



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle



Etude d'un bâtiment RDC+9

A usage multiple (habitations, commercial et service)

Contreventé par voiles porteur

Dirigé par :
Mr .IDDIR.A

Etudié par :
M^{lle} .CHITTI LYCIA

Promotion 2020-2021

Remerciement

En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant.

En second, ma famille de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Je tiens encore à remercier mon promoteur **Mr IDDIR** qui représente pour moi le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de mon travail, aussi pour son aide.

Je suis également très reconnaissante, à toute personne ayant contribué du pré ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Je remercie aussi les membres du jury qui me feront

L'honneur de juger mon travail

Dédicace

Je dédie ce travail

A L'homme de ma vie, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié Pour me voir réussir, à toi mon père a chacun de mes échecs a chacune de mes victoires je lève les yeux au ciel en espérant que tu ne rate rien de ma vie, que tu vois tout, j'aurai tellement aimer que tu vois la femme que je suis devenue et que tu sois présent en ce moment pour partager ma joie, j'espère que tu reposes en paix et que de ton nuage tu es fier de ta fille je t'aime.

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études, quoi que je fasse ou je dise je ne saurai peint te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence a mes cotes a toujours été ma source de force pour affronter les difficultés.

A mes très chers frères : AGHILES(FARHAT), NADIR, YANIS.

A ma chère sœur KATIA et mon beau-frère IMAD.

A ma petite sœur chérie NASSIBA (TINHINANE).

A mon neveu SANAD, avoir un neveu est le plus beau cadeau qu'une sœur puisse vous faire, tes petites mains, tes yeux brillant sont incomparables. Tu as apporté beaucoup de bonheurs à mon cœur, Je t'aime.

A mon cher spécial ami GHILES tu m'a toujours offert soutien et réconfort, j'exprime envers toi une profonde admiration, reconnaissance et attachement inconditionnels.

A tous mes amis en témoignages de l'amitié qui nous unit et les souvenirs de tous les moments que nous avons passées ensembles.

A mon chat MICHA que j'aime tellement.

A toute la promotion 2021

LYCIA

Sommaire

Chapitre I :

Introduction.....	
I.1.Description de l'ouvrage.....	
I.1.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....	
I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	
I.2 La réglementation utilisée.....	
I.3 Éléments de l'ouvrage.....	
I.3.1 La superstructure.....	
I.3.2 L'infrastructure.....	
I.4 Hypothèse de calcul.....	
I.4.1 États limites ultimes (ELU).....	
I.4.2 États limites de service (ELS).....	
I.5 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux.....	
I.5.1 Le béton.....	
I.5.2 Les aciers.....	
I.6. Protection des armatures.....	
Conclusion.....	

Chapitre II :

Introduction	
II.1. Pré dimensionnement des éléments :	
II.1.1 Les planchers	
II-1-2 Les poutres	
II-1-3 Les voiles	
II-2 Détermination des charges et surcharges	
II-2-1 Charges permanentes :	

II-2-1-1 Les Planchers

II-2-1-2 Maçonneries

II-2-1-3 Dalle pleine

II-2-1-4 Acrotère

II.2.2 Surcharges d'exploitation

II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux

Conclusion

Chapitre III

Introduction

III.1. L'acrotère

III.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

III.1.2. Les combinaisons de charges

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère

III. 2. Calcul du plancher

III.2.1. Détermination de largeur de la table de compression

III.2.2. Étude des poutrelles

III.2.3. Calcul des efforts internes

III.2.4 Calcul des armatures

III.2.5. Vérifications à L'ELU

III.2.6 Vérifications à L'ELS

III.3. Balcon en Dalle pleine

III.3.1Détermination des charges et surcharges du balcon

III.3.2Ferrailage du balcon

III.3.3. Vérification

III.4 Les escaliers

III.4-1. Pré dimensionnement de l'escalier

III.4.3 Détermination des sollicitations de calcul

III.4.4. L'état limite ultime(ELU)

III.5 planchers en dalle pleine

III.5.1 Dimensionnement de la dalle

III.5.2 ferraillage à l'état limite ultime (ELU)

III.5.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

III.5.4 Vérification à l'état limite de service (ELS)

III.6. Calcul de la poutre palière

III.6.1 Dimensionnement

III.6.2. Détermination des charges et surcharges

III.6.3. Combinaison des charges et surcharges

III.6.4. Schémas statiques

III.6.5 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.6.6. Ferraillage

III.6.7. Vérification à l'ELU

III.6.8. Vérification à l'ELS

Conclusion

Chapitre IV

Introduction

IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation

IV.2. Historique

IV.3. Description du logiciel ETABS

IV.4. Etapes de modélisation

Chapitre V

Introduction

V.1. Estimation de la période fondamentale T

V.2. Le pourcentage de la participation de la masse modale

V.3. Vérification de l'excentricité

V.4.Vérification des déplacements relatifs

V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base

V.5.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA

V.5.2. Détermination de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS

V.5.3. Vérification de la condition

V.6.Justification vis-à-vis de l'effet Delta

V.7.Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux

Conclusion

Chapitre VI

VI.1. Ferrailage des poutres :

Introduction

VI.1.1. Recommandations du RPA99 version 2003

VI.1.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales

VI.1.3. Vérification à l'ELU

VI.1.4. Vérifications à l'ELS

VI.2. Ferrailage des poteaux

Introduction

VI.2.1: Calcul des armatures longitudinales

VI.2.2. Vérification à l'ELU

VI.2.3. Vérification à l'ELS

VI.3 Ferrailage des voiles

VI.3.1 Combinaison d'action

VI.3.2 Ferrailage des voiles

VI.3.3 Comportement d'un voile

VI.3.4 Exposé de la méthode

VI.3.5. Vérification à L'ELS

Chapitre VII

Introduction

VII.1 Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

VII.2 Etude de radier général

VII.2 .1 Dimensionnement

VII.2 .2 Calcul des charges nécessaires au radier

VII.2 .3 Calcul des sollicitations à la base du radier

VII.3 Vérifications

VII.3 .1 Vérification de la contrainte de cisaillement

VII.3 .2 Vérification de la stabilité du radier

VII.3 .3 Vérification de la stabilité au renversement

VII.4 Ferrailage du radier

VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

VII.4.2. Ferrailage à l'ELU

VII.4.3. Vérifications à L'ELU

VII.5. Vérifications à l'ELS

VII.6. Ferrailage des débords

VII.7. Ferrailage des nervures

VII.7.1. Calcul des Armatures

VII.7.2. Vérification à l'ELU

VII.7.3 Vérification à L'ELS

Introduction

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième partie qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment) qui repose sur un radier. Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

Introduction :

L'analyse approfondie de l'ouvrage touché par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives, ou de malfaçons d'exécution.

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les factures déterminantes le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Pour cela, les ingénieurs disposent actuellement de plusieurs outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet en cours d'étude s'agit d'une structure R+9 à usage d'habitation, commercial et service, à ossature mixte contreventée par voiles. La structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003[1]. Et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.7.4. [9].

