 10) = 42.525 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

Pour $h=0 \longrightarrow \sigma h_1 = K_0 \times \sigma v = K_0(18 \times 0 + 10) = 5.8 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=2.4\text{m} \longrightarrow \sigma h_2 = K_0 \times \sigma v = K_0(18 \times 2.4 + 10) = 30.856 \text{ KN/m}^2$

- Diagramme des contraintes

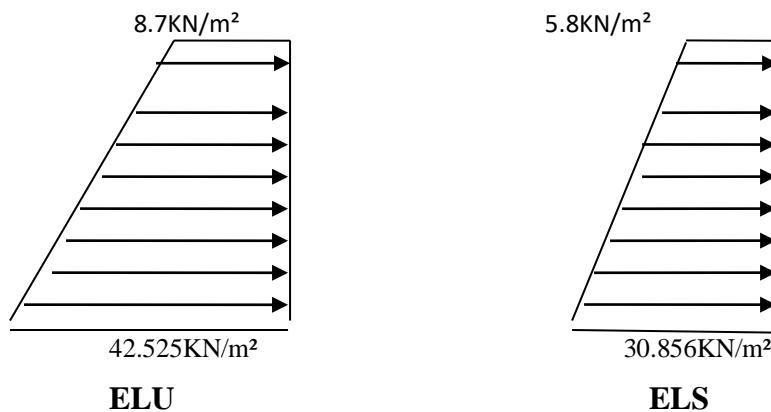


Figure VIII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

VIII.5. Charges moyennes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

A l'ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} = \frac{3 \times 42.525 + 8.7}{4} \times 1 \text{ ml} = 34.068 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} = \frac{3 \times 30.856 + 5.8}{4} \times 1 \text{ ml} = 24.592 \text{ KN/ml}$

VIII.6. Ferrailage de mur plaque

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

VIII.6.1. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée $0,75M_x$ et $0.75M_y$.

- Moment d'encastrement sur les grands coté :

$$- 0,3 \text{ (appuis de rive)} \quad , \quad - 0,5 \text{ (autres appuis).}$$

- Identification des panneaux

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \dots \text{qu. } L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \dots M_x$

$L_x = 2.4\text{m}$; $L_y = 3.88\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.40}{3.88} = 0.61$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.61 : \mu_x = 0.0798$$

$$\mu_y = 0.317$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot \text{qu. } L_x^2 = 0.0798 \times 34.068 \times (2.4)^2 = 15.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.317 \times 15.68 = 4.96 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments**➤ Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 15.65 = 7.825 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.65 = 11.737 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 4.96 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4.96 = 3.72 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage**✓ Les armatures longitudinales**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

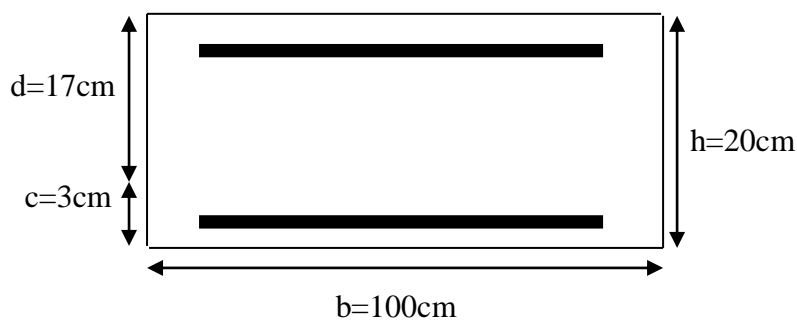


Figure VIII.3: Schéma du ferrailage de mur plaque

On a :

- $\mu = \frac{M}{bd^2.fbu}$; $fbu = 14.2\text{MPa}$
- $A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$
- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05\text{cm}$

❖ Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELU:

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	A _{adoptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	7.825	0.019	0.990	1.33	2.05	4HA12	4.52	25
	Travée	11.737	0.028	0.986	2.01	2.05	4HA12	4.52	25
Y-Y	Appuis	2.48	0.006	0.997	0.42	2.05	4HA12	4.52	25
	Travée	3.72	0.009	0.995	0.63	2.05	4HA12	4.52	25

Tableau VIII.1 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

✓ **Les armatures transversales**

• **Travée**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²

• **Appuis :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²

VII.6.1 Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

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).

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA (4HA8=2cm²)

VIII.6.2. vérification à l'ELU

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

✓ **Armatures principales**

Sens (X-X) : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens (Y-Y) : $St < \min(4h ; 45\text{cm})$

Sens (X-X) : $\frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

Sens (Y-Y) : $\frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

b-Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.05 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

c- Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé L_s

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \varnothing \quad \text{Avec } L_s : \text{longueur de scellement}$$

$$\tau_s = 0.6(\psi^2) f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1.2 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2.84} \times 1.2 = 42.25 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

VIII.7. Vérification à l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.40}{3.88} = 0.61$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.61 : \mu_x = 0.0849$$

$$\mu_y = 0.487$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0849 \times 24.592 \times (2.4)^2 = 12.026 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.487 \times 12.026 = 5.856 \text{ KN.m}$$

a. Correction des moments

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 12.026 = 6.013 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 12.026 = 9.02 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 5.856 = 2.928 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 5.856 = 4.392 \text{ KN.m}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91)

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 :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds Lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les Armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour.

$$\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b d}$$

✓ Dans le béton

Contrainte dans l'acier nous devons donc s'assurer que :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad K = \frac{1}{k_1}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K1	σ_{st} MPA	$\overline{\sigma_{st}}$ MPA	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPA	Obs
X-X	Appuis	4.52	6.013	0.265	0.918	45.98	85.24	201.63	1.85	15	C.V
	Travée	4.52	9.02	0.265	0.918	45.98	127.87	201.63	2.77	15	C.V
Y-Y	Appuis	4.52	2.928	0.265	0.918	45.98	41.50	201.63	0.90	15	C.V
	Travée	4.52	4.392	0.265	0.918	45.98	62.26	201.63	1.35	15	C.V

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Résultats

L'épaisseur de mur plaque de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage de mur plaque est comme suit :

✓ Sens X-X

- **En travée** : 4HA12/ml avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- **Aux appuis** : 4HA12/ml avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

✓ Sens Y-Y

- **En travée** : 4HA12/ml avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- **Aux appuis** : 4HA12/ml avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis non seulement de comprendre les différentes techniques de calcul et de réglementation, mais aussi de mieux maîtriser les logiciels de dessin et de calcul. Le séisme est un phénomène qui ne cesse de faire des ravages dans les agglomérations urbaines à chaque fois où il se produit. Le progrès de la science en matière de connaissance sismique nous renvoie à faire des mises à jour régulières pour les règlements parasismiques, afin d'améliorer les structures du génie civil et tout cela pour mieux préserver les vies humaines tout en assurant la durabilité sans ignorer le volet économique. Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle. Nous souhaitons contribuer dans un avenir proche au développement du domaine du génie civil en Algérie.