I.1.Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure (R+09) à usage d'habitation, commercial et de service. Ce bâtiment est d'importance moyen (groupe d'usage 02), implanté à TIZI OUZOU, classée selon le RPA 99 version 2003[1]. Comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage bureautique et commercial.
- (1) étage a usage habitations et bureautique.
- (08) étages à usage d'habitation.
- (3) cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.1.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur totale.....L = 31.80 m.
- Largeur totale.....l = 19.20m.
- Hauteur du rez-de-chaussée h = 3.06m.
- Hauteur d'étage courant h = 3.06m.
- Hauteur totale h = 30.06m.
- Hauteur acrotère h = 60 cm.

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage [15] :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : 2 bars.
- Le site est considéré comme un site meuble : S3.

I.2. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003[1].
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2[2].
- Règles BAEL 91 modifiée et DTU associée (JEAN-PIERRE MOUGIN) [3].
- Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites [4].
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2[5].
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C.2.4.1. [10].
- CBA 93 [6].

I.3. Éléments de l'ouvrage :**I.3.1. La superstructure :**

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

➤ **L'ossature :**

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

➤ **Les planchers :**

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.
- Assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un system 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, à savoir :

➤ **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.

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 (polystyrène) :**

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 avec une épaisseur du 4 à 5 cm. 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.
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

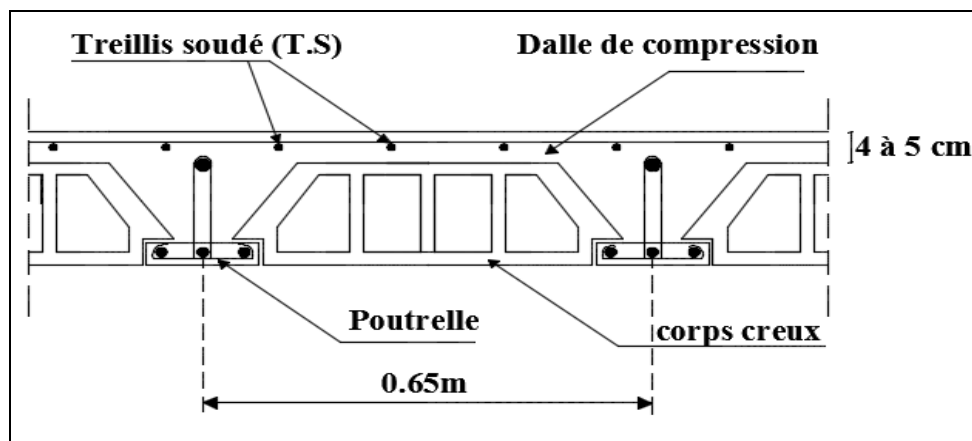


Figure I.1 Schéma du plancher en corps creux [6].

➤ **Les maçonneries :**

On distingue deux (02) types :

- **Les murs extérieurs :** sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5 cm).
- **Les murs intérieurs :** ils sont en simple cloison (brique creuse de 10 cm).

➤ **Les escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte deux escalier du type balancé réaliser en préfabriqué et l'escalier principale composé de deux volées avec un palier dans tous les niveaux.

➤ **Les revêtements :**

Ils sont en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

➤ **Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

➤ **Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

1.3.2. L'infrastructure :

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol qui est en liaison directe.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage [15].

I.4.Hypothèse de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003[1], et au DTR BC22 (charges et surcharges d'exploitation) [2].

I.4.1. États limites ultimes (ELU) :

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2. États limites de service (ELS) :

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

I.5. Les caractéristiques mécaniques des Matériaux :

I.5.1. Le béton :

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation [7].

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

➤ La résistance caractéristique du béton à la compression [11] :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (résistance caractéristique) notée f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16x32). Dans notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour $j < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91 modifié)

99/A.2.1,11) [4].

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

➤ Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99}) [4].$$

Dans notre cas on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation longitudinale du béton :

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

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21}) [4].$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa on aura : $E_{ij} = 32164.195$ MPa.

➤ **Le module de déformation longitudinale différée :**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée et afin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa on aura : $E_{ij} = 10818.86$ MPa. (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 22) [4].

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3})$$

[4].

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson du béton

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à : $\nu = 0.0$ à l'ELU

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

➤ **Notions d'états limites :**

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (forces, moments, couples).

La théorie des états limites considère 2 états :

- **État limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

Diagramme de contrainte / déformation

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

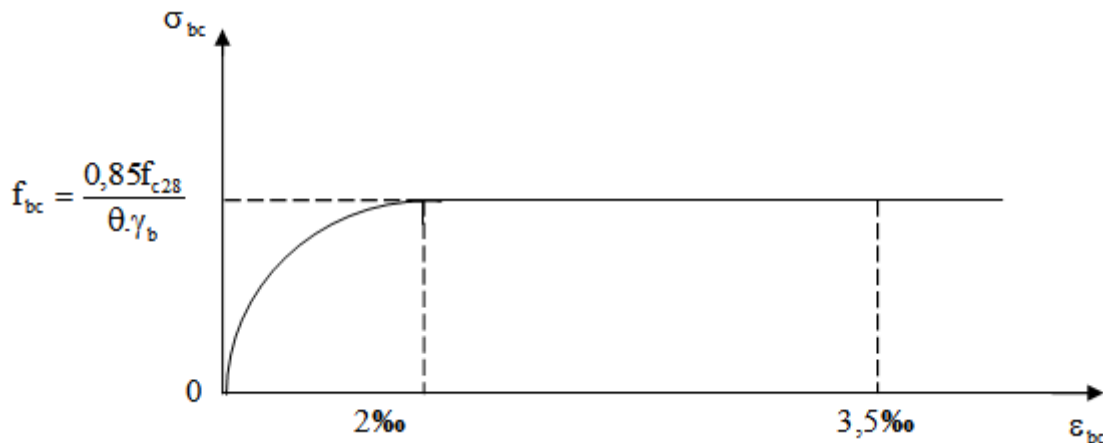


Figure I.2. Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU) [4].

Où : $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ (BAEL91 modifié 99/Art A .4.3 ,41) [4].

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (SA)

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable (SD)

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

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.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $f_{bu} = 14,167 \text{ MPa}$ en SD.

$f_{bu} = 18,478 \text{ MPa}$ en SA.

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28 jours.

σ_{bc} : déformation de béton en compression (pour $\sigma_{bc} < 2\%$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = \epsilon_{bc} E$)

- **L'état Limite de Service(ELS) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ;

On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement).
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures).
- L'état limite de service de déformation. (Flèche).

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}.$$

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

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

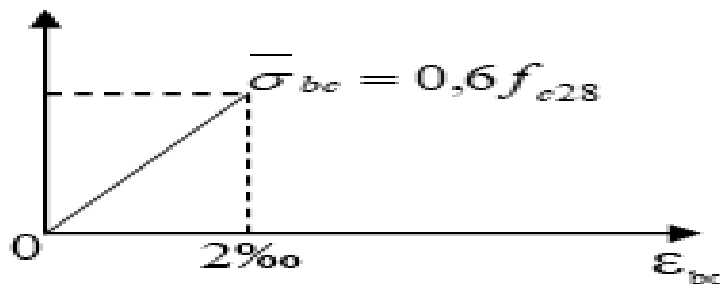


Figure I.3 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS) [4].

➤ **Contrainte limite de cisaillement : (BAEL/Art A.5.1, 21) [3].**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = \min(0,10f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.5.2. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence) :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec : Fe : limite d'élasticité.

➤ **Module de déformation longitudinale (E_a) :**

Il est pris égal à : $E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91modifié99, Art A.2.2,1) [4].

➤ **Contrainte limite d'élasticité de l'acier :**

À l'ELU : $\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}$ (BAEL 91modifié99, Art A.2.1, 3) [4].

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

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit :

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ pour les H.A

$\sigma_{st} = 204 \text{ MPa}$ pour les R.L

À l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

la contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e / \sigma_s \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32}) [4].$$

➤ **Fissuration préjudiciable :** C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

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

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33}) [4].$$

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

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34}) [4].$$

Avec η : coefficient de fissuration

I.6. Protection des armatures (BAEL 91. Art A.7.1) [3] :

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

- $C \geq 1 \text{ cm}$: si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 5 \text{ cm}$: si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer...).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait la description de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés selon les différents règlements en vigueur en Algérie. Dans le chapitre II nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments.

Introduction :

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

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003[1].et du BAEL 91 modifié 99[4]. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1 Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux en polystyrènes et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL 91}) [3].$$

Avec : HT : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux : $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II a, on prend $\min = 25 \text{ cm}$.

Dans notre cas : $L = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$

$$H_T = (455/22.5) = 20.22 \text{ cm. Soit } h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+5) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Épaisseur du corps creux : 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression : 5 cm.

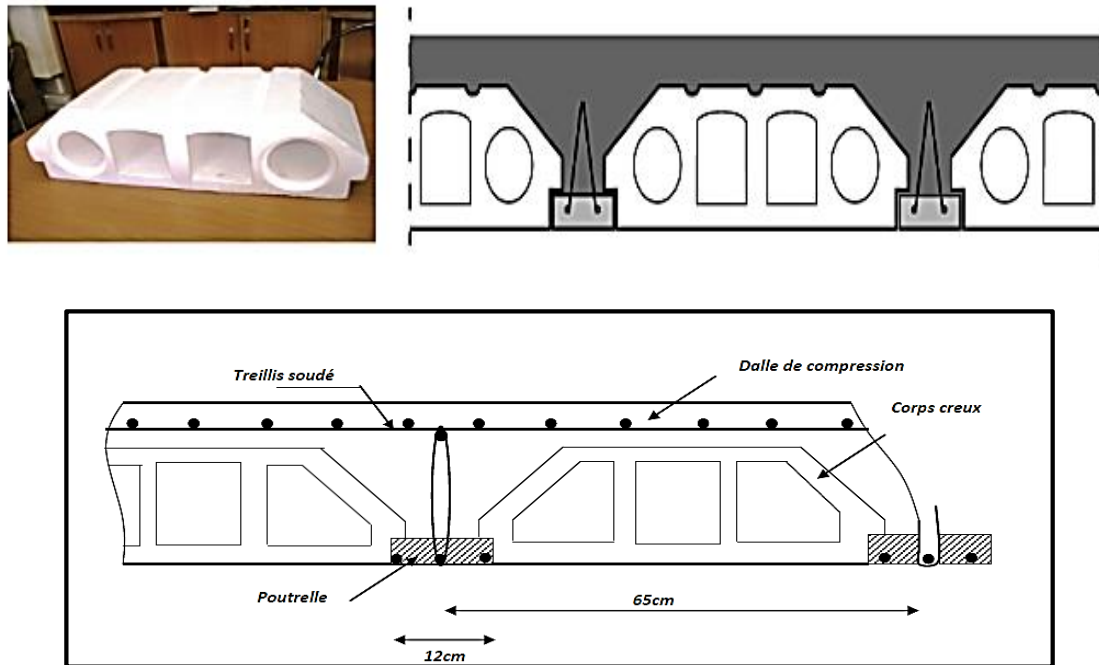


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+5) [4].

II-1-2 Les poutres :

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

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

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale H_T et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes :

Hauteur « HT » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL.91) [3].

Largeur « b » : $0.4 H_T \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec h : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

$L_{\max}$: étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA[1] exige les conditions telles que :

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

➤ **Poutres principales :**

Sachant que : $L_{\max} = 535 - 25 = 510 \text{ cm}$

$$\frac{510}{15} \leq ht \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \text{ cm} \leq ht \leq 51 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } HT = 40 \text{ cm.}$$

Par conséquent, la largeur b sera : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

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

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) [1] :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc : $(b \times ht) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

➤ **Poutres secondaires :**

Sachant que $L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$

$$\frac{455}{15} \leq ht \leq \frac{455}{10} \rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq ht \leq 45.5 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } ht = 35 \text{ cm.}$$

La largeur b est : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) [1] :

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre secondaire est donc : $(b \times ht) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Conclusion :

Les conditions imposées par RPA 99 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

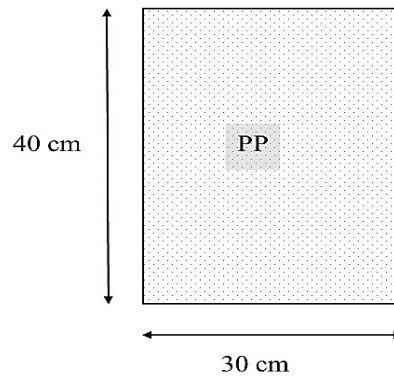


Figure II.2. Section des poutres principales.

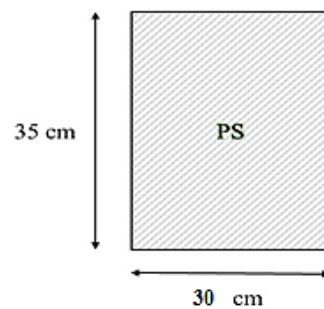


Figure II.3. Section des poutres secondaires.

II-1-3 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003[1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA 99 /2003 article 7.7.1(1), les voiles doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e.$$

Avec L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA 99 version 2003[1]. Spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

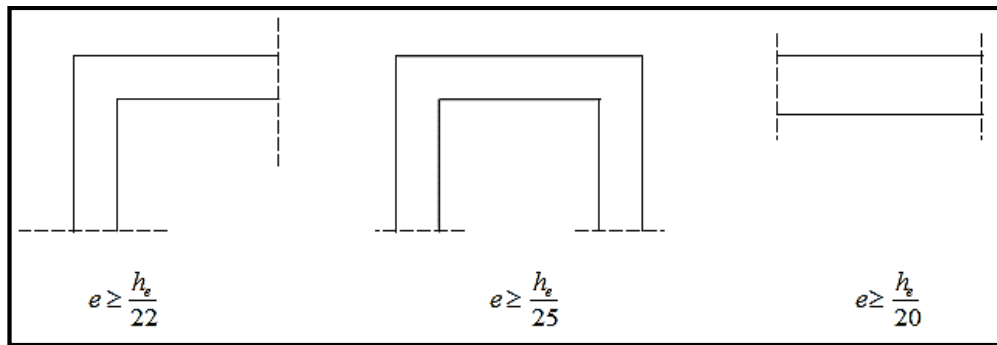


Figure II.2 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation[1].

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

Avec : $h_e = h - e_p$ et e_p est la hauteur du plancher = 24 cm.