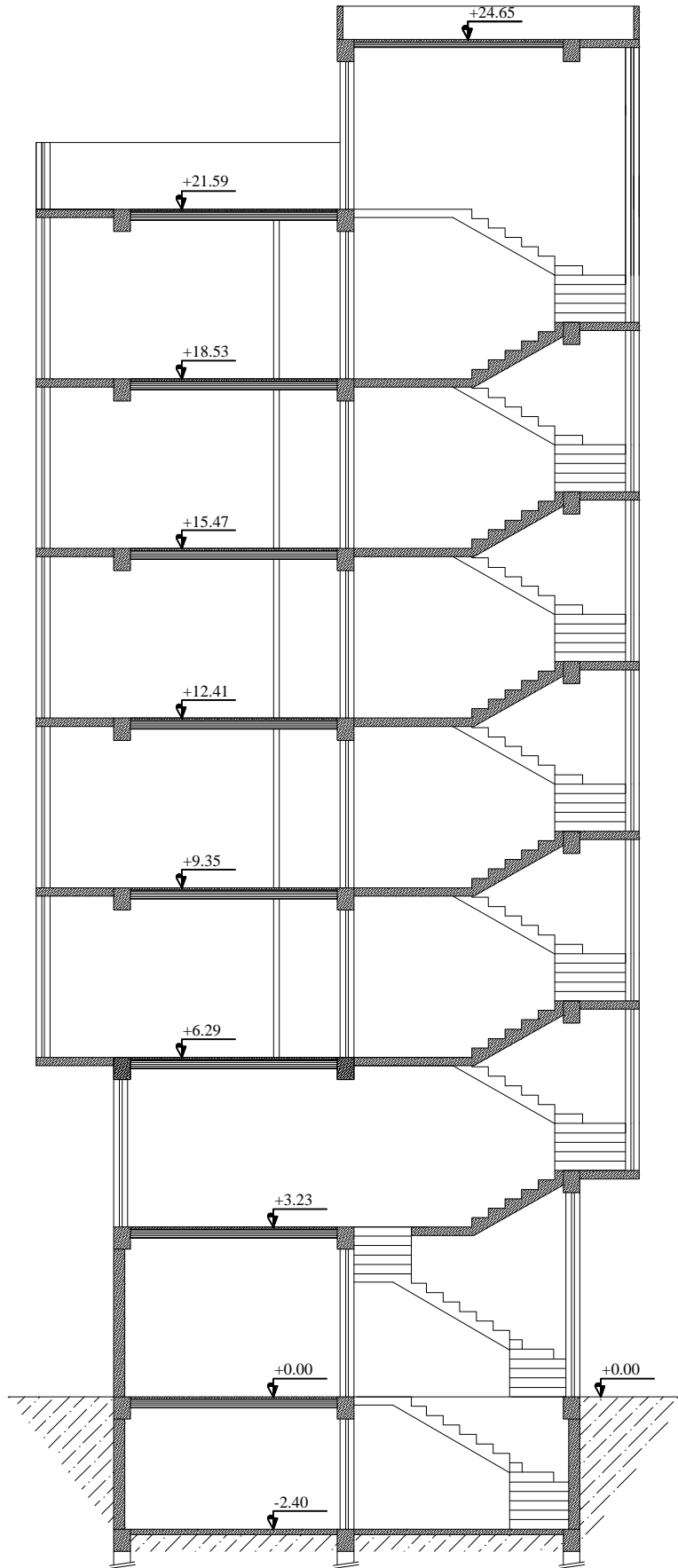
Exposition
DES PLANS



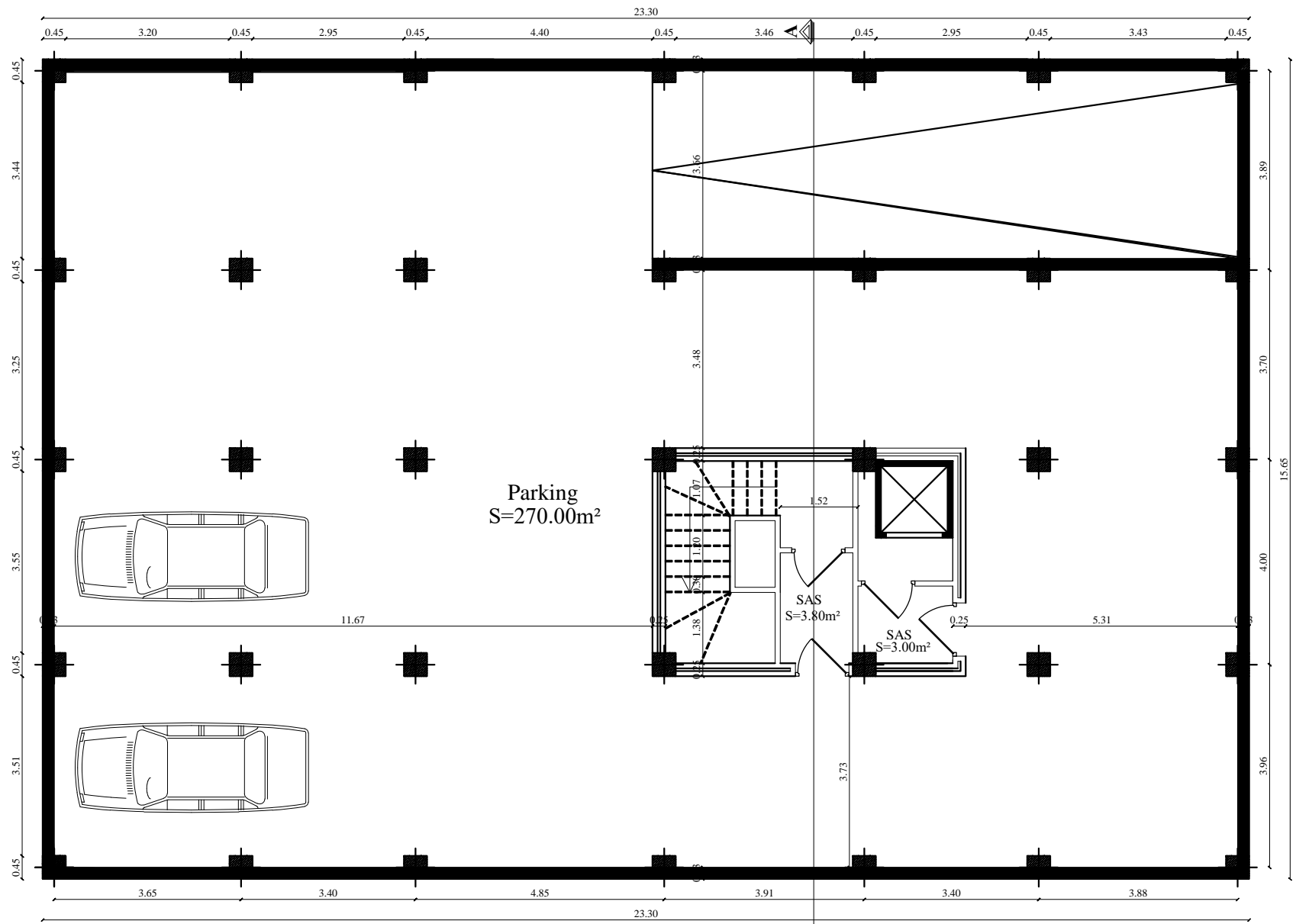
FACADE PRINCIPALE1



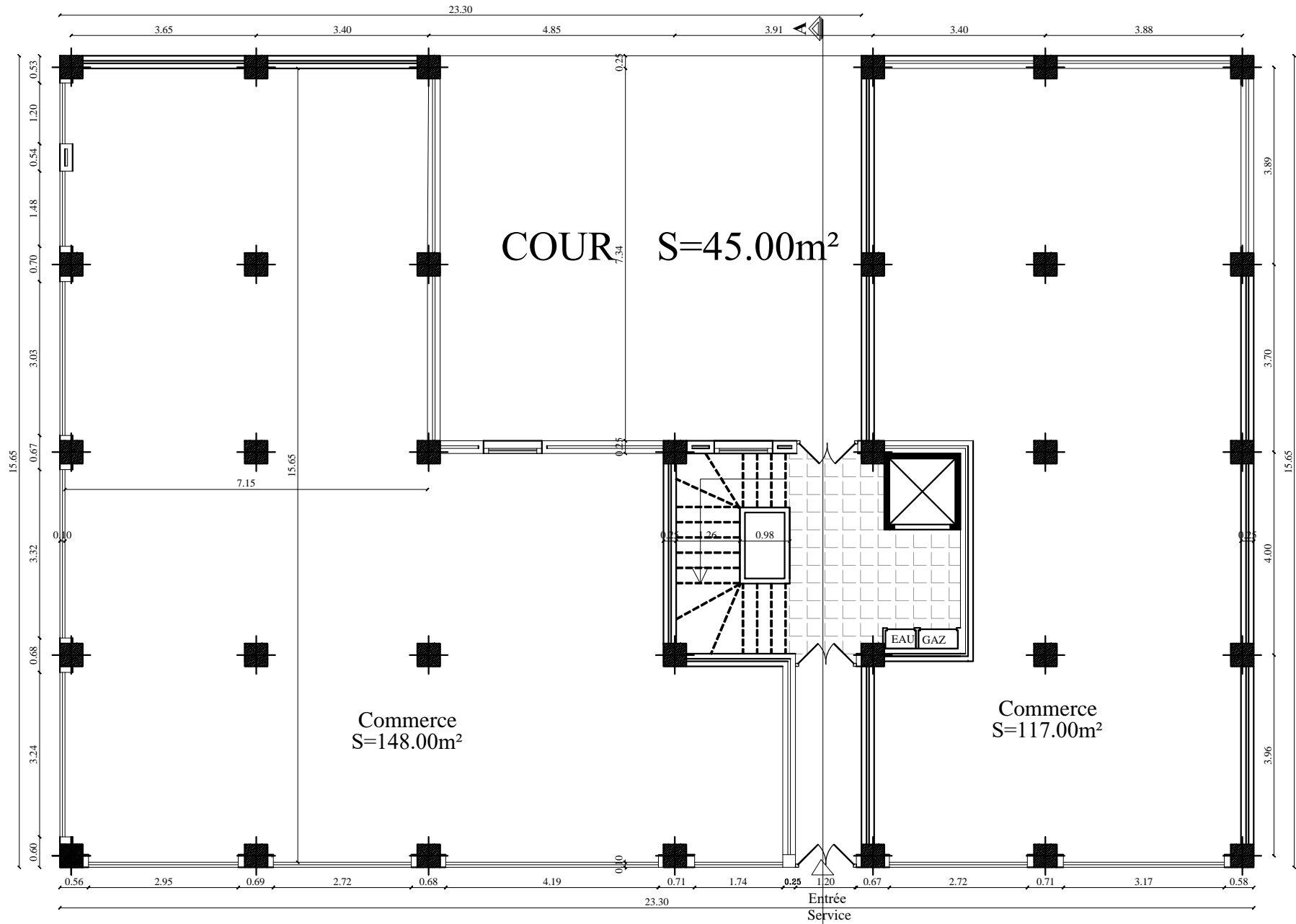
FACADE PRINCIPALE2



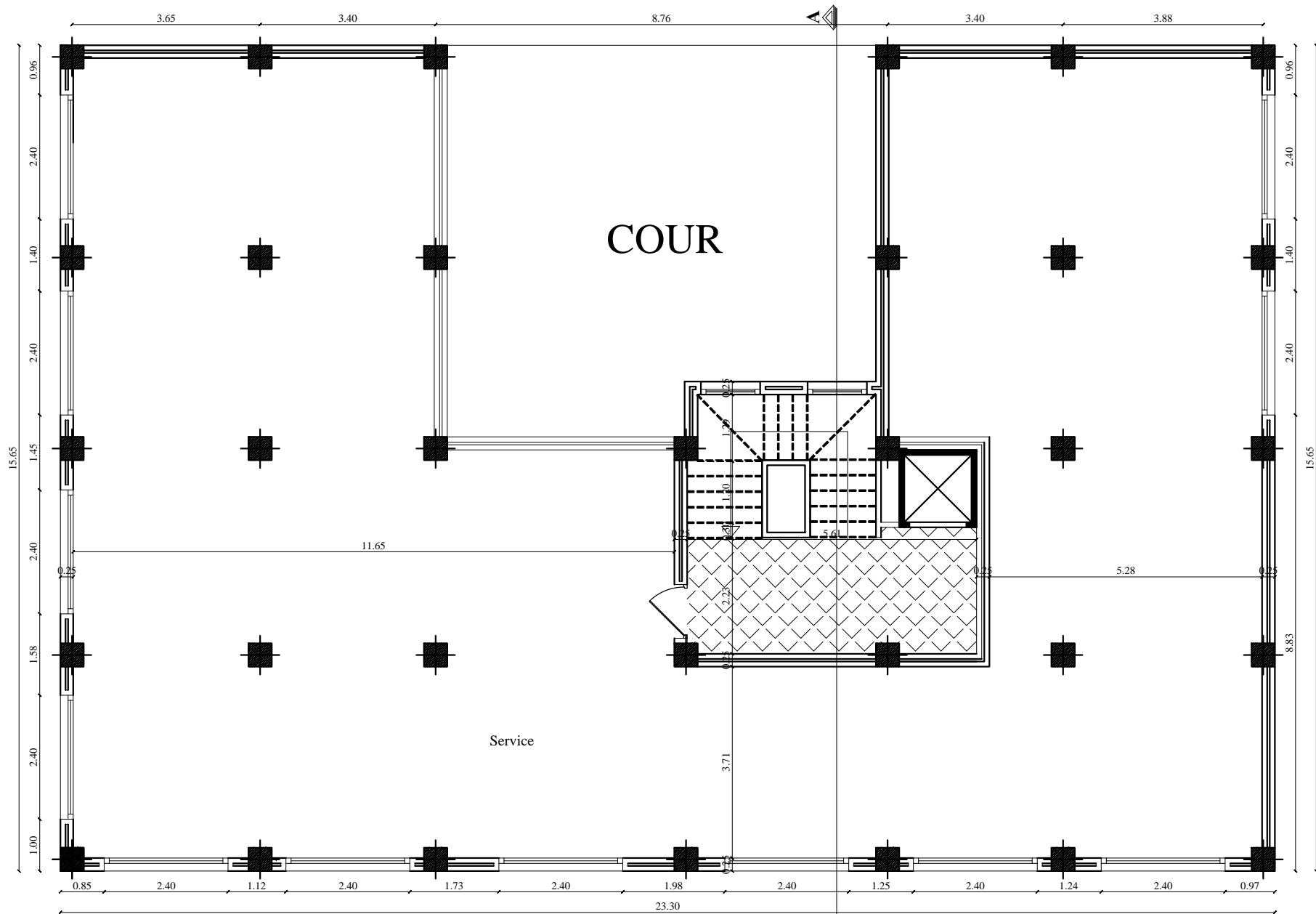
COUPE A-A



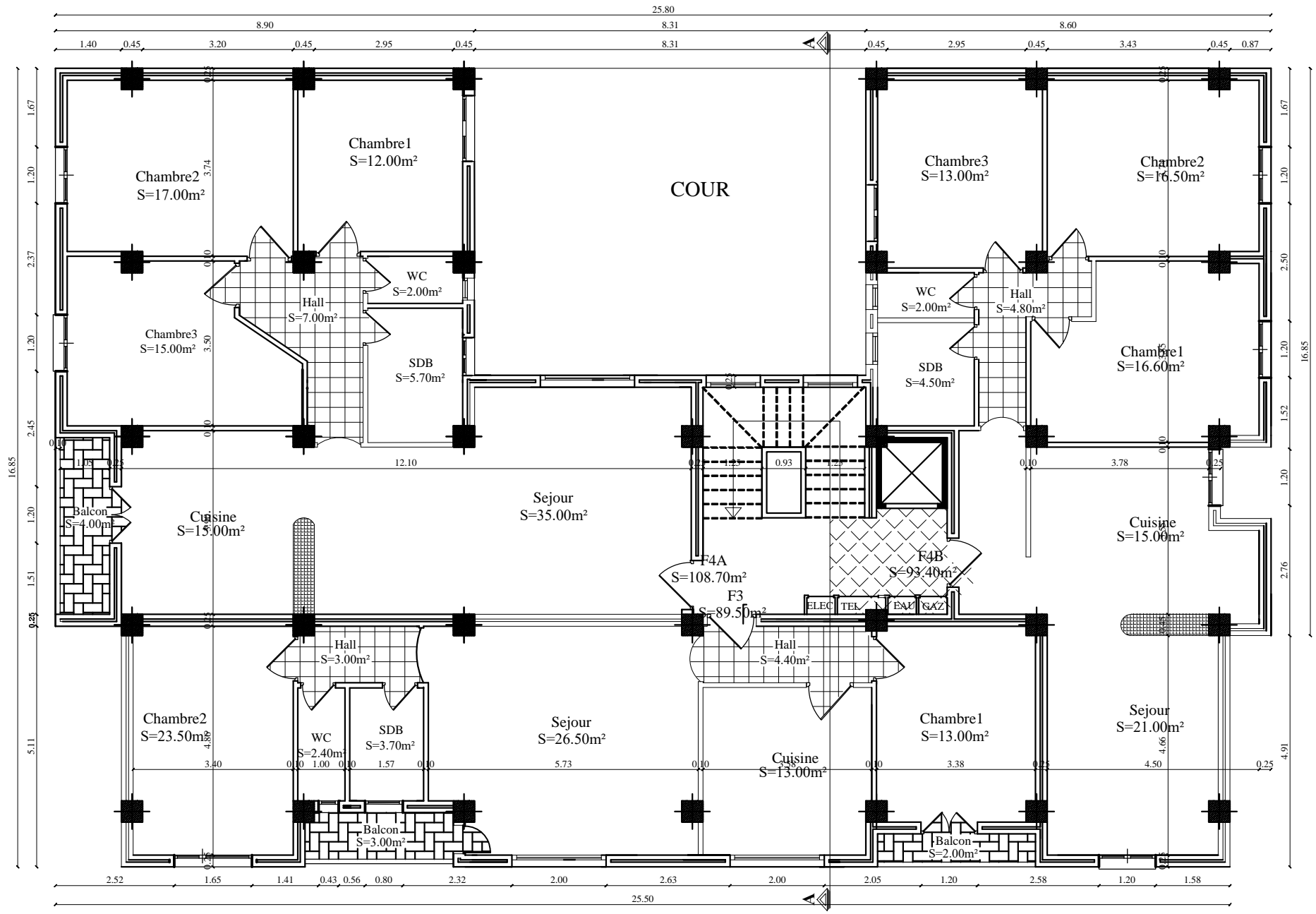
PLAN DE SOUS SOL



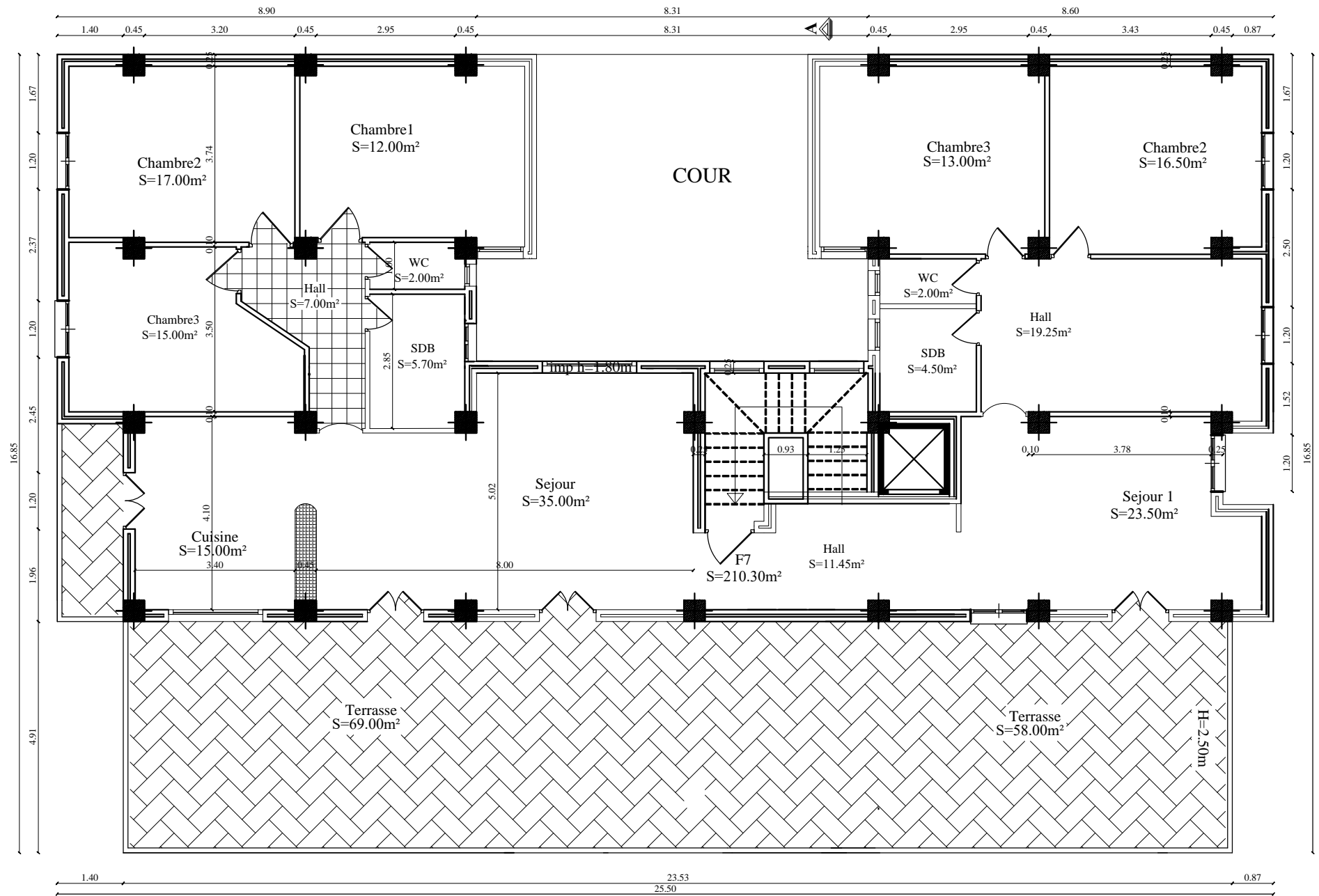
PLAN DE R.D.C



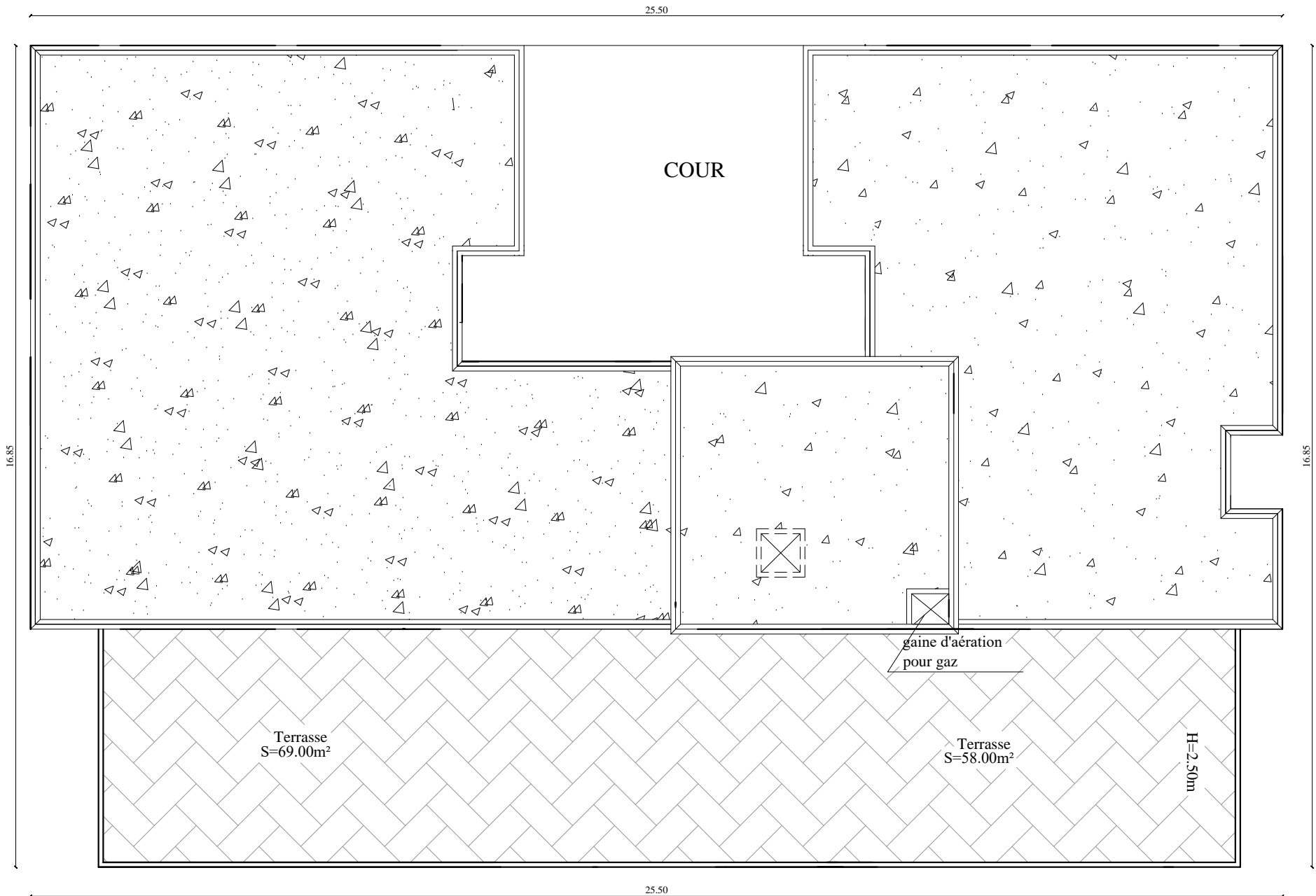
PLAN DE 1er ETAGE



PLAN DE 2.3.4.5.6eme ETAGE

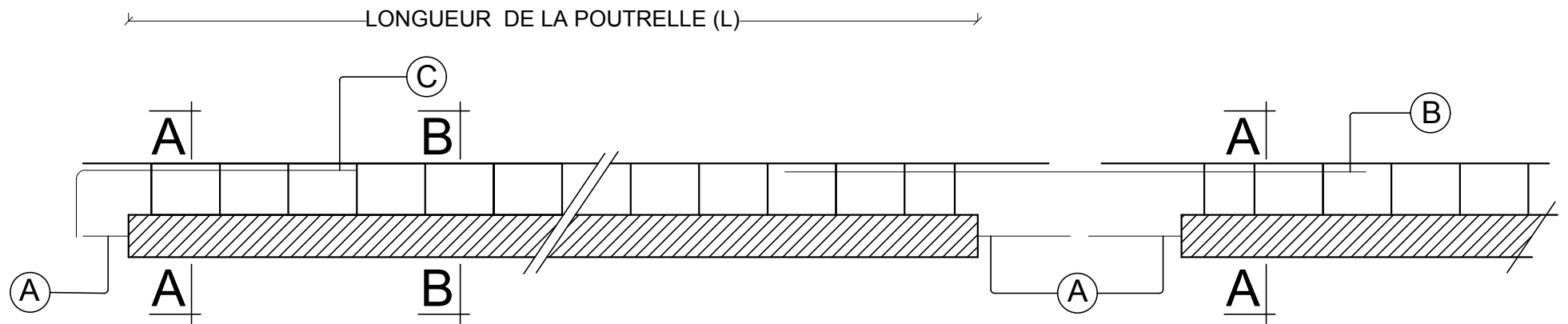


PLAN DE COMBLE



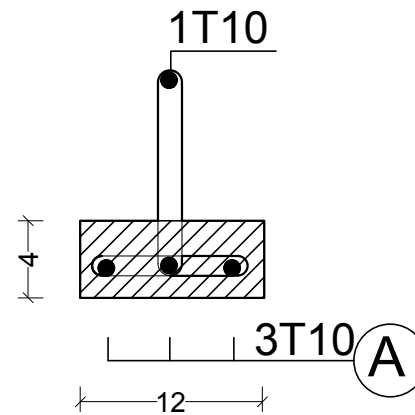
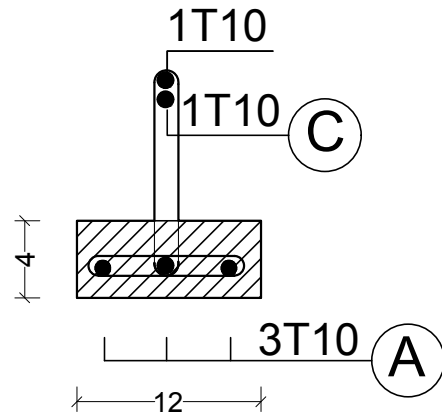
PLAN DE TOITURE

Ferrailage des poutrelles

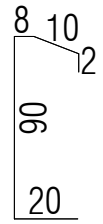
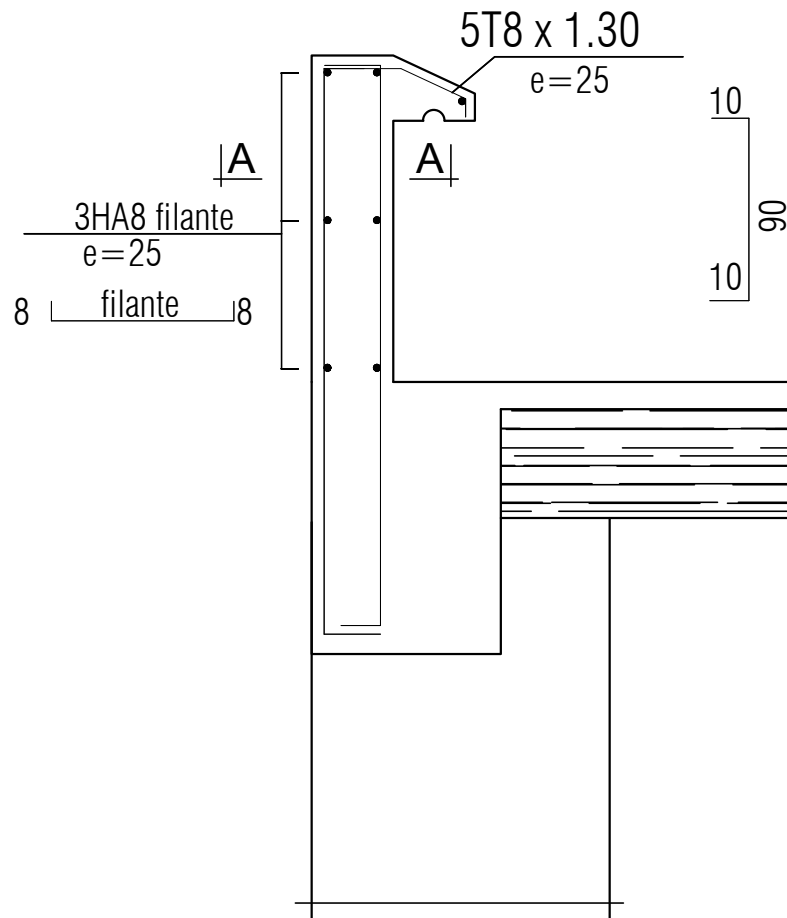