Pour le sous-sol et le RDC :

$$H_{ss} = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 24 = 282\text{cm} \Rightarrow e_p \geq \frac{282}{20} = 14.1\text{ cm} ; e_p \geq 15\text{cm}.$$

L'épaisseur adoptée est : $e_p = 15\text{cm}$.

Pour les étages courants :

$$H_{ec} = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{282}{20} = 14.1\text{ cm} ; e_p \geq 15\text{ cm}$$

Donc : $e_p = 15\text{cm}$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur des voiles : $e = 15\text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

$L \geq 4e = 60\text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

II-2 Détermination des charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : G : Charges permanentes.

Q : Surcharges d'exploitation.

II-2-1 Charges permanentes :

II-2-1-1 Les Planchers :

➤ Plancher terrasse en corps creux :

Tableau II.1. Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux en polystyrènes	0.21	/	1.9975
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total =				4,79 KN/m ²

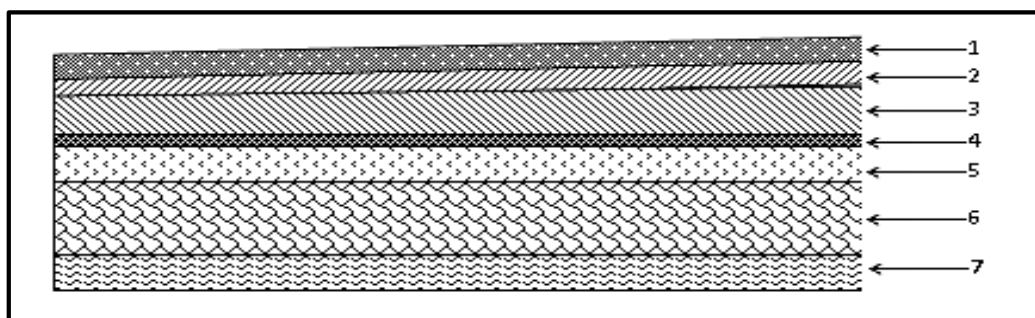


Figure II.5. Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible [6] .

➤ Plancher d'étage courant :

Tableau II.2. Caractéristiques du plancher étages courants :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 +10	0.90 +0.40 =1.30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Couche de sable	0,03	18	0.54
5	Plancher en corps creux en polystyrènes	0,21	/	1.9975
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G total =				4,82 KN/ m ²

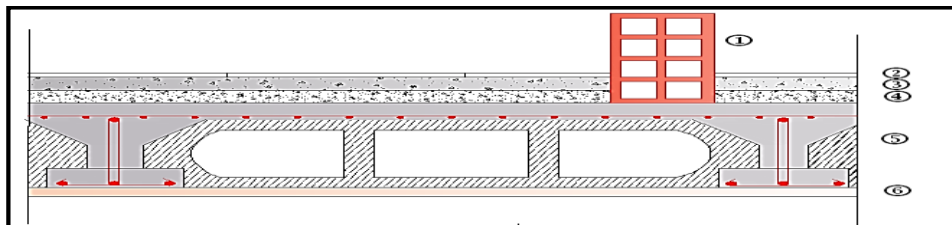


Figure II.6. Coupe transversale du plancher courant [6].

II-2-1-2 Maçonneries [14] :

➤ Mur extérieur [14] :

Tableau II.1 Charges revenant aux murs extérieurs :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G total =				2.36 KN /m ²

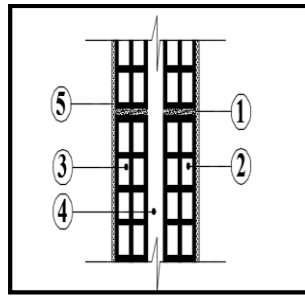


Figure II.3 Coupe transversale d'un mur extérieur [6].

➤ Mur intérieur [14] :

Tableau II.4. Charges revenant aux murs intérieurs :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G total =			1,3 KN/m²

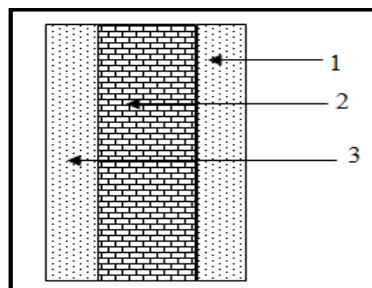


Figure II.4 Coupe transversale du mur verticale[6].

II-2-1-3 Dalle pleine :

Tableau II.5. Charge permanente de la dalle pleine :

N0	Éléments	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloisons intérieures	0.14	/	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total =				6.59 KN/m²

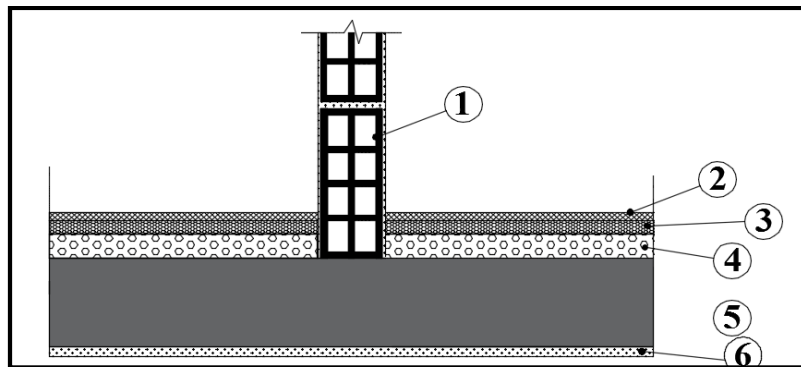


Figure II.5 Coupe transversale de la dalle pleine[6].

II-2-1-4 Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

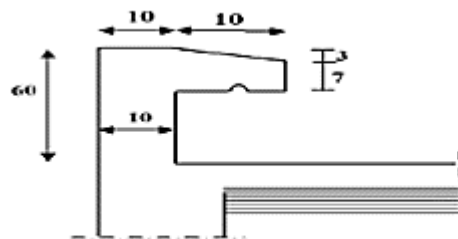


Figure II.10. Coupe vertical de l'acrotère[6].

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$ $G = 25 \times 0.1 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$

II.2.2 Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
- Planchers étages courants à usage d'habitation..... $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC à usage bureaux..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage 1 à usage commercial et de bureaux..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

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

$$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}} \quad (\text{Art7.4.3.1.RPA 99/2003})$$

[1].

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes.