Coupe:A-A

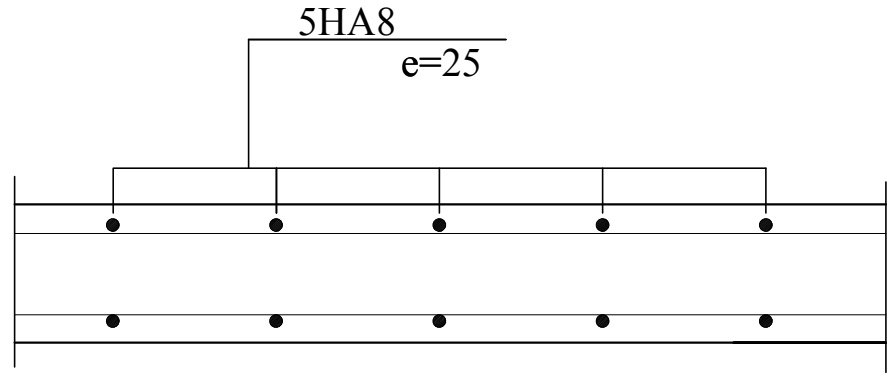
Coupe:B-B



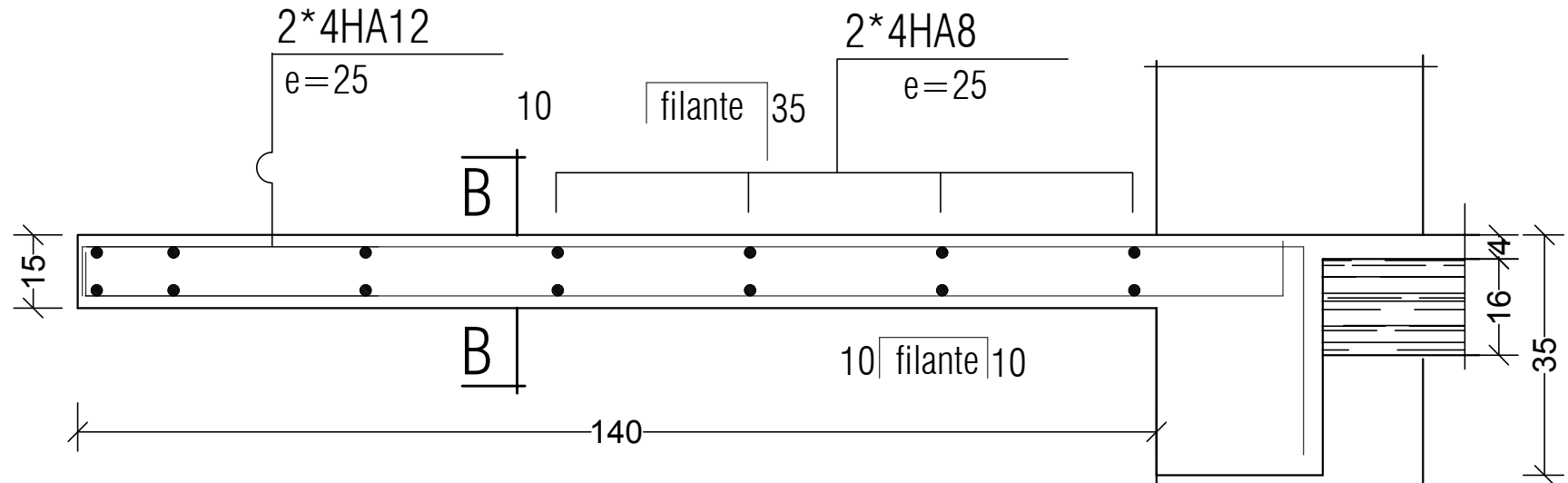
Ferrailage de l'acrotère



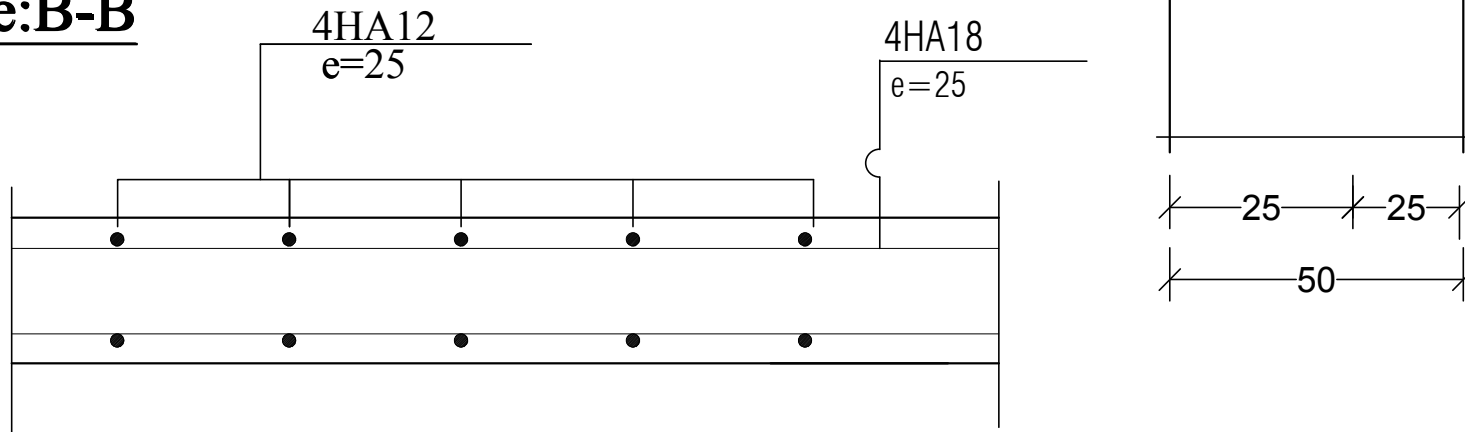
Coupe:A-A



Ferrailage des balcons

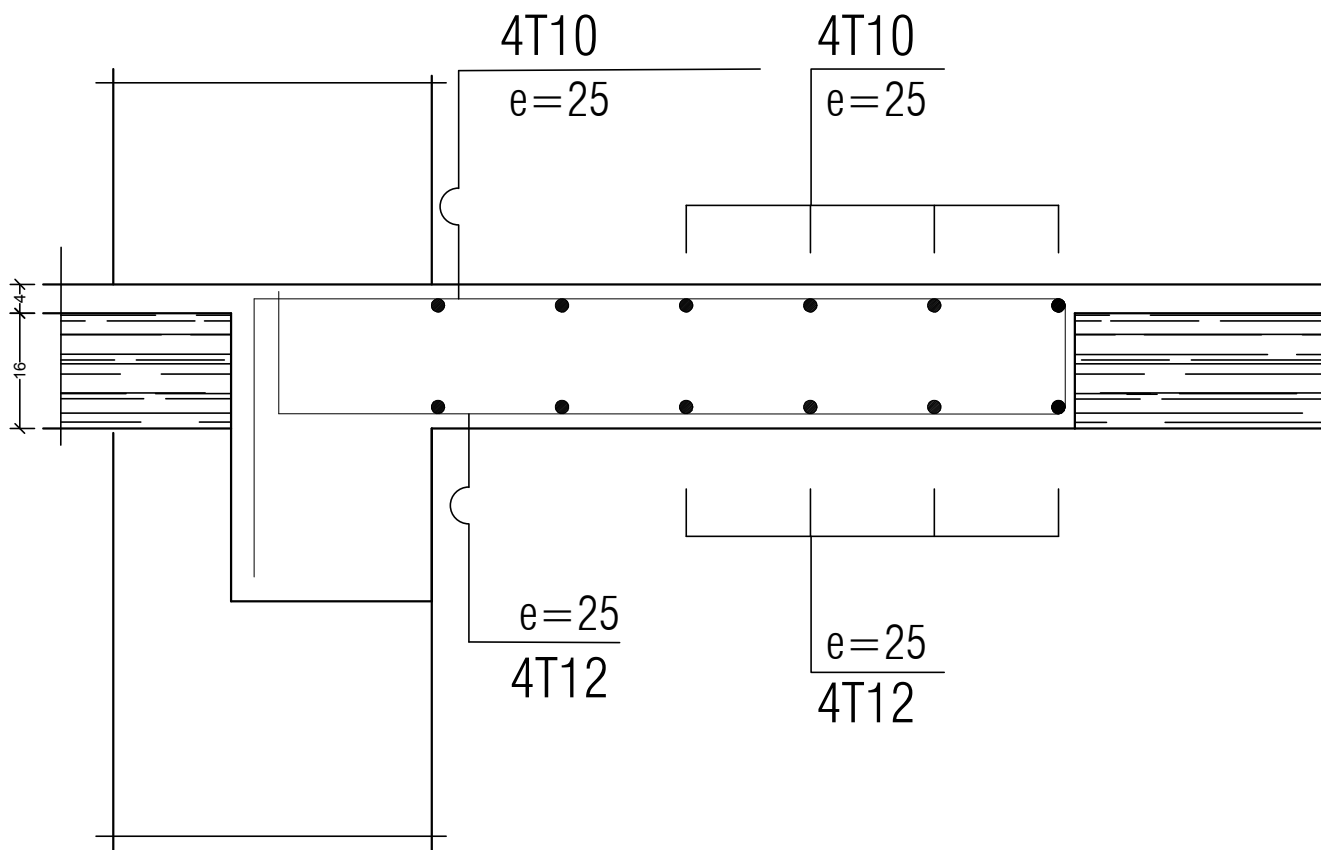


Coupe: B-B

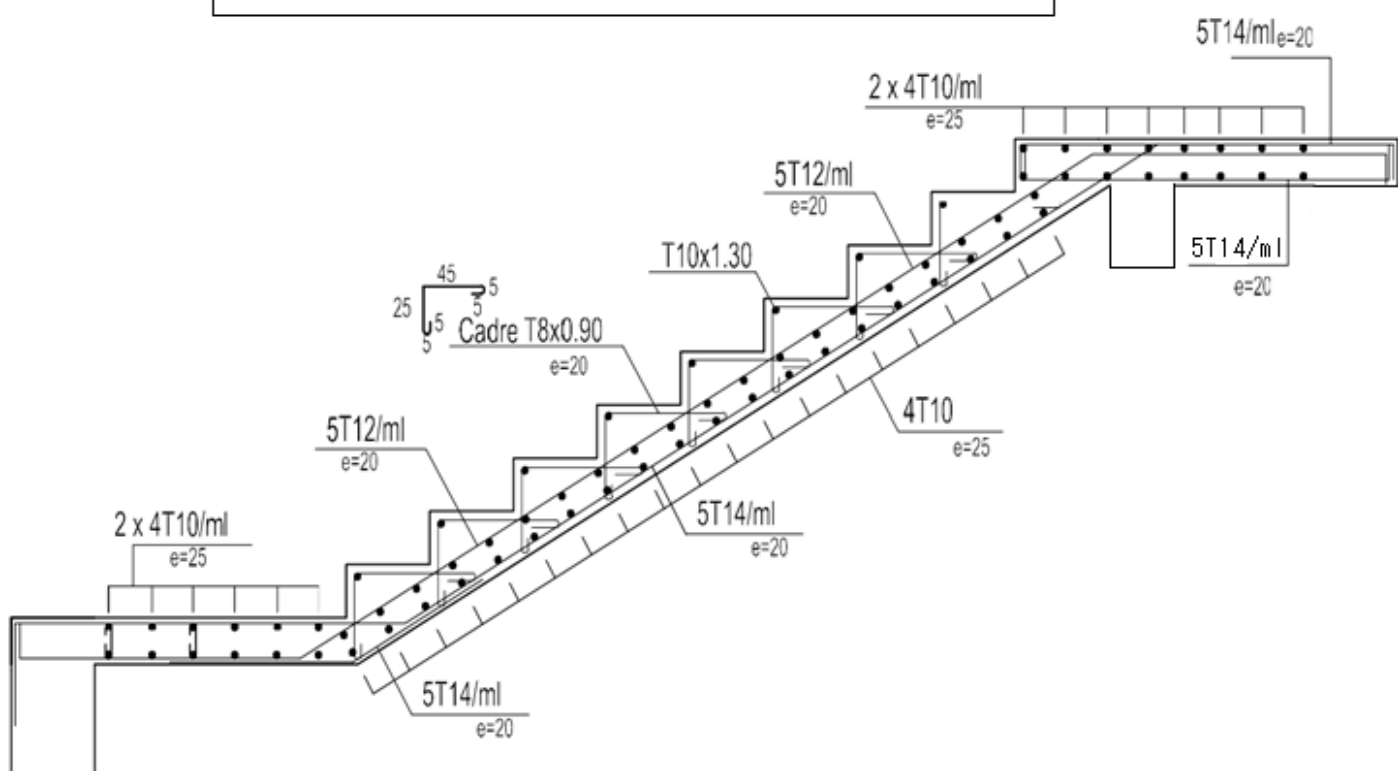


Ferrailage dalle salle machine

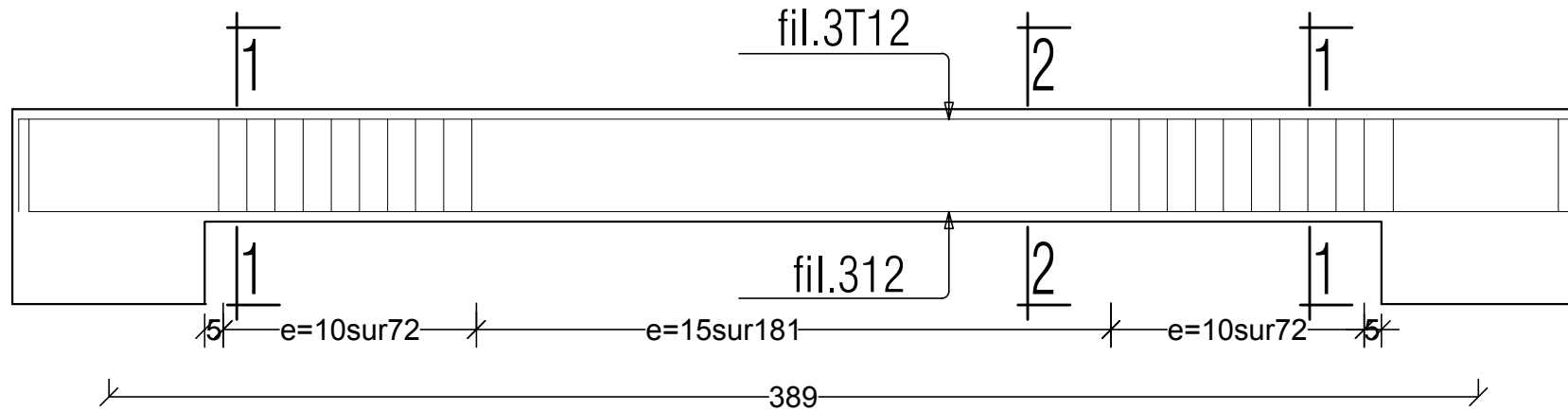
sens X-X . Y-Y



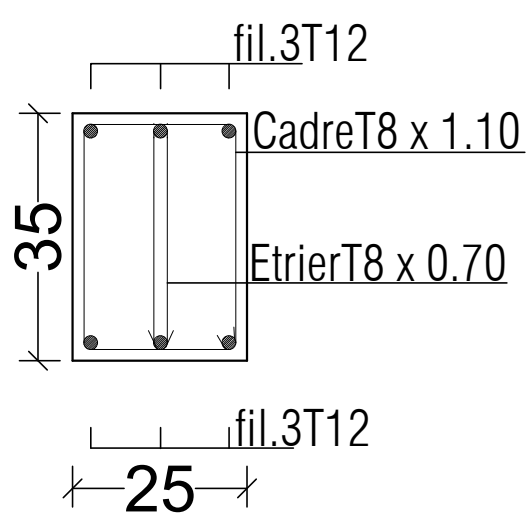
Ferrailage escalier



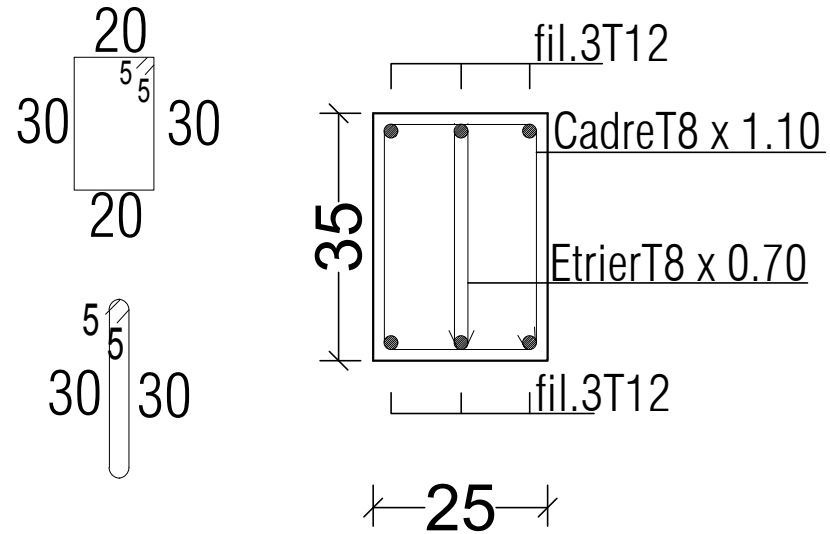
Poutre de chaînage (25X35)



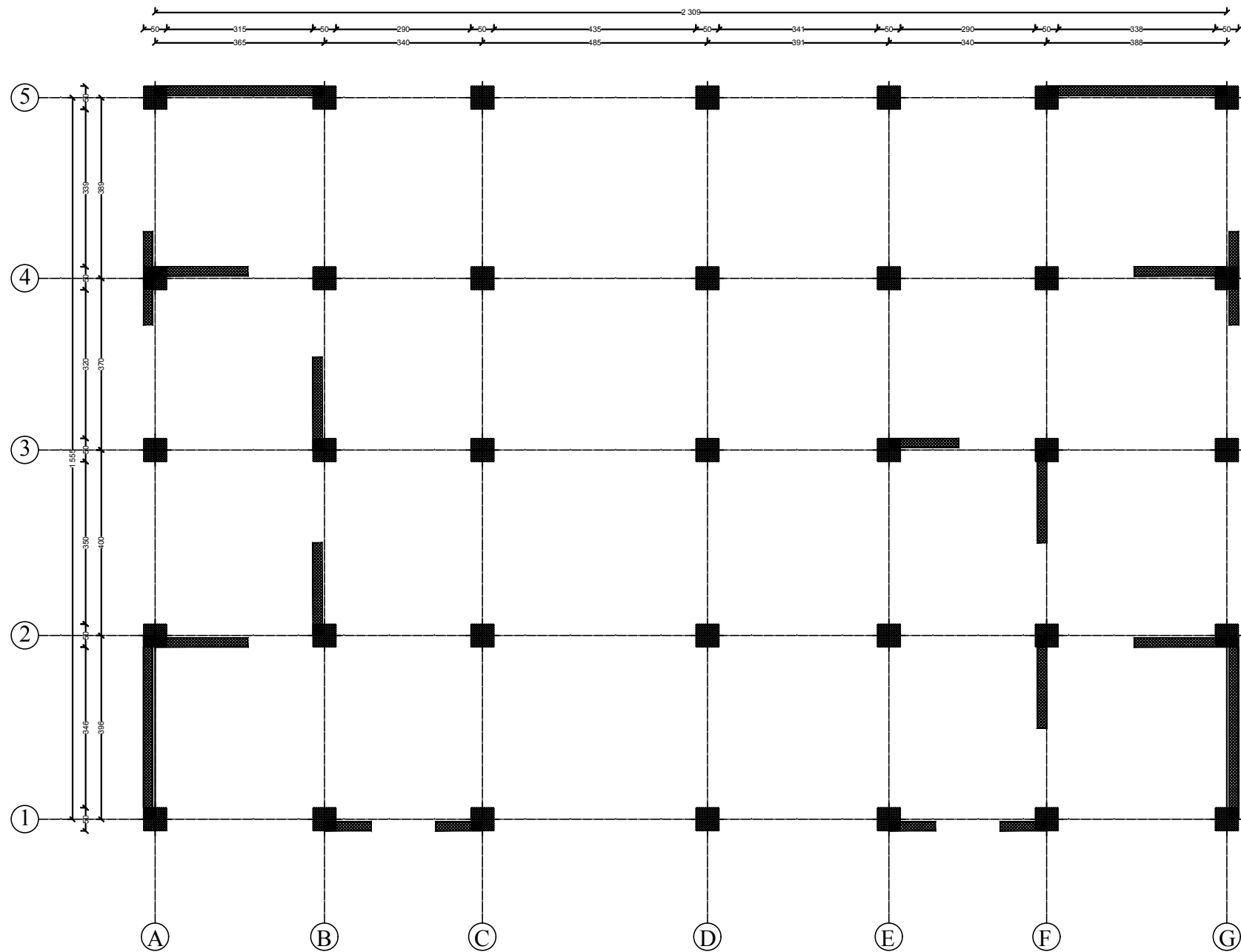
COUPE 1-1



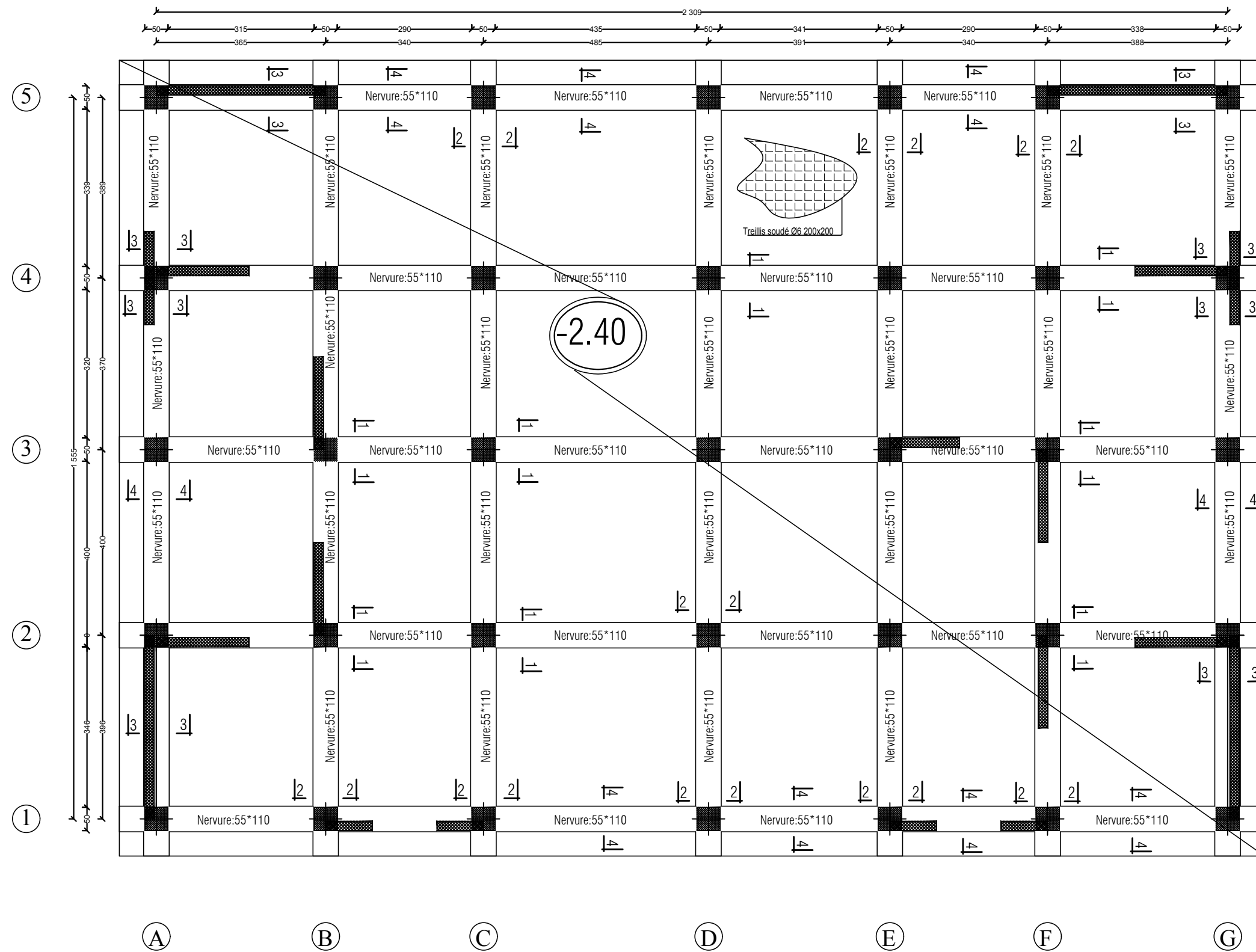
COUPE 2-2



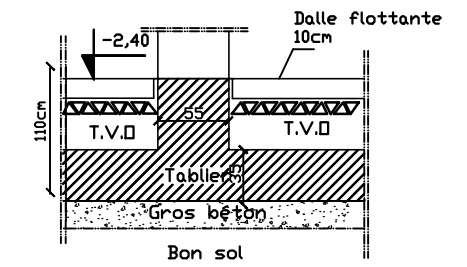
PLAN DISPOSITIONS DES VOILES



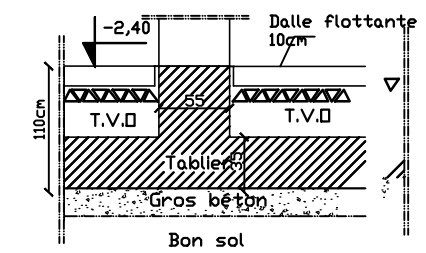
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :-2,40 m



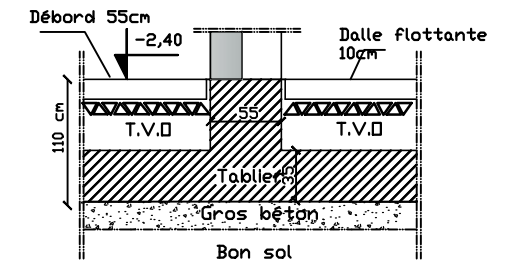
Coupe 1-1



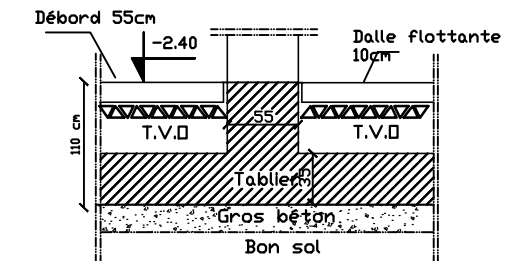
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

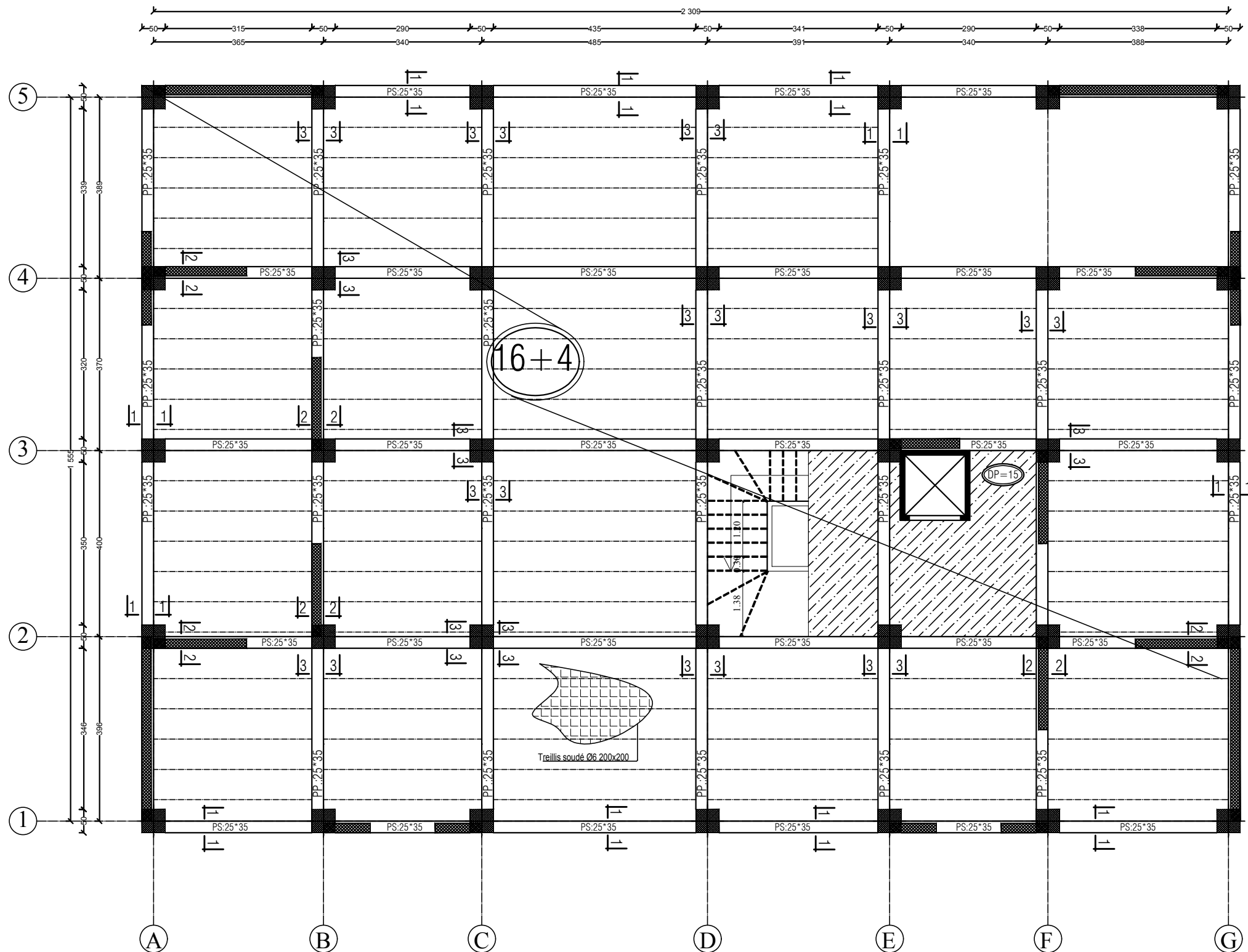
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF

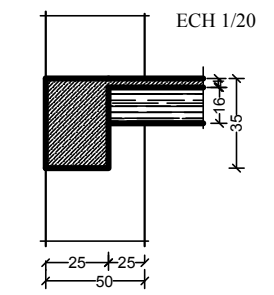
Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

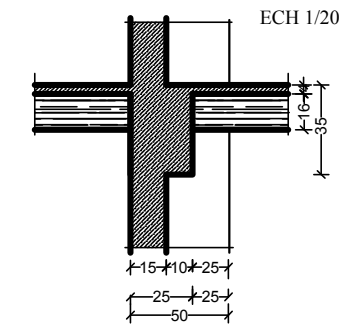
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



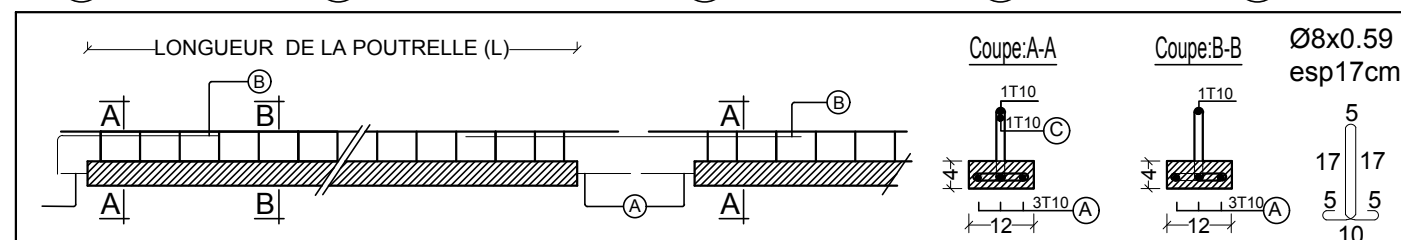
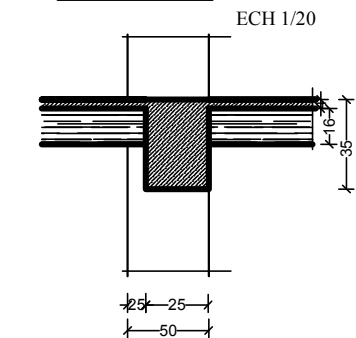
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

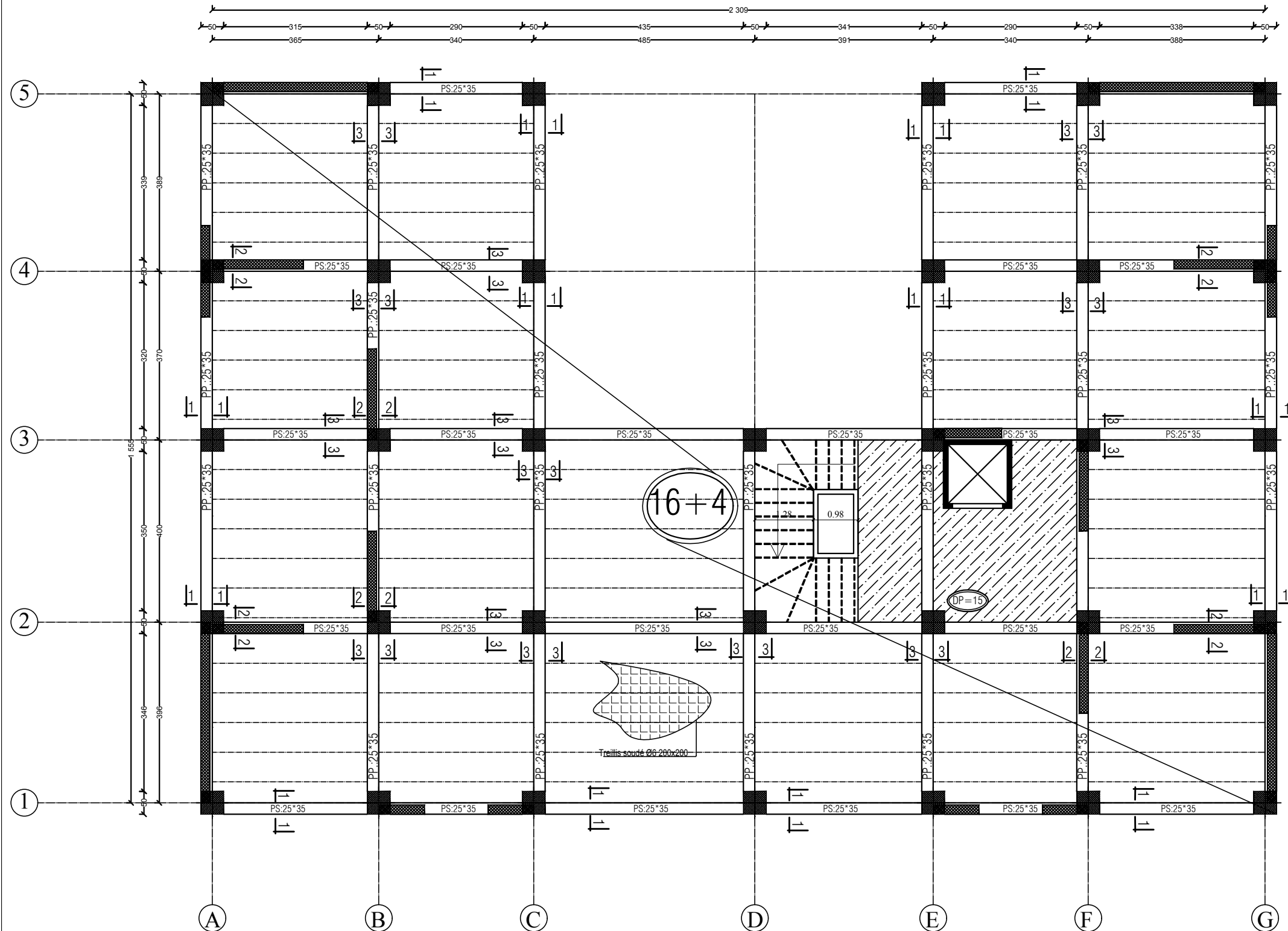
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

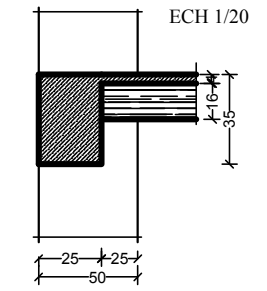
Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

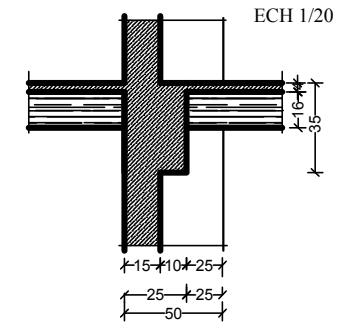
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3.23 m



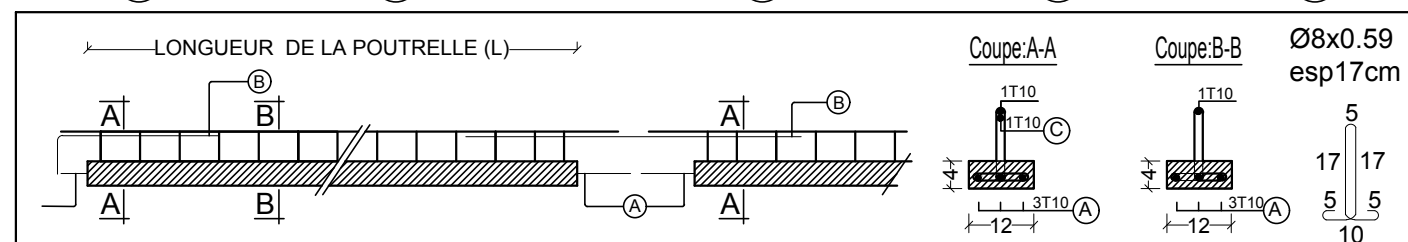
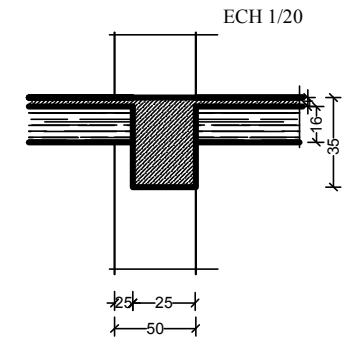
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

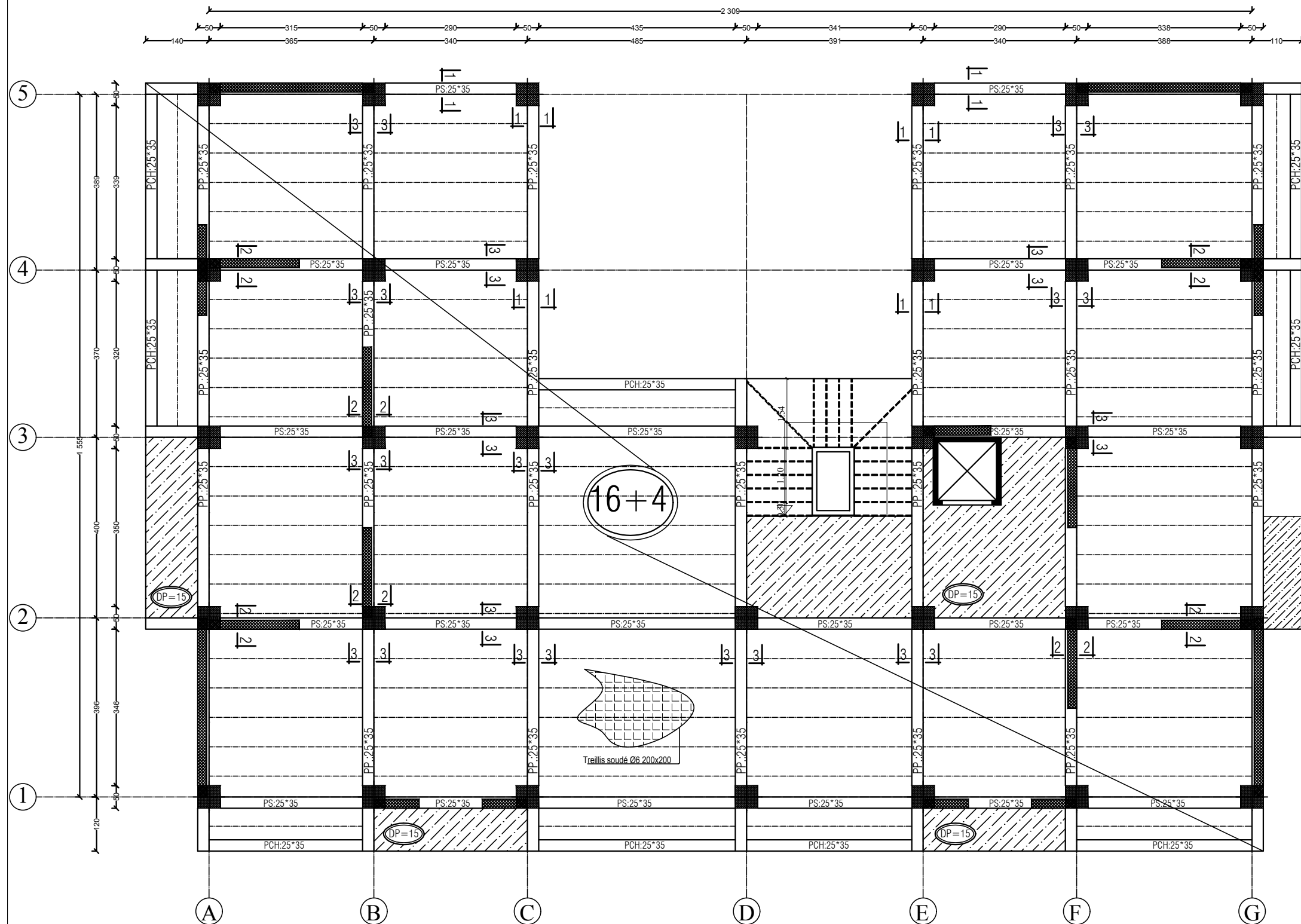
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

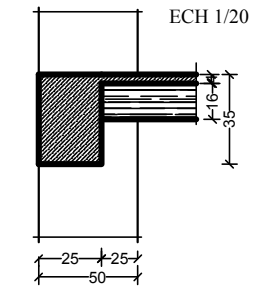
Réalisé par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

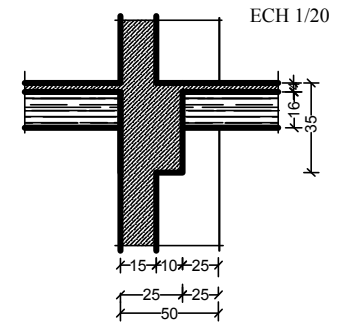
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 6.29 m



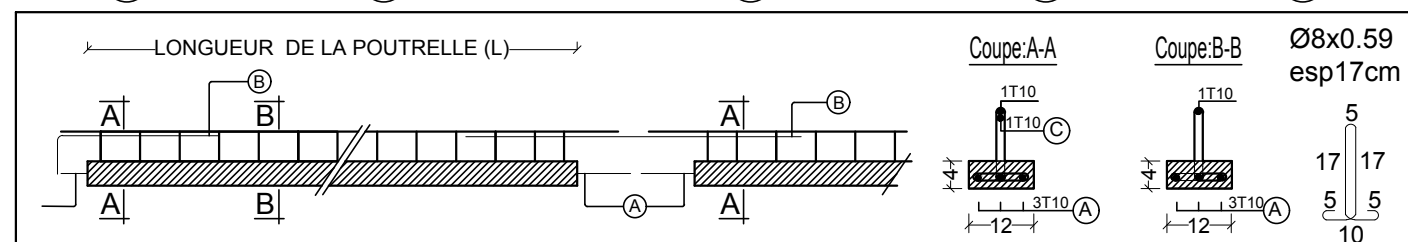
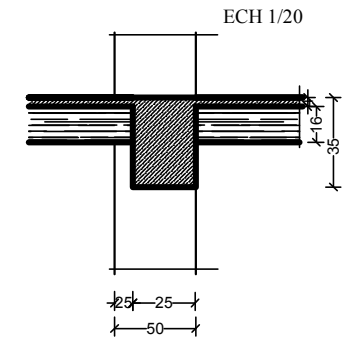
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

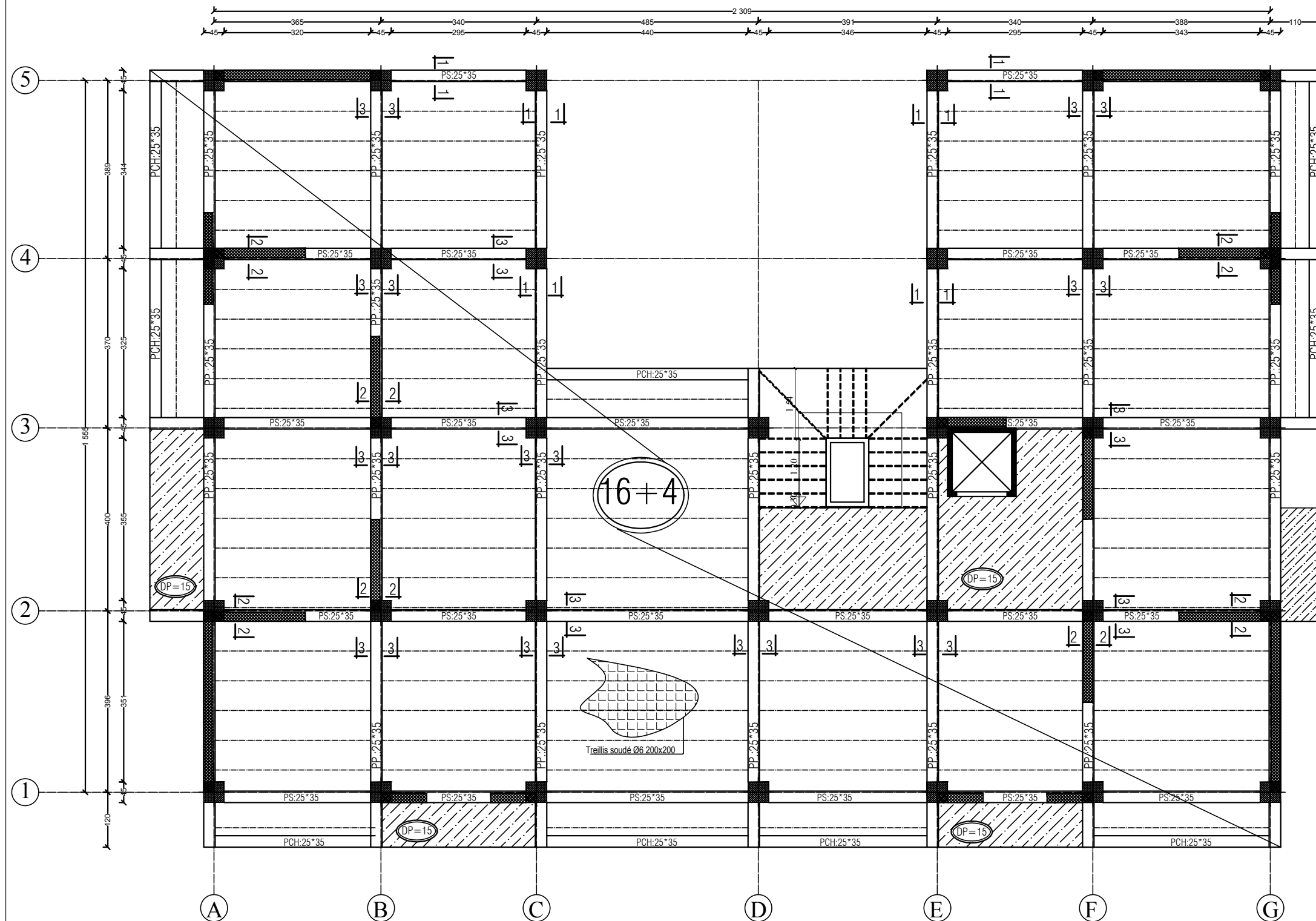
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF

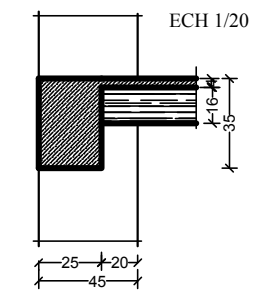
Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

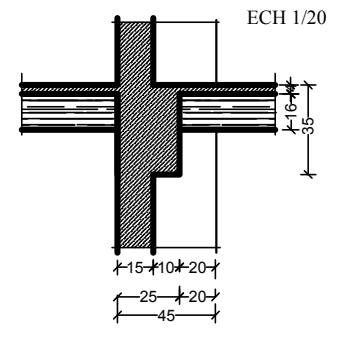
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+9.35;+12.41;+15,47 m



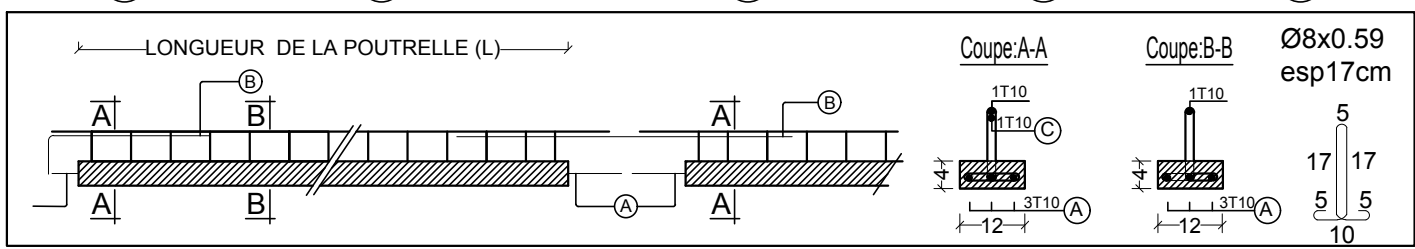
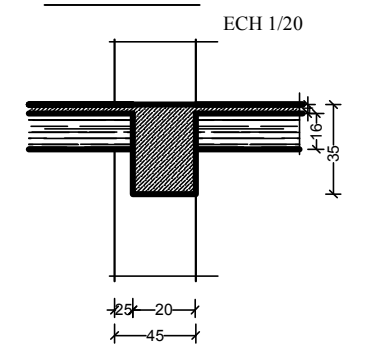
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

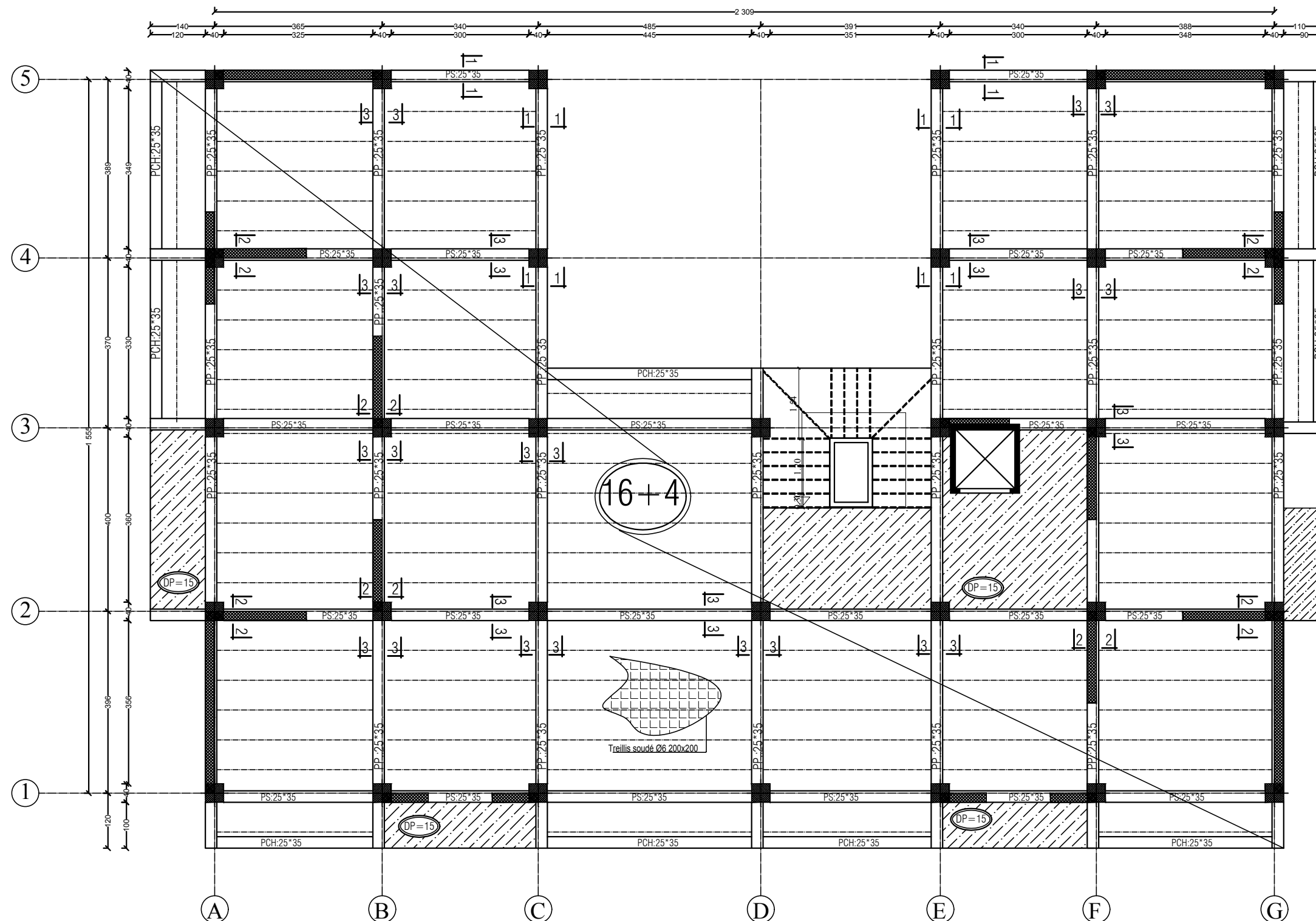
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

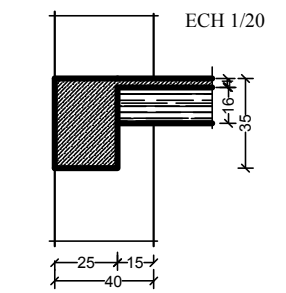
Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

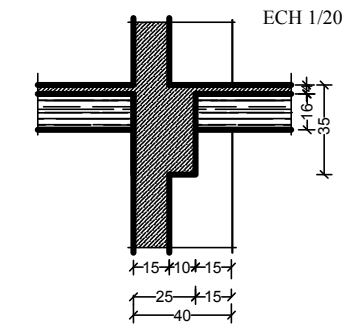
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 18.53;+21.59 m



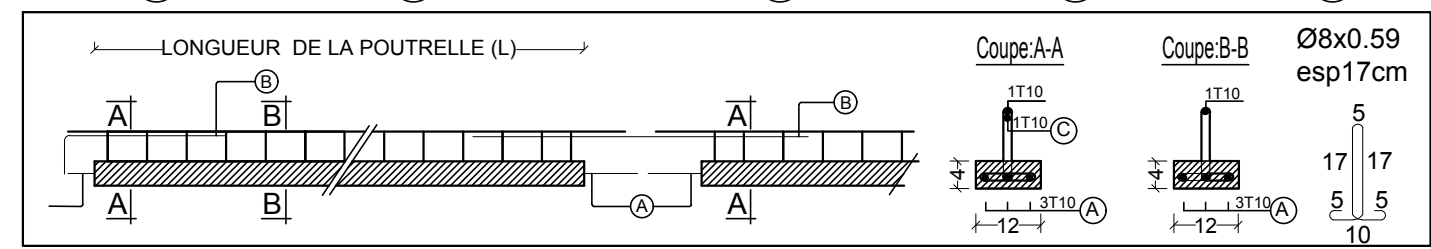
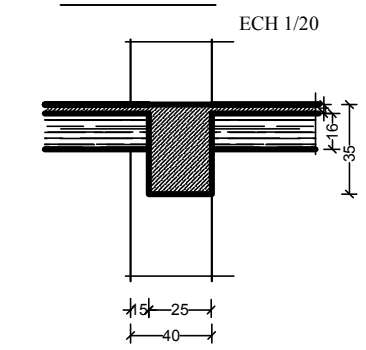
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

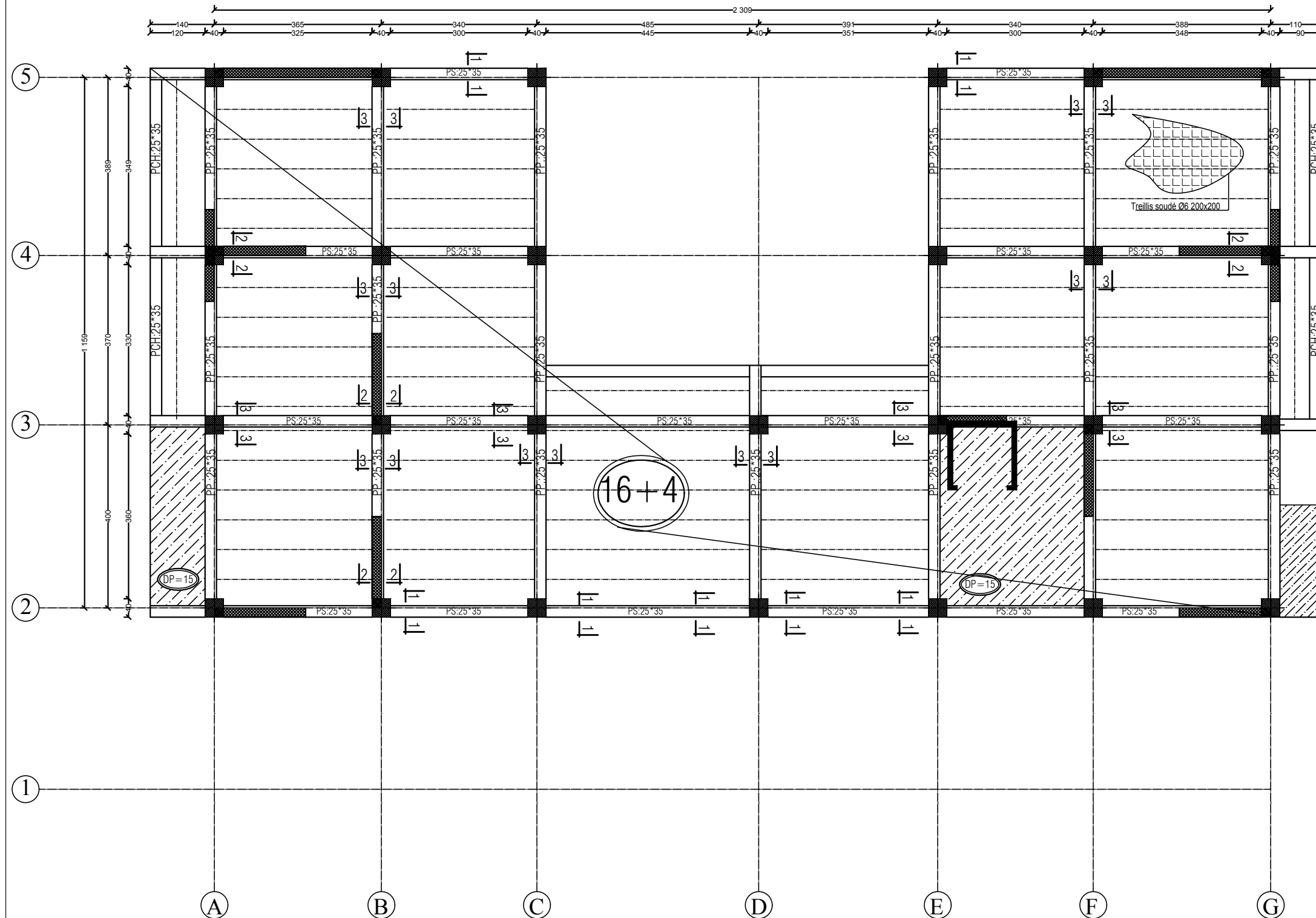
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

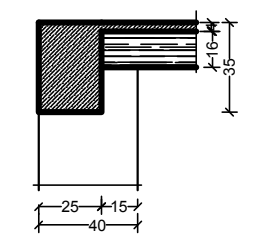
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+24,65 m



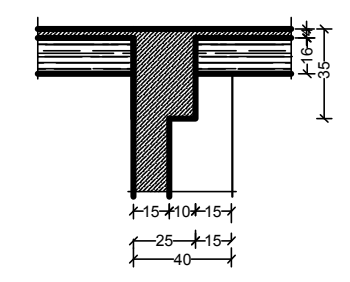
COUPE 1-1

ECH 1/20



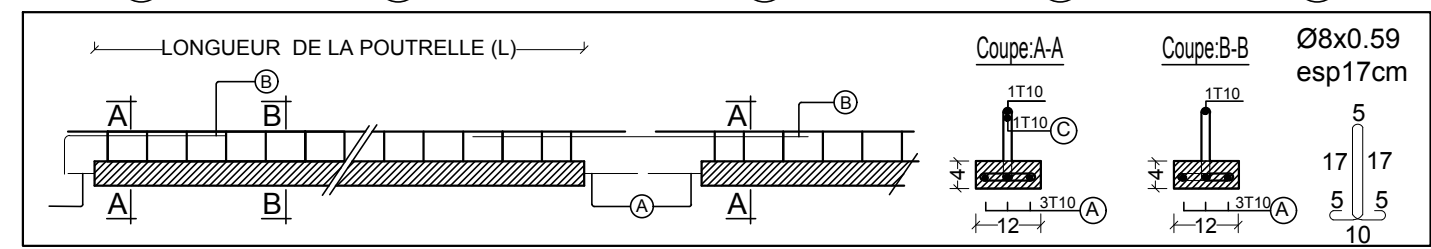
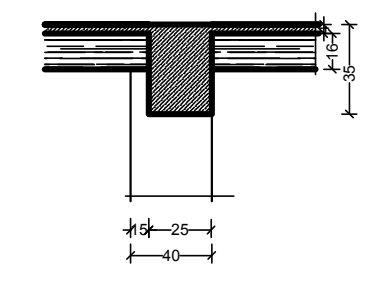
COUPE 2-2

ECH 1/20



COUPE 3-3

ECH 1/20



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

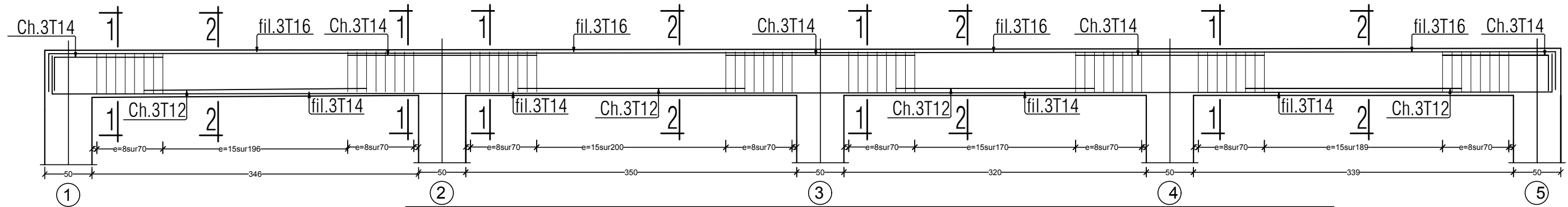
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

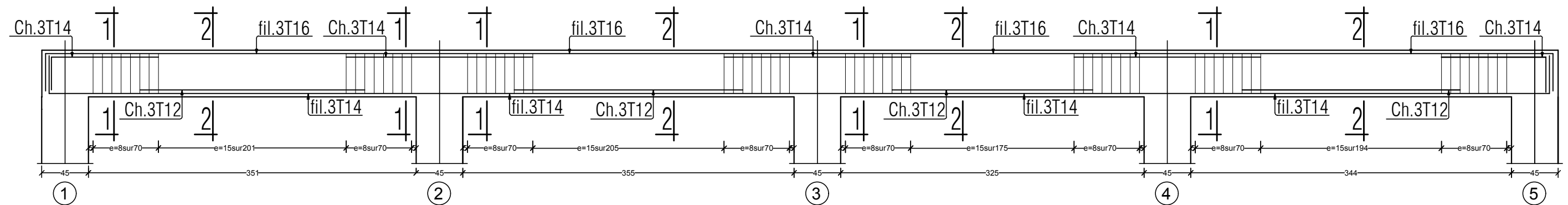
promotion :2021/ 2022

POUTRES PRINCIPALES (25*35).

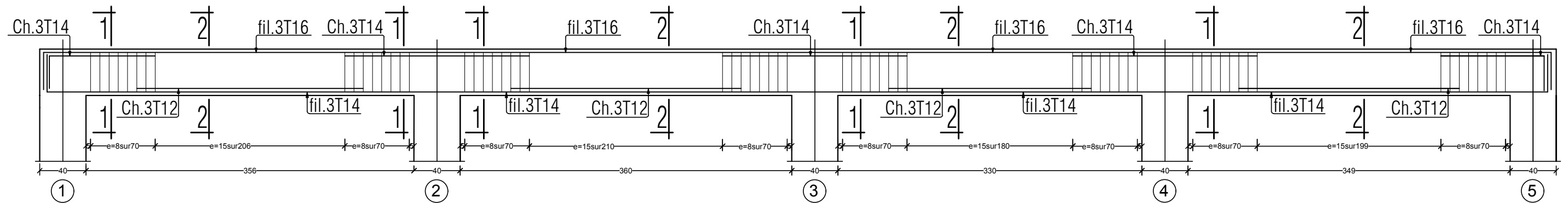
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fils: *A*. ZONE I



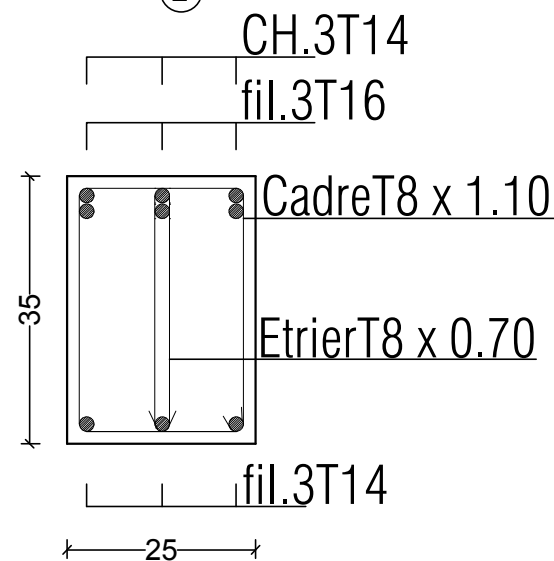
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fils: *A*. ZONE II



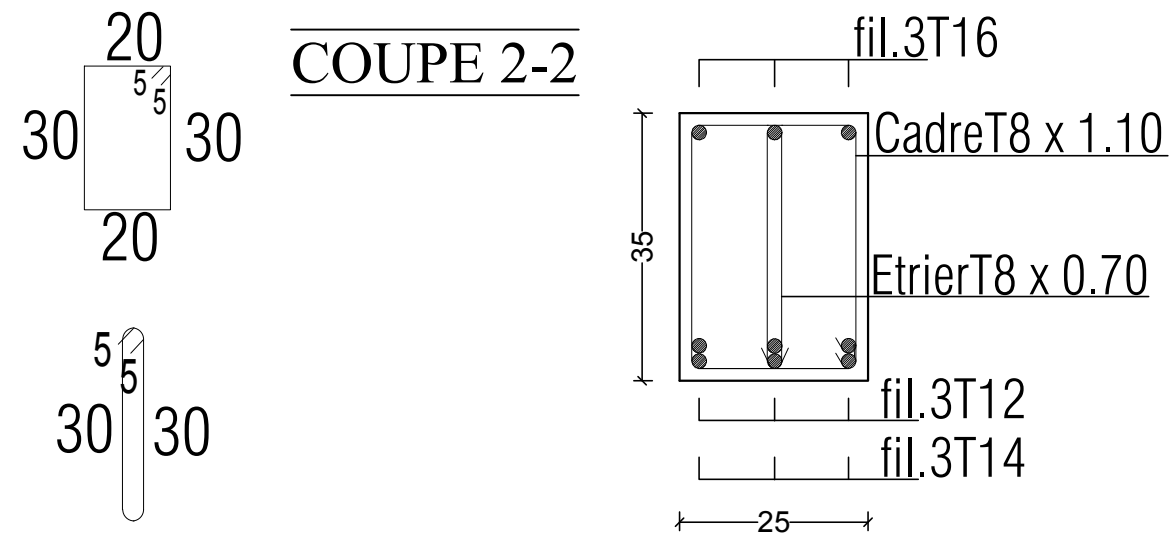
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fils: *A*. ZONE III



COUPE 1-1



COUPE 2-2



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment R+6+Comble
 +sous-sol à usage multiple

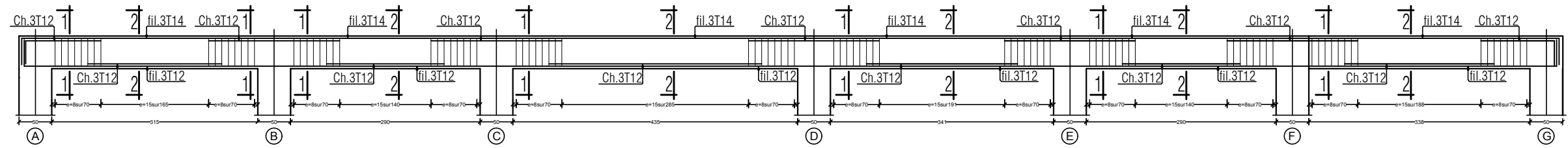
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

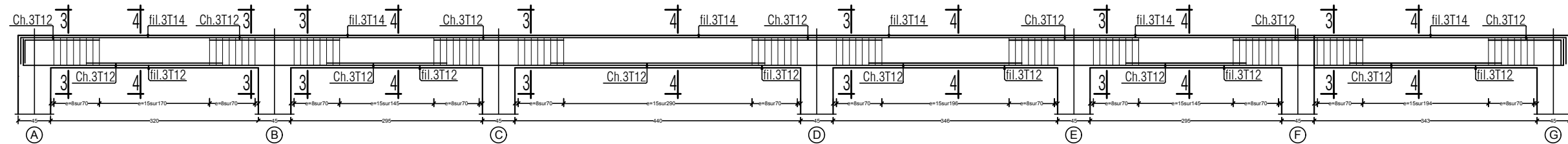
promotion :2021/ 2022

POUTRE SECONDAIRE (25*35).