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

S : section des poteaux.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

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

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

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

➤ Descente des charges :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

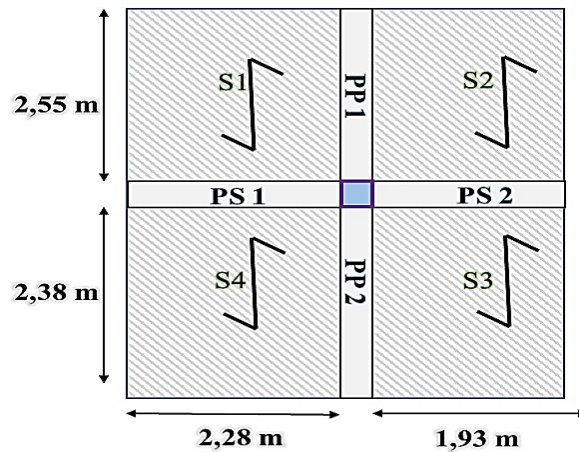


Figure II.11. Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

➤ **Surface d'influence :**

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité, dans notre cas on a :

La surface brute :

$$(2.4+2.05) \times (2.68+2.55) = 23.27 \text{ m}^2$$

La surface nette :

$$(4.8/2) - (0.25/2) = 2.28 \text{ m}$$

$$(4.1/2) - (0.25/2) = 1.93 \text{ m}$$

$$(5.35/2) - (0.25/2) = 2.55 \text{ m}$$

$$(5.00/2) - (0.25/2) = 2.38 \text{ m}$$

$$S_n = (2.28 \times 2.55) + (1.93 \times 2.55) + (2.28 \times 2.38) + (1.93 \times 2.38)$$

$$S_n = (5.814 + 4.92 + 5.43 + 4.59)$$

$$S_n = 20.75 \text{ m}^2$$

● **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 4,79 \times 20.75 = 99,39 \text{ KN}$

Plancher d'étage courante : $P = 4,82 \times 20.75 = 100,2 \text{ KN}$

● **Poids des poutres :**

Poutre principale : $P_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 2.28) \times 25 = 6.84 \text{ KN}$.

$P_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 1.93) \times 25 = 5.79 \text{ KN}$.

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

Poutre secondaire : $P_{ps} = (0.25 \times 0.35 \times 2.55) \times 25 = 5.578 \text{ KN}$

$P_{ps} = (0.25 \times 0.35 \times 2.38) \times 25 = 5.206 \text{ KN}$

D'ou le poids total $P = 6.84 + 5.79 + 5.578 + 5.206 = 23.414 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux :**

Poteau des étages courants : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$

Poteau du RDC : $GP = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$

- **Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse : $Q \times S = 1 \times 23.27 = 23.27 \text{ KN}$

Plancher des étages courant : $Q = 1.5 \times 23.27 = 34.905 \text{ KN}$

Plancher RDC : $Q = 2.5 \times 23.27 = 58.175 \text{ KN}$

- **Loi de dégression de charges :**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

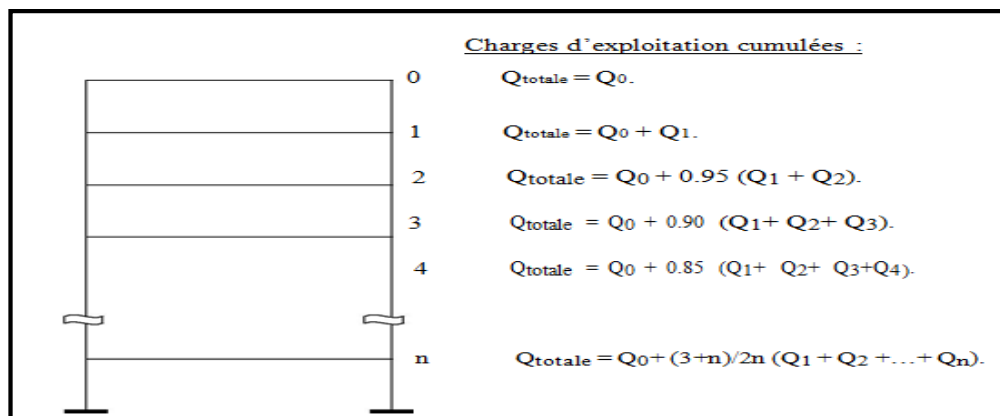


Figure II.12. Dégression des charges [1].

Pour $n \geq 5$:

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.2.Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Étage	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,075	0,714	0,668	0,667

Les surcharges cumulées :La terrasse : Q_0 8ème : $Q_0 + Q_1$ 7ème : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ 6ème : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ 5ème : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ 4ème : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ 3ème : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ 2ème : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ 1ème : $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ RDC : $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Étage 9 (terrasse)	
Étage 8	Q_0
Étage 7	Q_1
Étage 6	Q_2
Étage 5	Q_3
Étage 4	Q_4
Étage 3	Q_5
Étage 2	Q_6
Étage 1	Q_7
RDC	Q_8
E.S.	Q_9
Base	Q_{10}

Figure II.13.la descente des charges de la bâtisse[1] :**Application numérique :**

Terrasse : 23.27 KN

8ème étage : $23.27 + 34.905 = 58.175$ KN7ème étage : $23.27 + 0.95 (2 \times 34.905) = 89.59$ KN6ème étage : $23.27 + 0.9 (3 \times 34.905) = 117.514$ KN5ème étage : $23.27 + 0.85 (4 \times 34.905) = 141.947$ KN4ème étage : $23.27 + 0,8 (5 \times 34.905) = 162.89$ KN3ème étage : $23.27 + 0,75 (6 \times 34.905) = 180.343$ KN2ème étage : $23.27 + 0,714 (7 \times 34.905) = 197.725$ KN1^{er} étage : $23.27 + 0,688 (8 \times 34.905) = 215.387$ KNRDC: $23.27 + 0.667 (9 \times 34.905) = 232.805$ KN

Tableau II.3. Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm ²)	S min (cm ²)	S adoptée (cm ²)
E9	99,39	4,781	23,414	127,585	127,585	23,27	150,855	100,57	25×25	25×25
E8	100,2	4,781	23,414	128,395	255,98	58,175	314,155	209,44	25×25	25×25
E7	100,2	4,781	23,414	128,395	384,375	89,59	473,965	315,98	25×25	25×25
E6	100,2	4,781	23,414	128,395	512,77	117,514	630,284	420,19	25×25	25×25
E5	100,2	4,781	23,414	128,395	641,165	141,947	783,112	522,07	25×25	30×30
E4	100,2	4,781	23,414	128,395	769,56	162,89	932,45	621,63	25×25	30×30
E3	100,2	4,781	23,414	128,395	897,955	180,343	1078,298	718,87	25×25	30×30
E2	100,2	4,781	23,414	128,395	1026,35	197,725	1224,075	816,05	25×25	35×35
E1	100,2	4,781	23,414	128,395	1154,745	215,387	1370,132	913,42	25×25	35×35
RDC	100,2	4,781	23,414	128,395	1283,14	232,805	1515,945	1010,63	25×25	35×35

Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et IIa.}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25.$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

Vérification pour les poteaux (25×25) :

- $\text{Min}(25 ; 25) = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- $\text{Min}(25 ; 25) = 25 \text{ cm} \geq h_e/20 = 408 / 20 = 20,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- $25/25 = 1 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

Vérifications au flambement :

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

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

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

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

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

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

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

Tableau II.4.Vérification des poteaux au flambement :

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	l₀ (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
9	25	25	32552,083	625	7,22	306	214,2	29,68	Condition vérifié
8	25	25	32552,083	625	7,22	306	214,2	29,68	Condition vérifié
7	25	25	32552,083	625	7,22	306	214,2	29,68	Condition vérifié
6	25	25	32552,083	625	7,22	306	214,2	29,68	Condition vérifié
5	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifié
4	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifié
3	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifié
2	35	35	125052,08	1225	10,1	306	214,2	21,2	Condition vérifié
1	35	35	125052,08	1225	10,1	306	214,2	21,2	Condition vérifié
RDC	35	35	125052,08	1225	10,1	306	214,2	21,2	Condition vérifié

Tableau II.5.Sections adoptées des poteaux :

Étages	RDC,1 ^{er} et 2em	3em,4em,5em	6em,7em,8em,9em
Section (cm ²)	(35x35)	(30x30)	(25x25)

Conclusion :

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

Donc, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux 16+5 cm.
- Dalles pleines épaisseur de 15 cm.
- Poutre :
 - Poutres principales : (30x40) cm².
 - Poutres secondaires : (30x35) cm².
- Poteaux :
 - (25x25) cm² pour les poteaux de 6^{em} au 9^{em} étage.
 - (30x30) cm² pour les poteaux de 3^{em} au 5^{em} étage.
 - (35x35) cm² pour le RDC, 1^{er} et 2^{em} étage.
- Voile :
 - Épaisseur de 15 cm (longueur minimale égale à 100 cm).