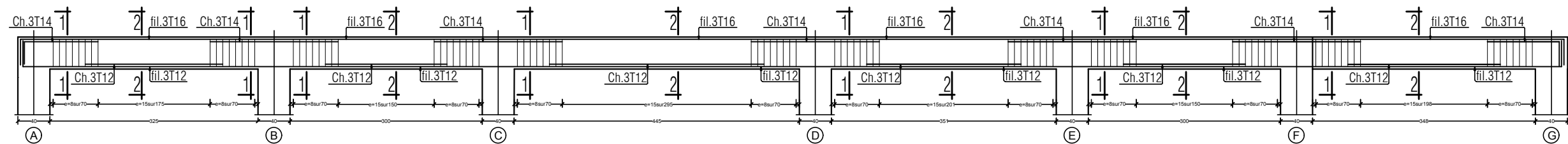
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *1*. ZONE I



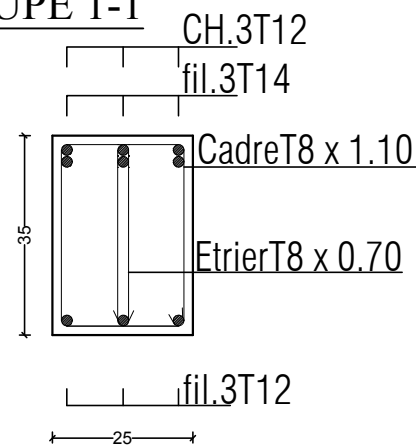
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *1*. ZONE II



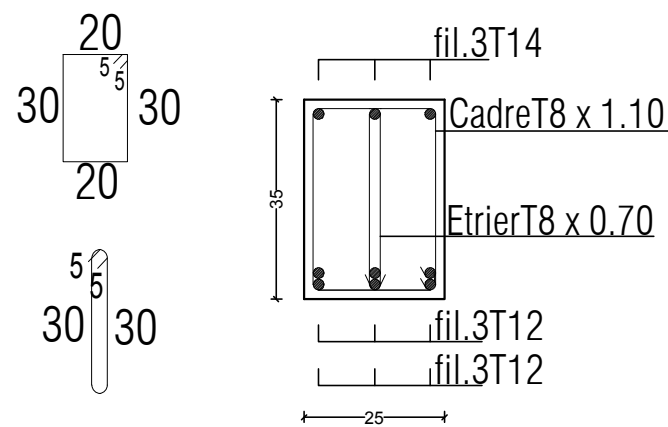
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *1*. ZONE III



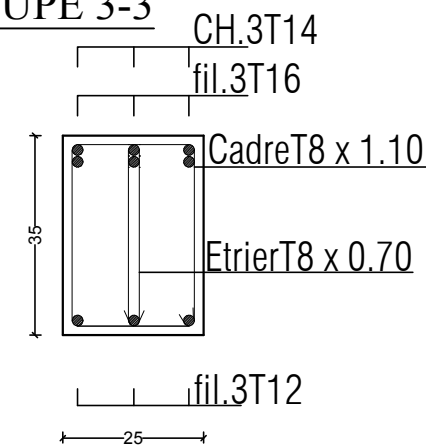
COUPE 1-1



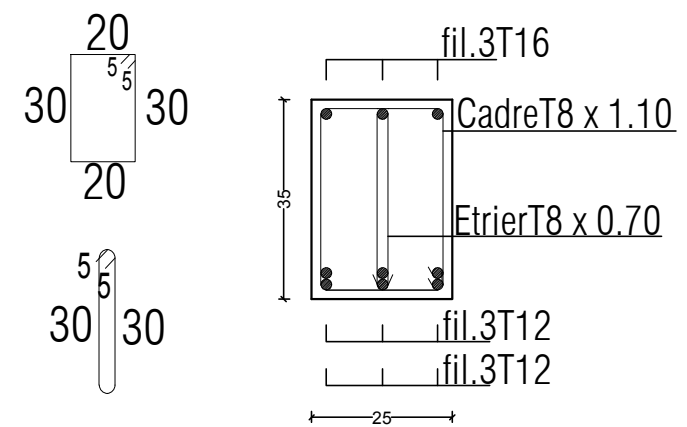
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+6+Comble
 +sous-sol à usage multiple

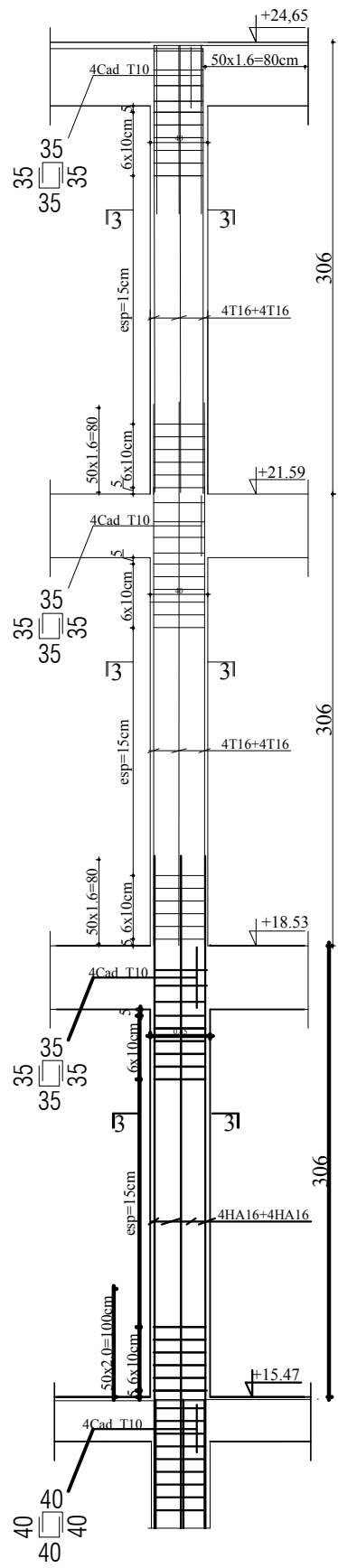
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

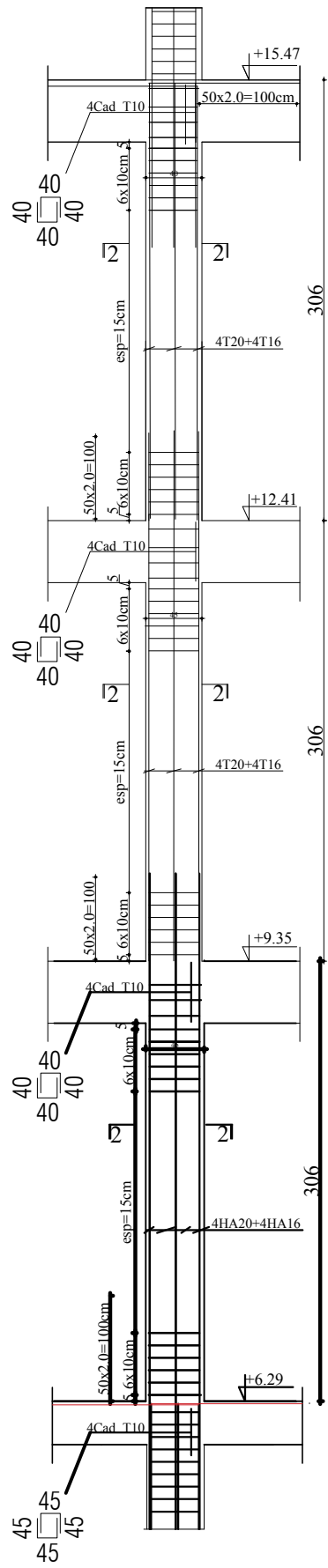
promotion : 2021/ 2022

POTEAUX

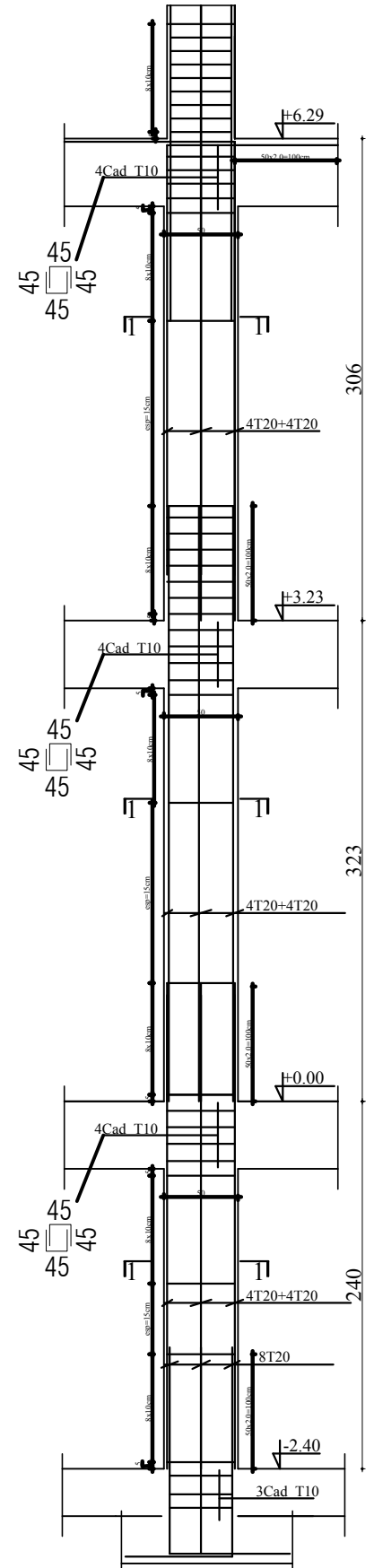
POTEAU 40*40



POTEAU 45*45

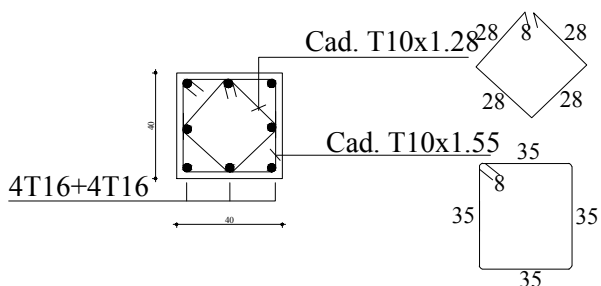


POTEAU 50*50



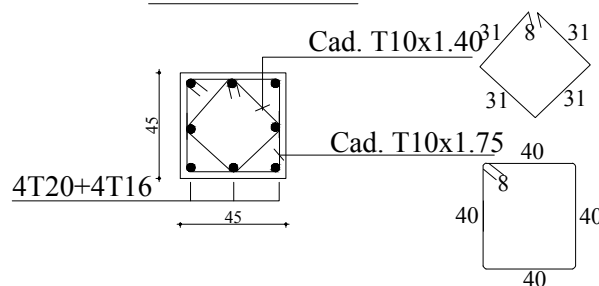
COUPE 3-3

3--3



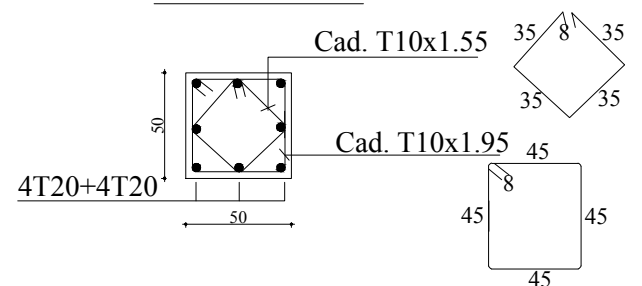
COUPE 2-2

2--2



COUPE 1-1

1--1



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à
usage multiple

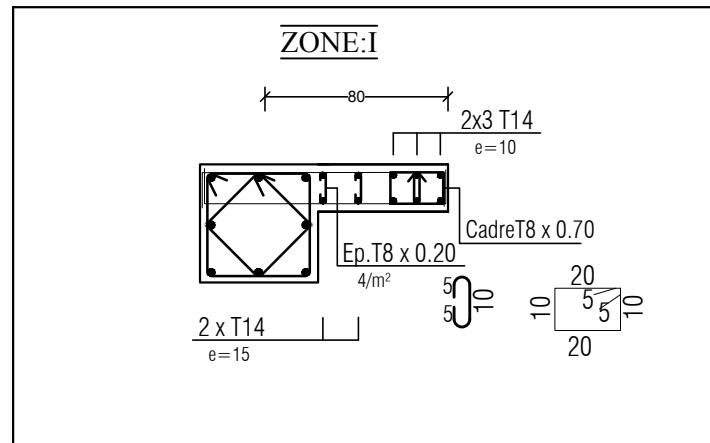
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
LAOUARI MAKHOUL
Encadrée par : Monsieur MERAKEB

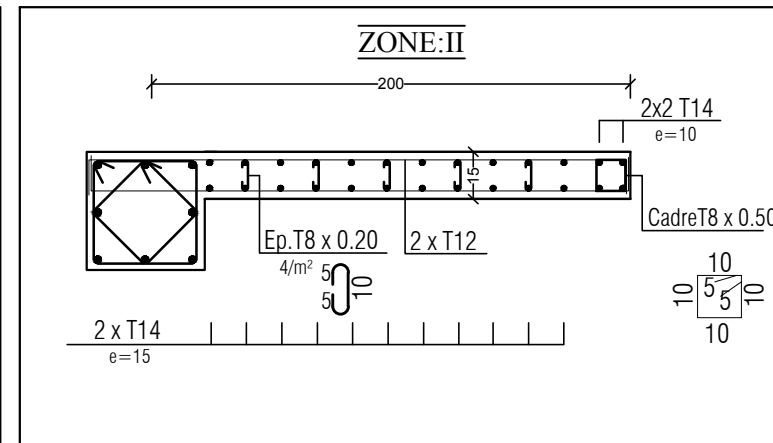
promotion :2021/ 2022

FERRAILLAGE DES VOILES

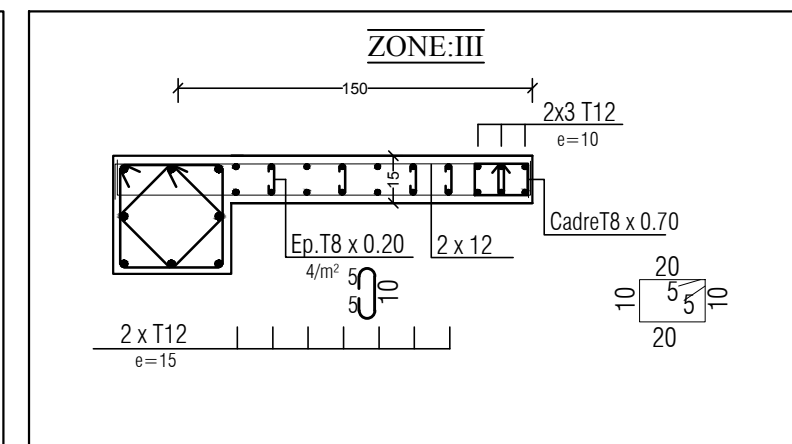
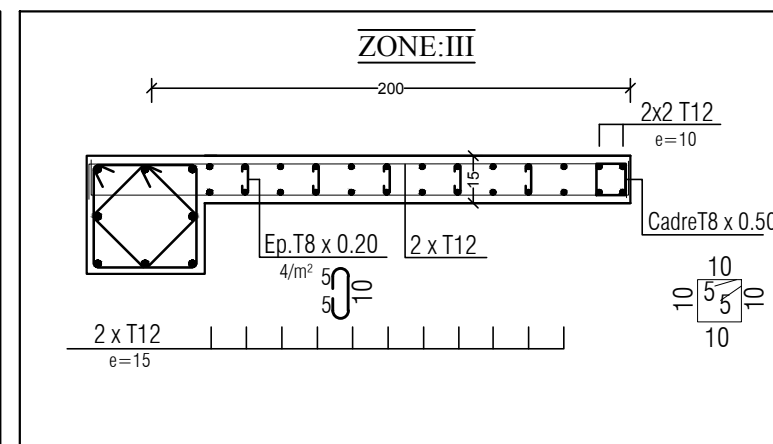
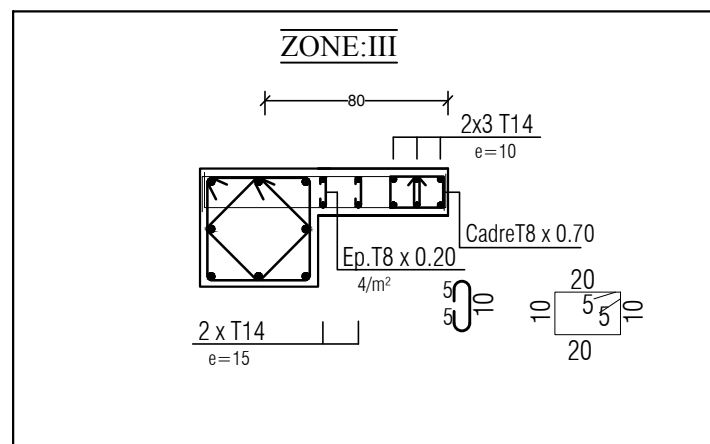
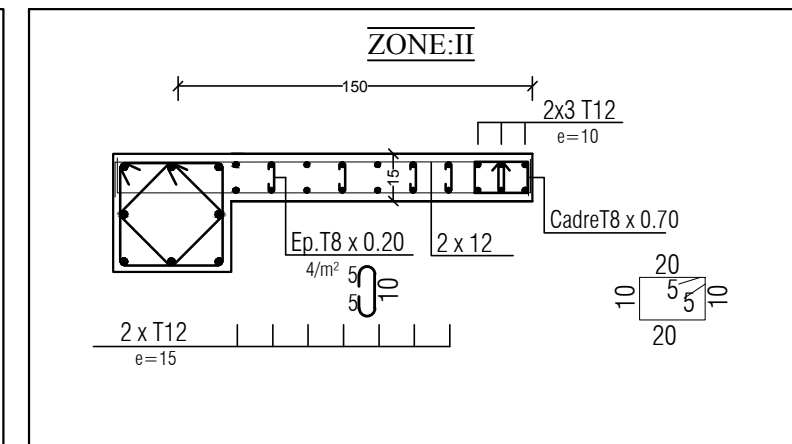
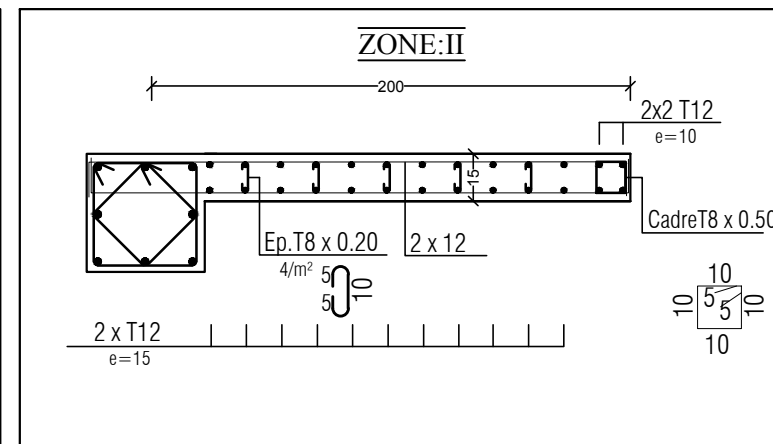
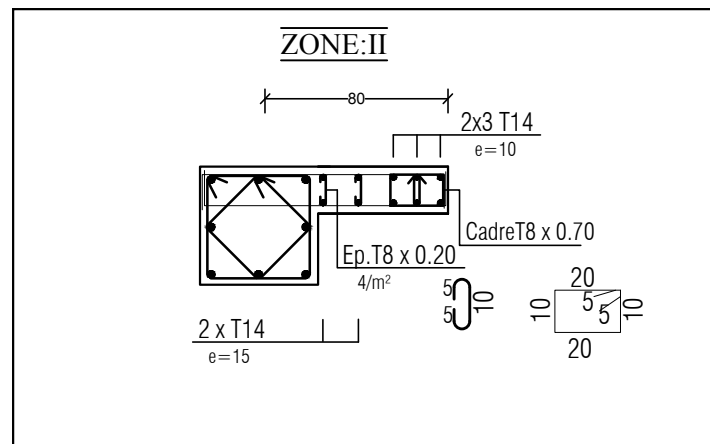
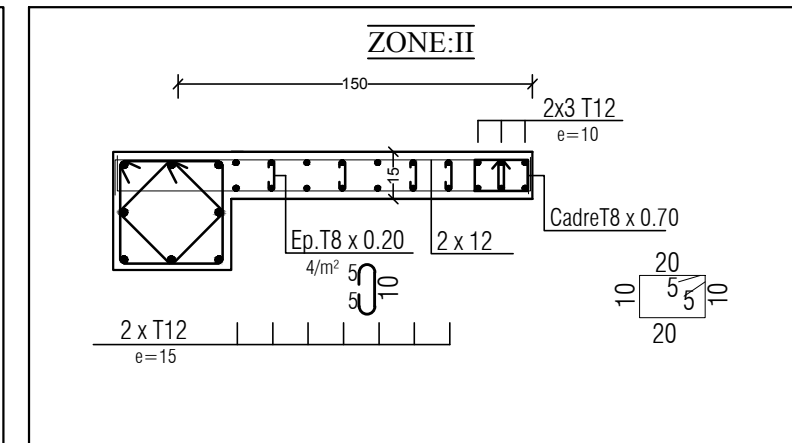
VL1,VL2,VL3,VL4 :0.80m



VL5,VL6,VL8,VL9 :2.00m



VL7 :2.00m



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à
usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

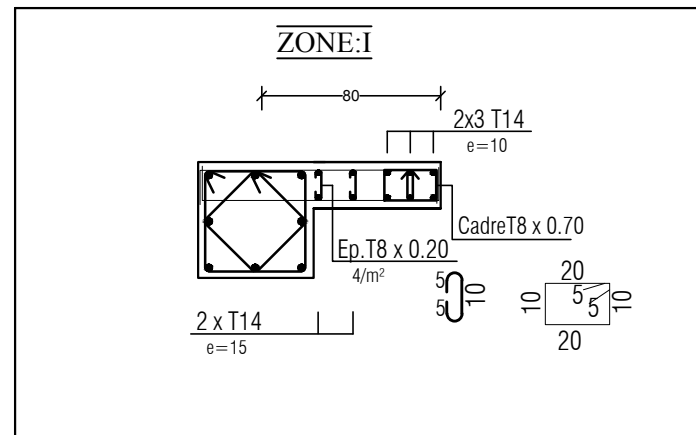
Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
LAOUARI MAKHLOUF

Encadrée par : Monsieur MERAKEB

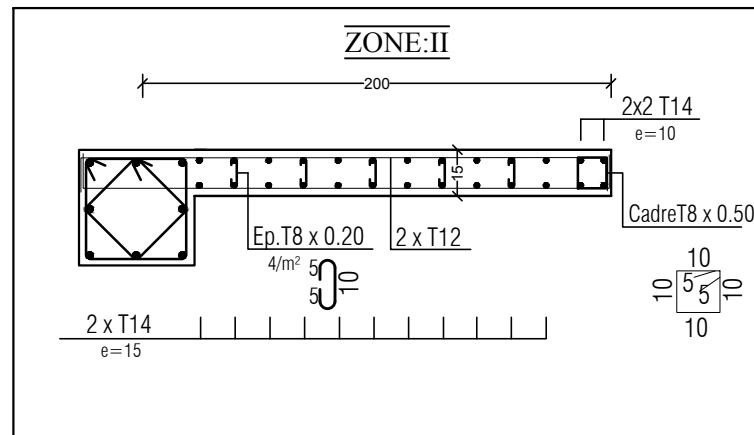
promotion :2021/ 2022

FERRAILLAGE DES VOILES

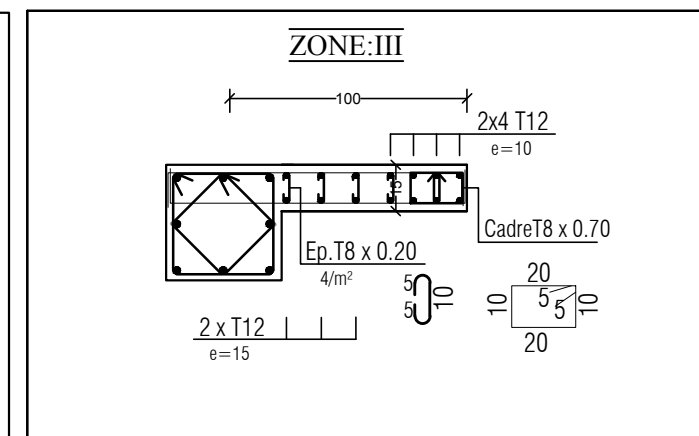
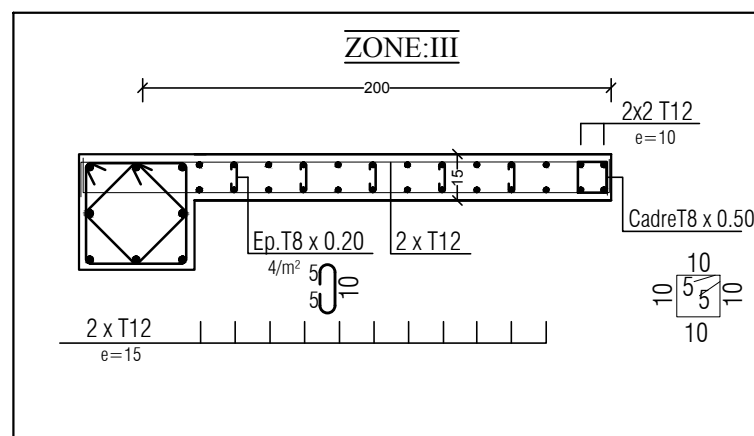
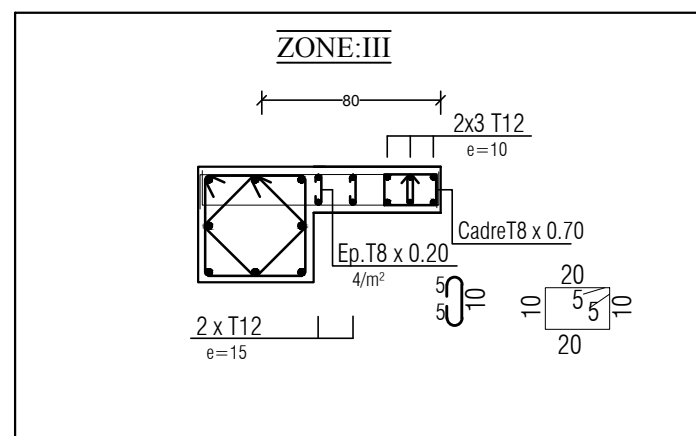
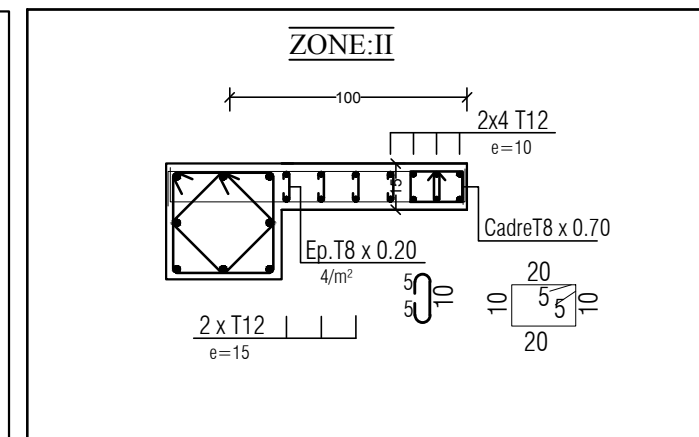
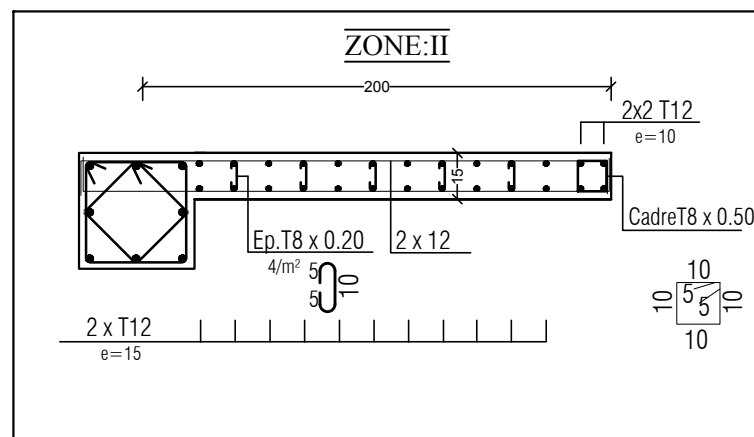
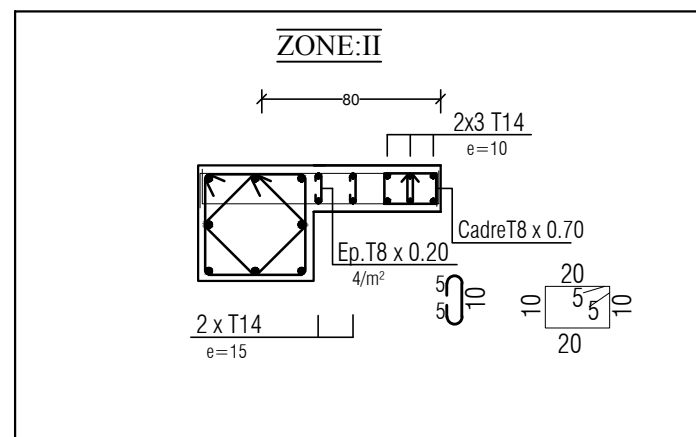
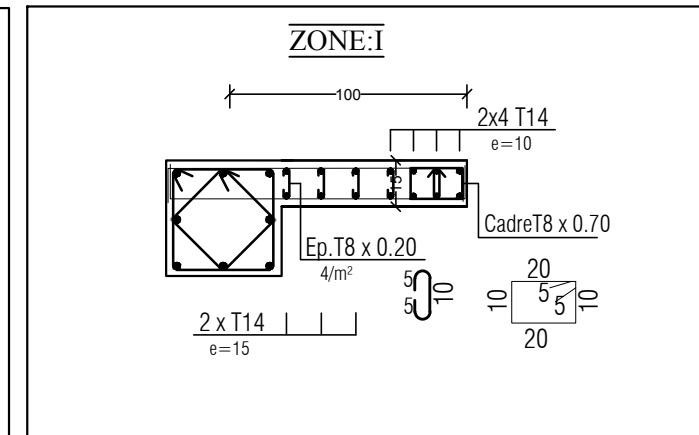
VL3, VT10 : 0.80m



VT4, VT5, VT6, VT7 : 2.00m



VT2; VT9 : 1.00m



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil



OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

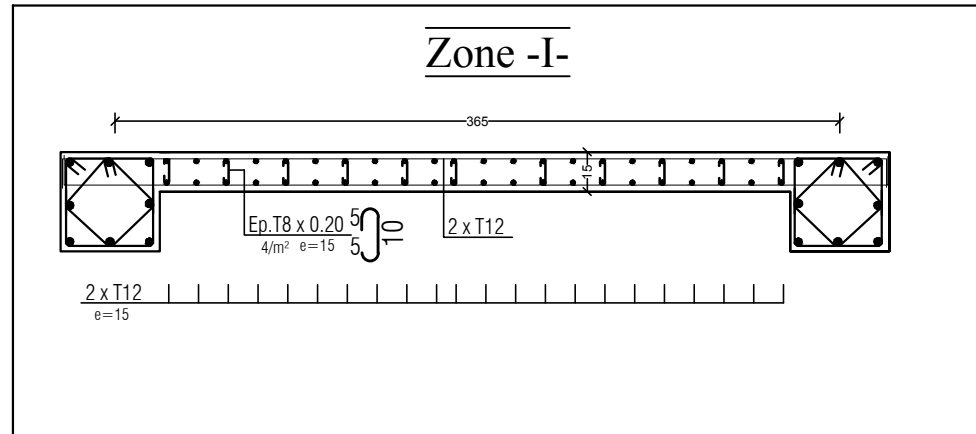
Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
LAOUARI MAKHLOUF

Encadrée par : Monsieur MERAKEB

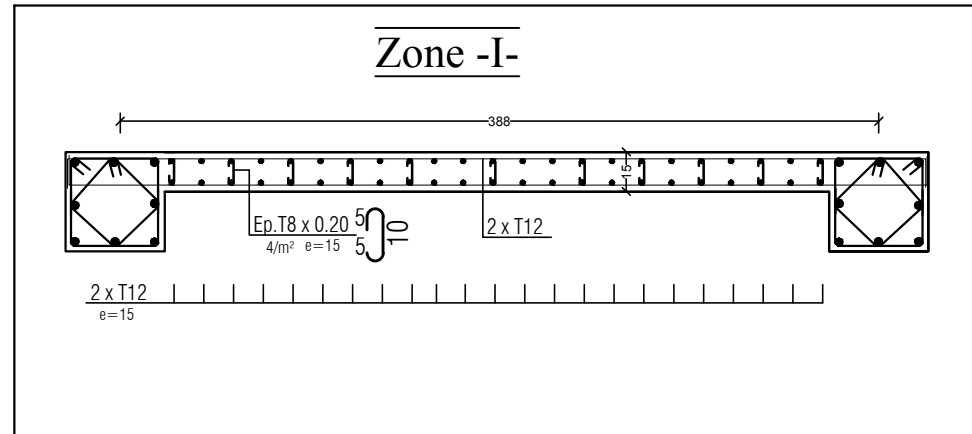
promotion : 2021/ 2022

FERRAILLAGE DES VOILES

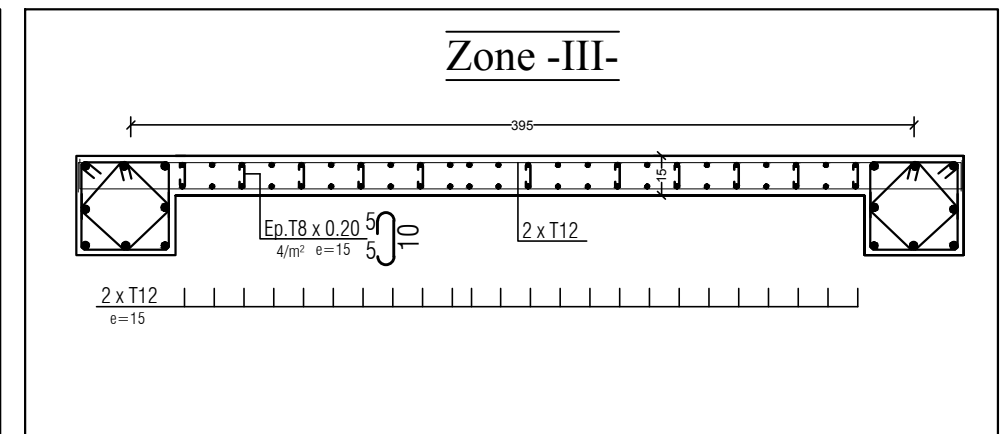
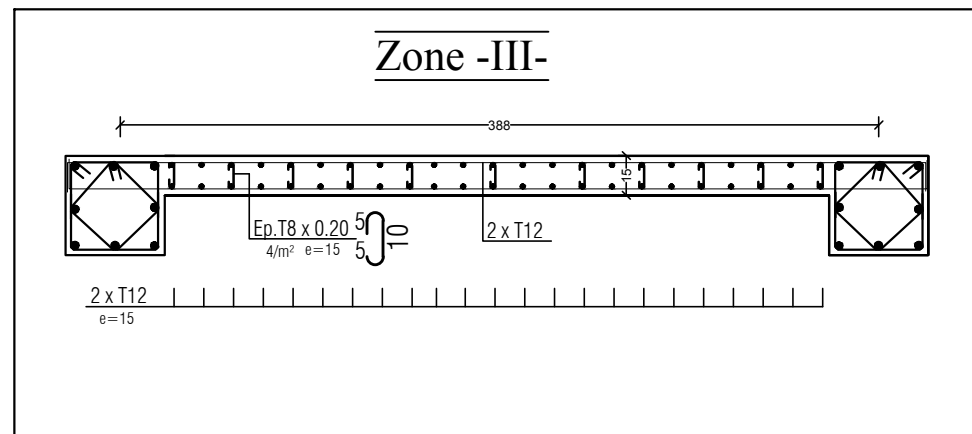
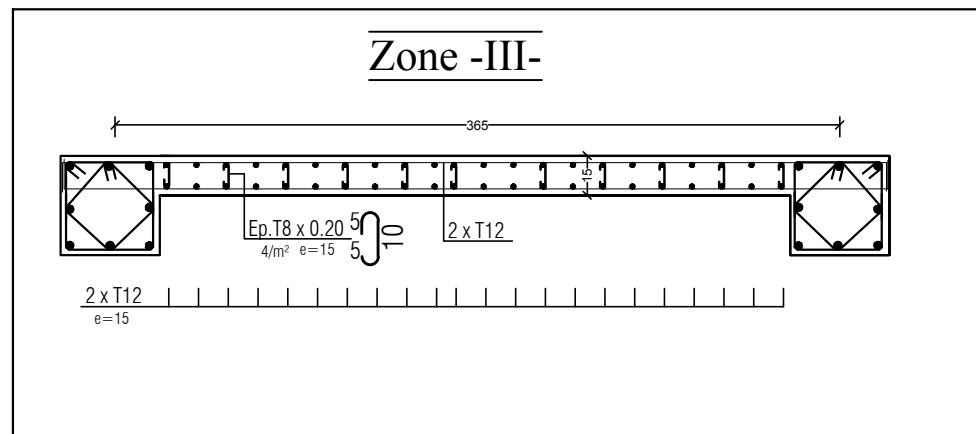
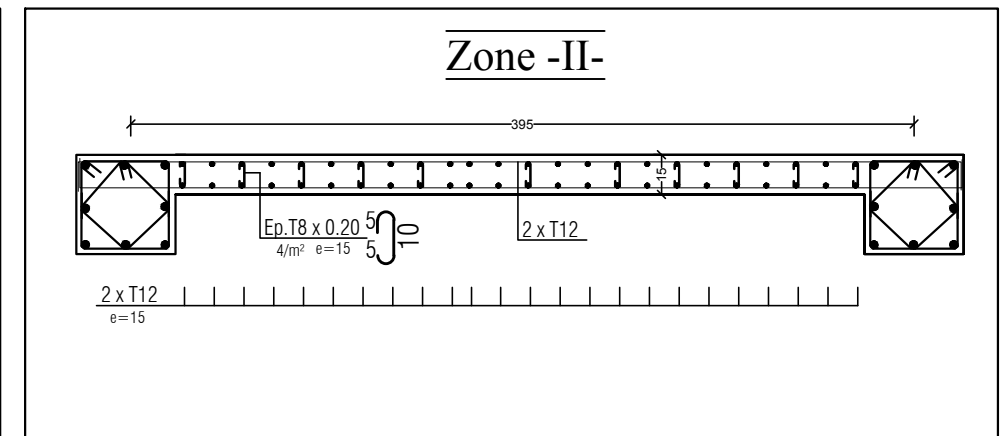
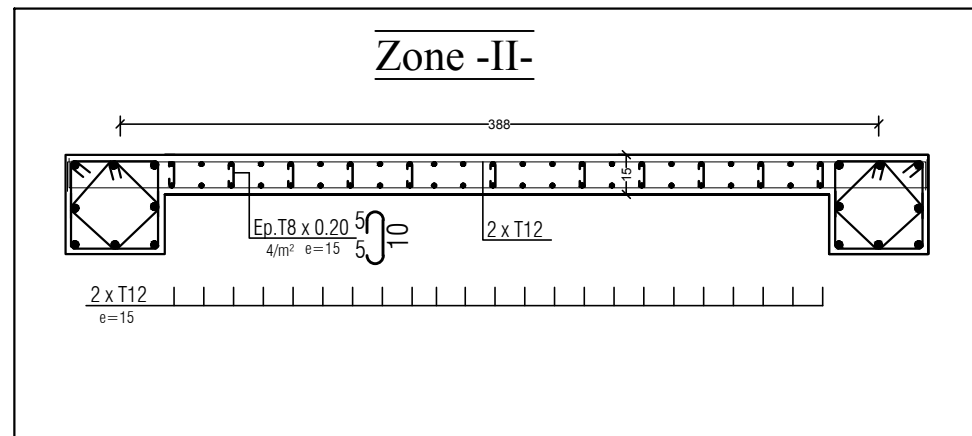
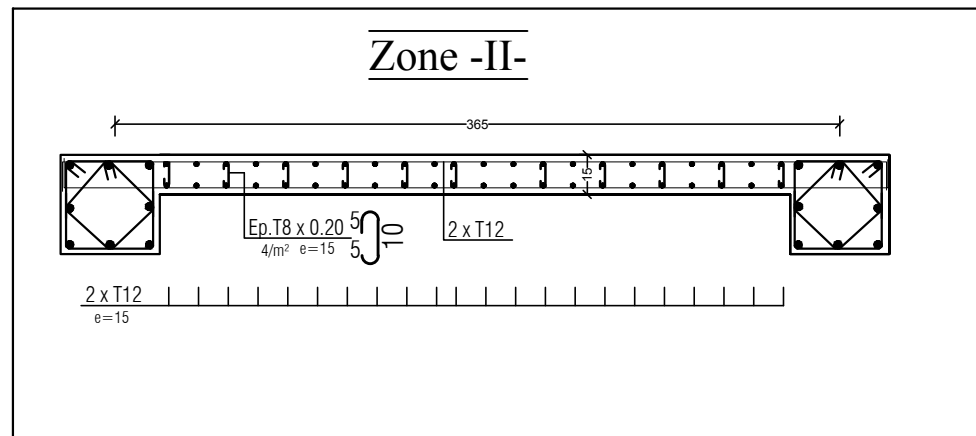
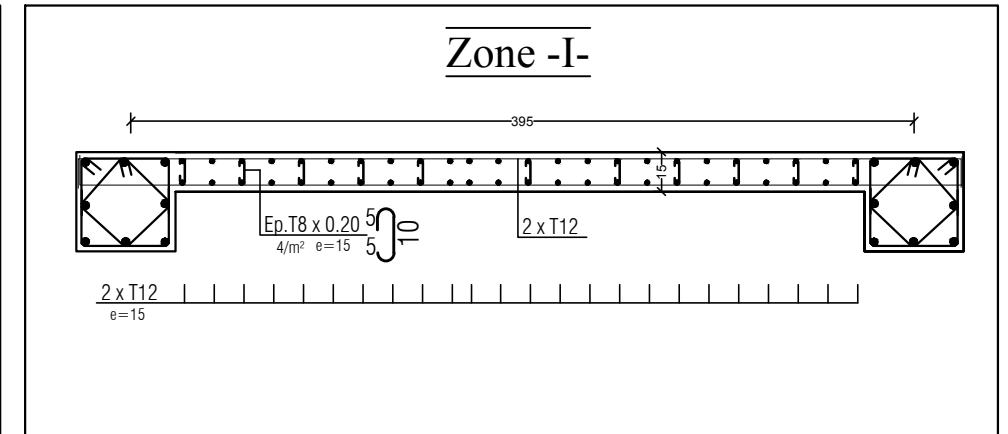
VOILE : VL10=3.65m