Introduction :

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires ou non structuraux constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91[3].

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère.
- Le plancher en corps creux.
- Le balcon en dalle pleine.
- L'escalier.
- La poutre palière.
- La dalle salle machine.

III.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure

IL est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q dans la section d'encastrement (section dangereuse)

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

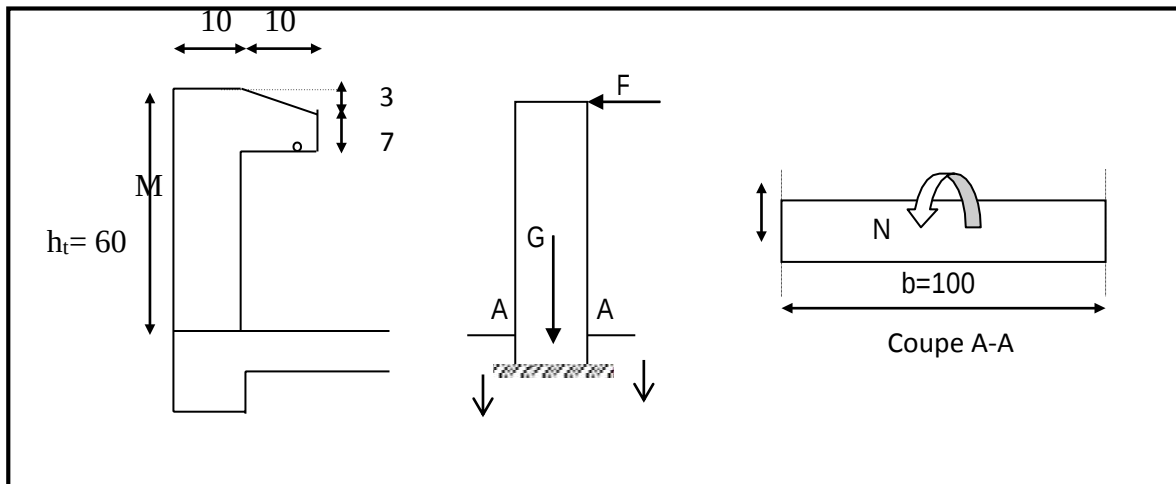


Figure III.1. Coupe de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

➤ Chargement :

Charge Permanente « G » : $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$.

Avec :

ρ : Masse volumique du béton (25kn/m³).

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,7 \right] = 1,9625 \text{ [KN/ ml]}.$$

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}.$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) [1] :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A.C_p.w_p$

Avec A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

$$C_p : \text{Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.} \rightarrow C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'acrotère $w_p = 1,9625 \text{ /ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0.30 \times 0.15 \times 1,9625 = 0.353 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. $\rightarrow$ Le calcul se fait sous Q non pas sous P .

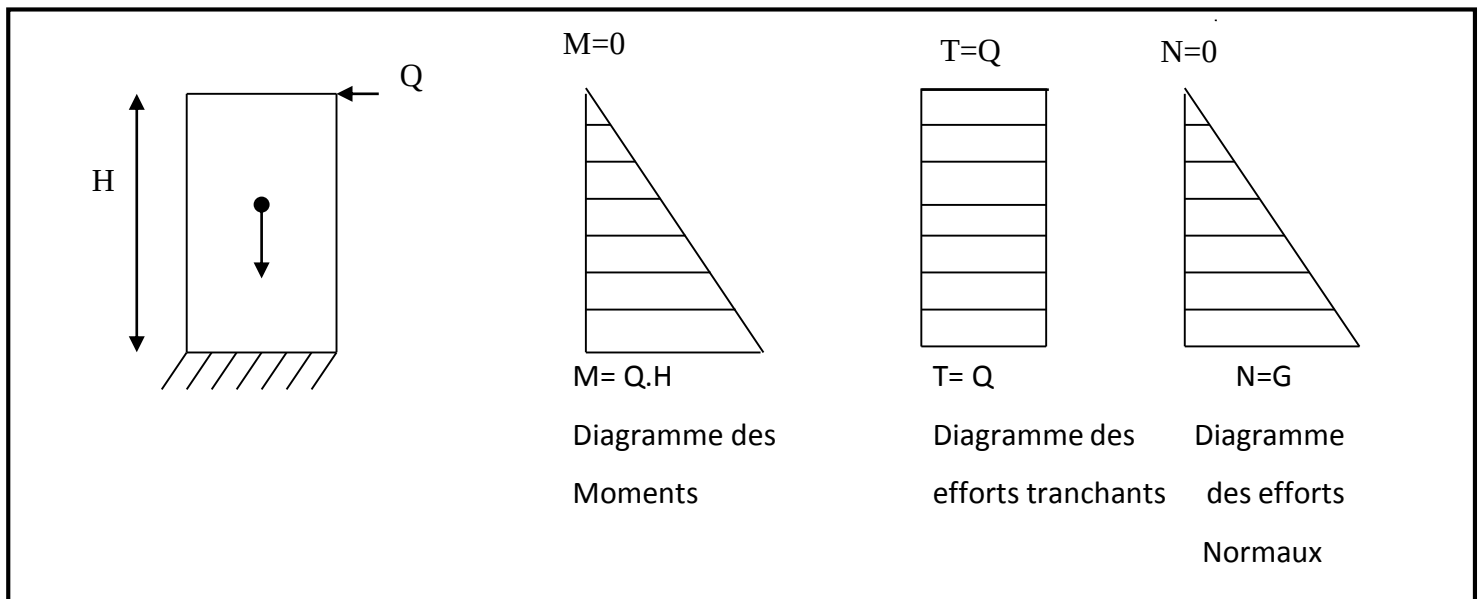


Figure III.1. Schématisation des efforts internes[6].