VOILE : VL11=3.88m



VOILE : VT1;VT8=3.96m



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

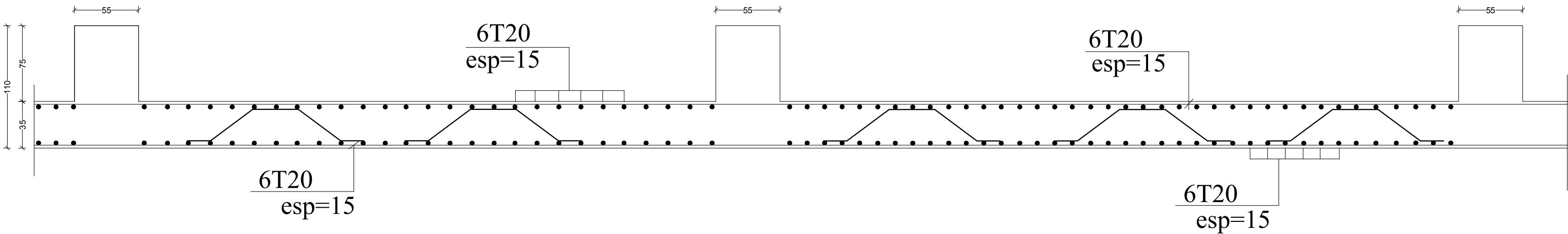
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

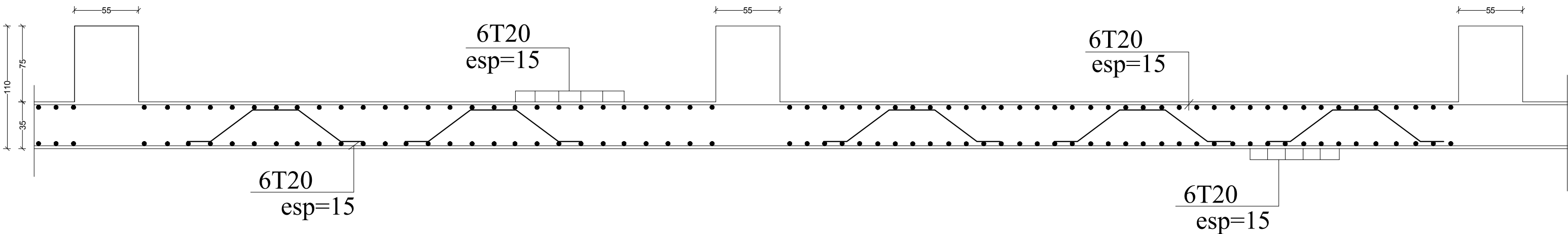
promotion :2021/ 2022

COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X



sens Y-Y



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

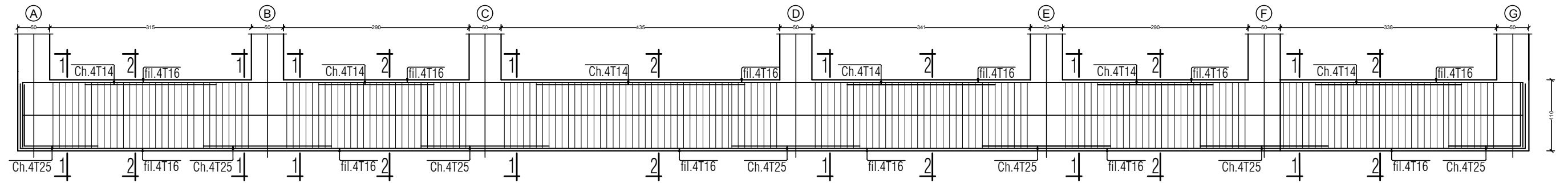
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

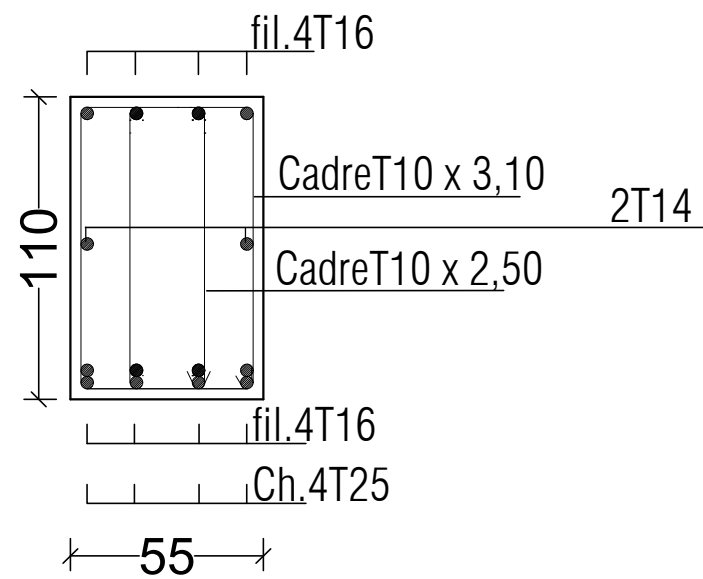
Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
LAOUARI MAKHLOUF
Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

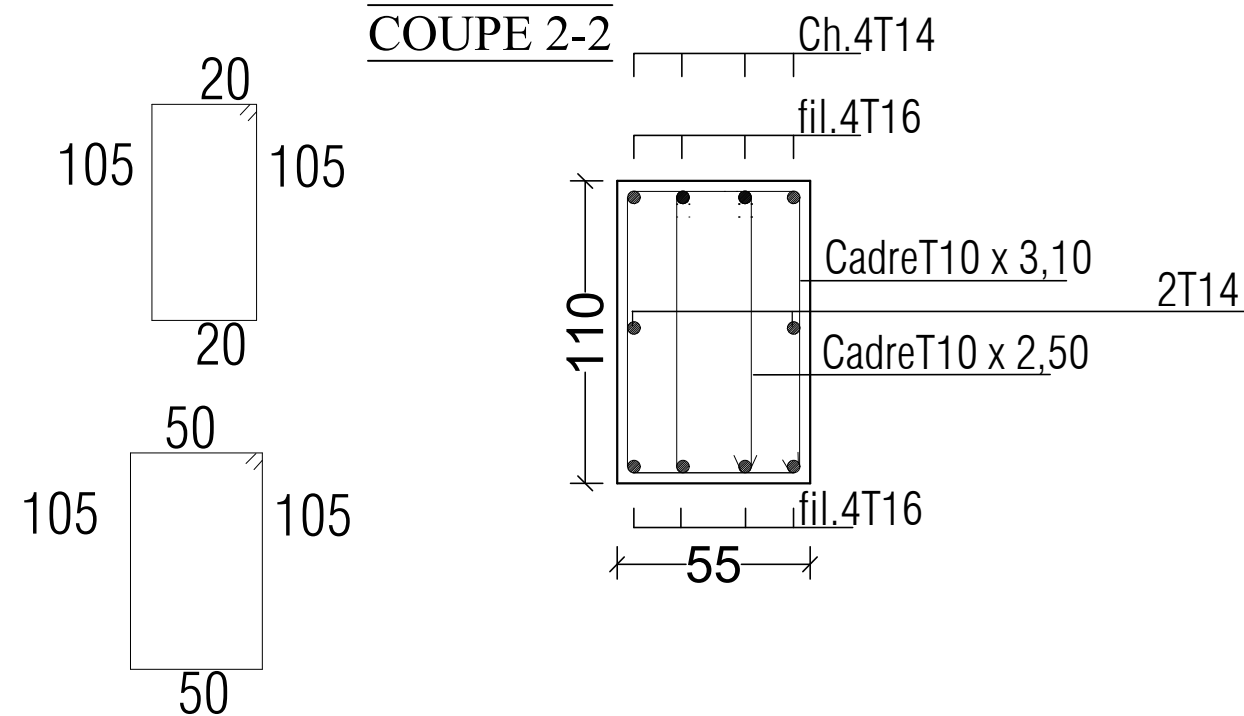
Nervure longitudinale (55*110).



COUPE 1-1



COUPE 2-2



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERRI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

**Etude d'un bâtiment R+6+Comble
 +sous-sol à
 usage multiple**

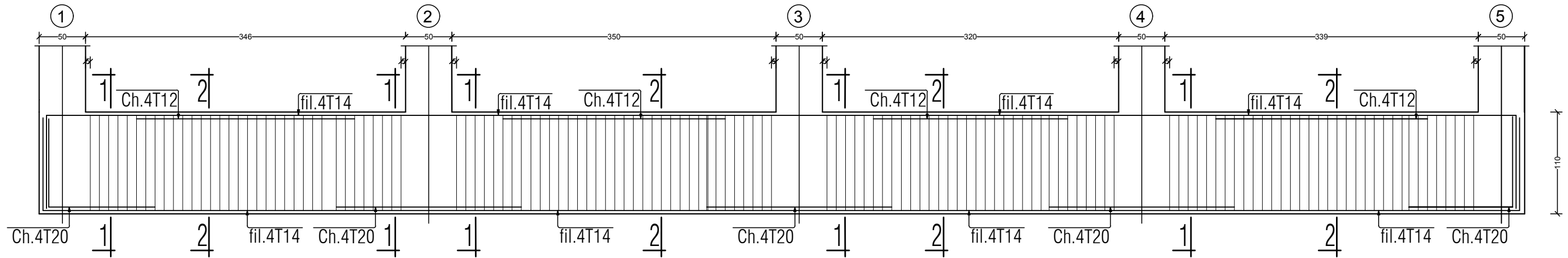
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF

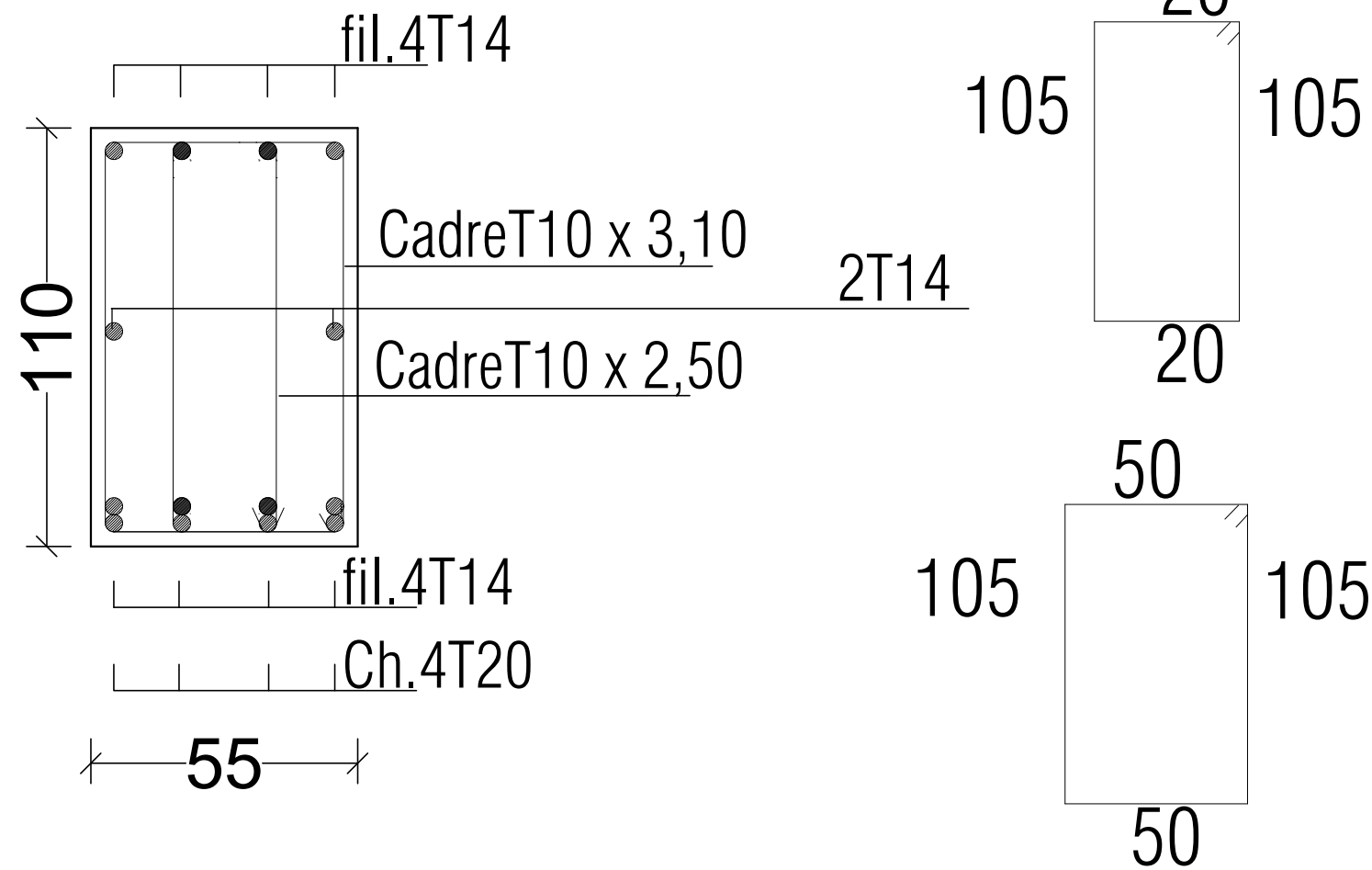
Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

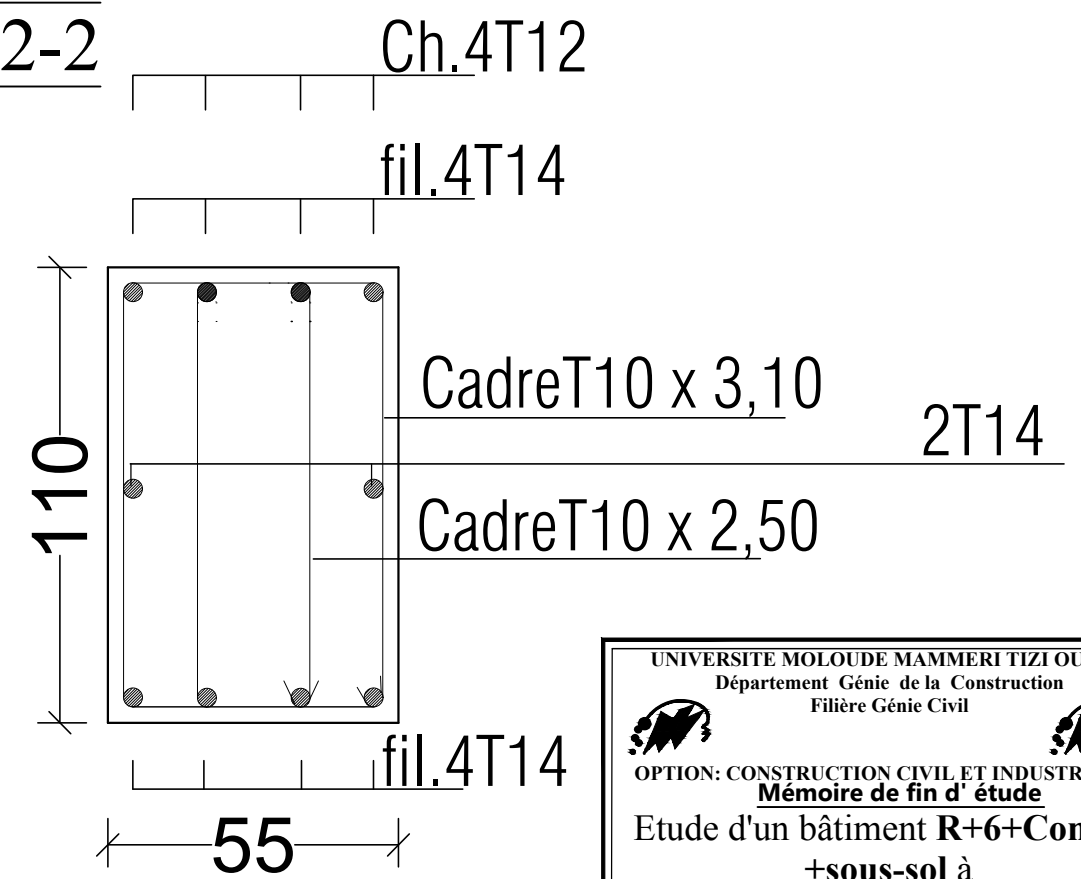
Nervure transversale (55*110).



COUPE 1-1



COUPE 2-2



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

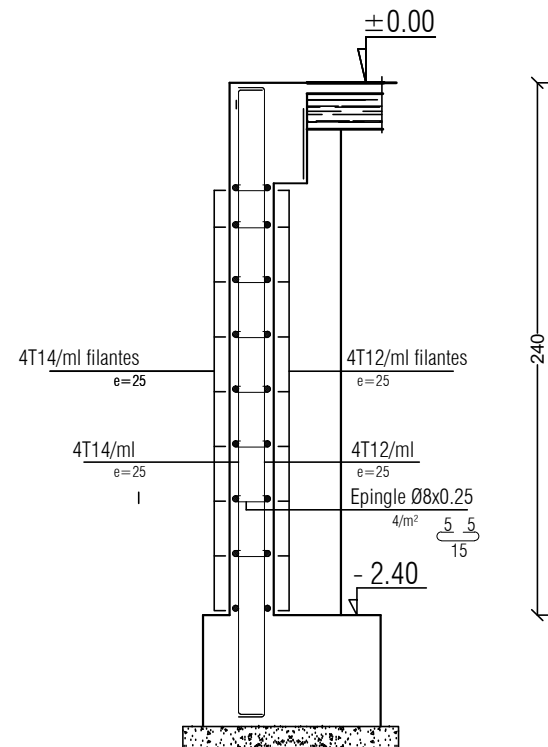
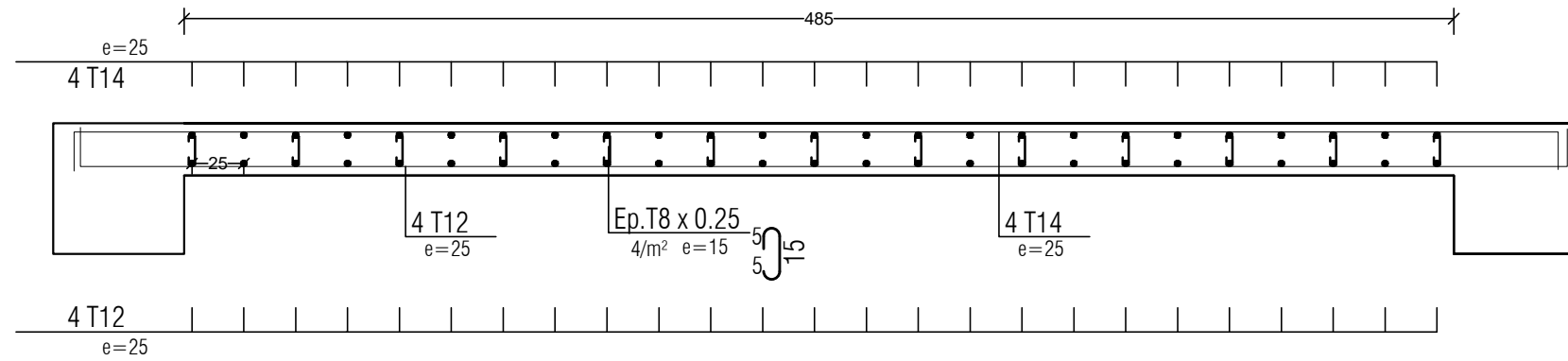
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment R+6+Comble
 +sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion :2021/ 2022

MUR PLAQUE



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERRI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Etude d'un bâtiment **R+6+Comble**
+sous-sol à
usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : LOUNACI AMIROUCHE
 LAOUARI MAKHLOUF
 Encadrée par : Monsieur MERAKEB

promotion : 2021/ 2022

Bibliographie

Règlements :

- ✓ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- ✓ **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- ✓ **BAEL91 modifier99** : Règles béton armée aux états limites

Cours et mémoires :

- ✓ Cours de Béton armé 3ème année.
- ✓ Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- ✓ Cours de « Résistance des matériaux » 3ème année.
- ✓ Mémoire de fin d'études « FSI ».

Logiciel :

- ✓ Logiciel ETABS 9.7 portable.....Modélisation et analyse de la structure.
- ✓ Logiciel AUTOCAD version 2015.....Dessin.
- ✓ Logiciel EXCEL 2007.....Calcul.
- ✓ Logiciel WORD 2007.....Traitement du texte.
- ✓ SOCOTEC.....Calcul de ferrailage.