III.1.2. Les combinaisons de charges :

➤ **L'ELU :**

La combinaison des charges est : $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,963 = 2,650 \text{ KN/ml} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN} \\ T_u = 1,5T_Q = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **L'ELS :**

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = 1,963 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,7 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS :

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

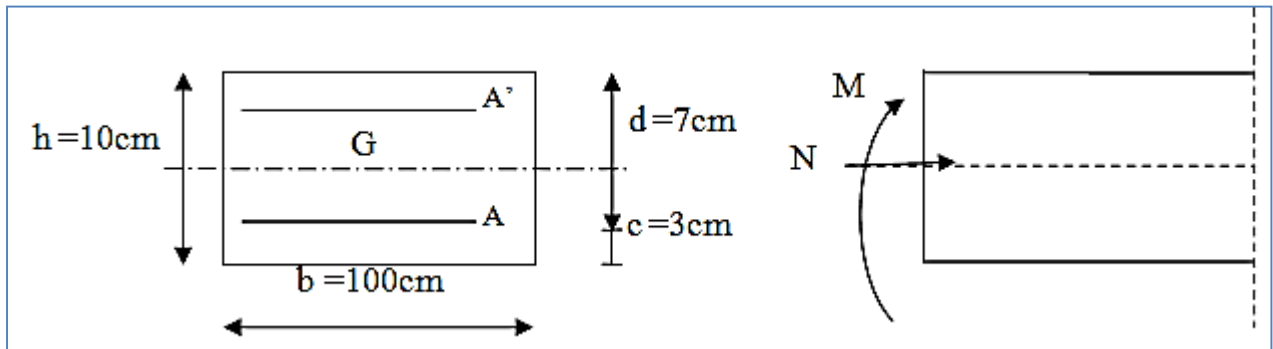


Figure III.2. La section de l'acrotère .

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

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,650} = 39,62 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée (SPC).

Donc L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

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

Moment fictif M_f : $M_f = N_u \cdot g$ avec $g = e_u + (h/2 - c)$

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

Donc :

$$M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.650 [0.3962 + (0.05 - 0.03)] = 1,103 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature fictives (flexion simple) :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,103 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0159$$

$\mu_b = 0.0159 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

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

$$A_{stf} = \frac{1,103 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.456 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.456 - \frac{2.650 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.380 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.380 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1) [3]:**

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.

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,923} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{36 - (0,455 \times 7)}{36 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0.380 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

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

Soit : $A_t = 4HA8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_t = 4 HA8 \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement Soit $S_t = 17 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91) [3]:**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.333 \text{ MPa}$

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

avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrages des barres aux appuis [A.6.1, 21/BAEL 91] [3] :**

La longueur de scellement droit, correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{cases}$$

- **D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22] [3] .**

La longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à $l_s = 30\text{cm}$

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min \{3h, 33\text{ cm}\} = 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 17\text{cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{MPa}$$

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

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 54.34 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 54.34 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.34}{44.17} = 1.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage de l'acrotère :**

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement de 17cm.

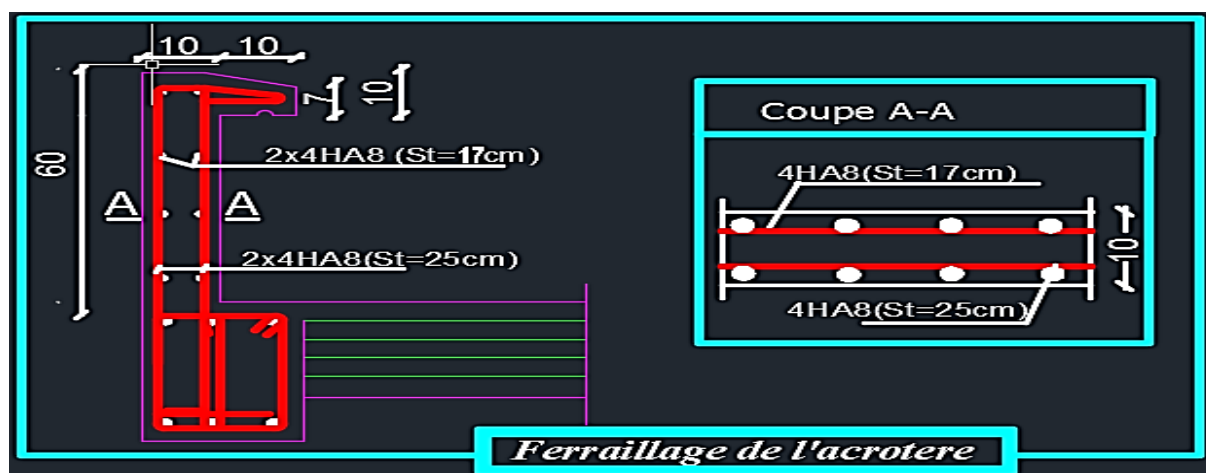


Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III. 2. Calcul du plancher :

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+5) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et des dalles pleines qui seront prévues pour les balcons

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entres 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 16 cm.

III.2.1 Étude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par BAEL 91 (Art B.6.8, 423)

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit $5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec $e = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous optons, pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 x 5 x 200 x 200)

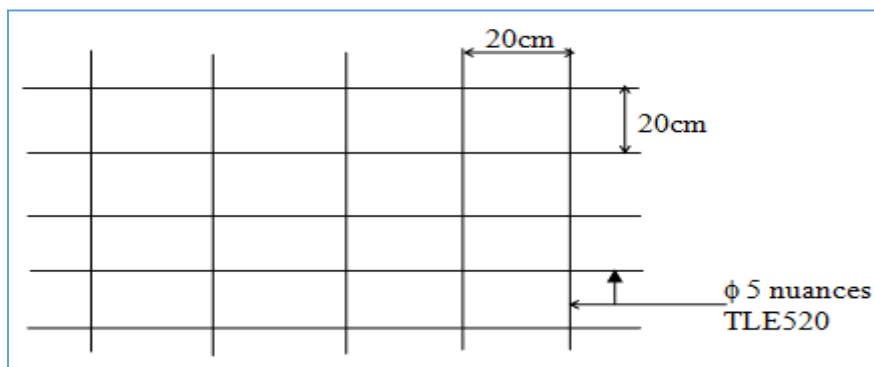


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Détermination de largeur de la table de compression (Art A.4.1.3 / BAEL 91) [3]:

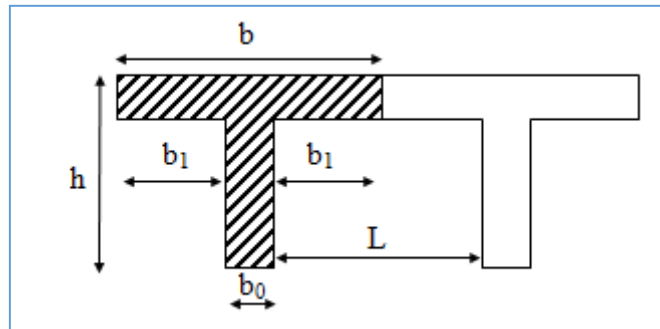


Figure III.6. Schéma de la table de compression [6].

Avec :

$h = (16+5) = 21$ cm.....hauteur du plancher.

$h_0 = 5$ cm.....épaisseur de la dalle de compression.

$C = 2$ cm.....enrobage.

$b_0 = 12$ cm.....largeur de la poutrelle.

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

Avec : L : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$L = 450 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{450}{10}, 24 \leq b_1 \leq 32\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5 \text{ cm}; 45 \text{ cm}, 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la dalle de compression.

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

III.2.3. Étude des poutrelles :

➤ Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+5$ cm

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

- **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- **Charge permanente G :**

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ KN/ ml.}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ ml.}$

Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0,77 \text{ KN/ ml.}$

Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ ml.}$

Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,77) + 1,5 \times 1 = 2,53 \text{ KN/ml.}$$

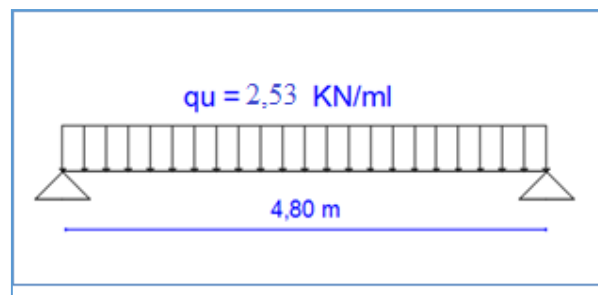


Figure III.7. Schéma de calcul de la poutrelle.

- **Le moment maximal en travée :**

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,53 \times 4,80^2}{8} = 7,28 \text{ KN.ml}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,53 \times 4,80}{2} = 6,07 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

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

Hauteur utile : $d = h - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm.}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,28 \times 10^5}{12 \times 30^2 \times 14,2} = 4,75$$

$$\mu_b = 4,75 > \mu_l = 0,392 \quad (\text{SDA})$$

Conclusion

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

On opte pour 4 étais par m².

- **2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, de section en T.

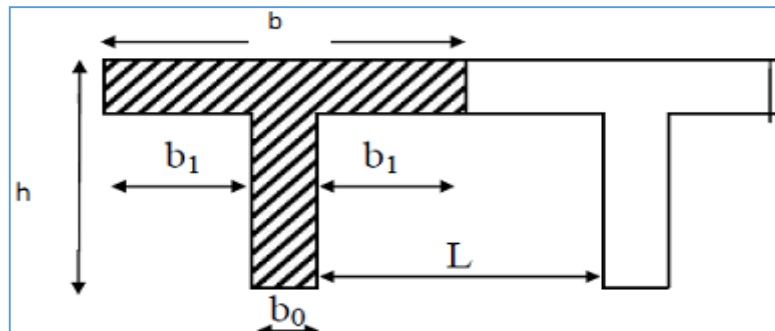


Figure III.8. Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression [6].

➤ **Poids du plancher repris par la poutrelle :**

- **Plancher étage courant :**

Charges permanentes : $G = 4,82 \times 0,65 = 3,13 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher RDC (bureaux + commerces) :**

Charges permanentes : $G = 4,82 \times 0,65 = 3,13 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher étage de service (habitation et bureautique) :**

Charges permanentes : $G = 4,82 \times 0,65 = 3,13 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes : $G = 4,79 \times 0,65 = 3,11 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$

➤ **Combinaison de charges :**

- **Plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,13 + 1,5 \times 0,975 = 5,69 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,13 + 0,975 = 4,10 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher RDC (commerce) :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,13 + 1,5 \times 1,625 = 6,66 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,13 + 1,625 = 4,63 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher étage de service (étage 1) :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,13 + 1,5 \times 1,625 = 6,66 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,13 + 1,625 = 4,63 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher sous terrasse :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,11 + 1,5 \times 0,65 = 5,17 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,11 + 0,65 = 3,76 \text{ KN/ml}$.

On constate que le chargement pour les planchers RDC et étage 1 sont les plus défavorables, Donc on utilisera pour le calcul du ferrailage les valeurs qui leurs correspondent.

III.2.4. Calcul des efforts internes :

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

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

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire [Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99] [4] :**

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :**

- **Condition 1 :**

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

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

$$2G = 2 \times 3,13 = 6,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \leq (6,26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition 2 :**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) → Condition vérifiée

- **Condition 3 :**

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	2	0,625	Condition non vérifiée
L_2	3,20		
L_2	3,20	0,780	Condition non vérifiée
L_3	4,10		
L_3	4,10	0,854	Condition vérifiée
L_4	4,80		
L_4	4,80	1,524	Condition non vérifiée
L_5	3,15		
L_5	3,15	0,768	Condition non vérifiée
L_6	4,80		
L_6	4,80	1,171	Condition vérifiée
L_7	4,10		
L_7	4,10	1,281	Condition non vérifiée
L_8	3,20		
L_8	3,20	1,600	Condition non vérifiée
L_9	2		

Tableau III.1. Rapport des portées successives.

- **Condition 4 :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → Condition vérifiée.

Conclusion :

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Méthode des 3 moments :**

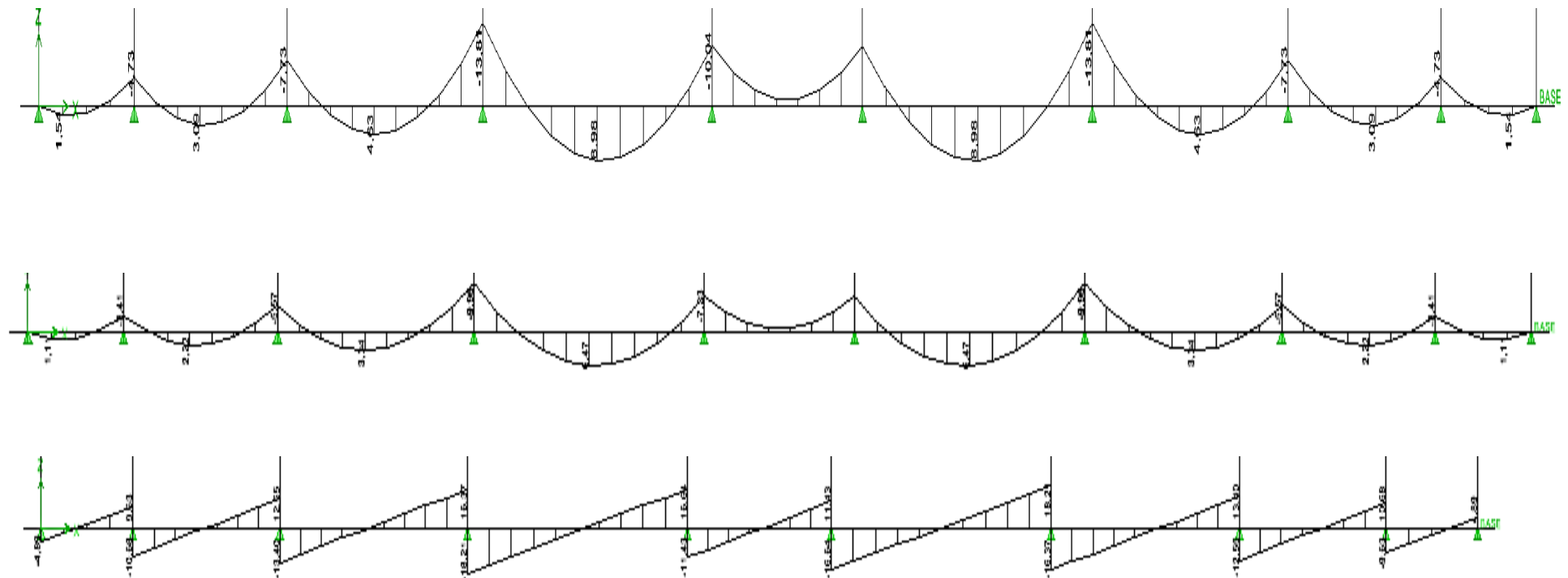
C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

A l'aide de logiciel de calcul des structures ETABS on obtient les valeurs suivantes :

Dans notre structure ont à 4 cas à étudier :

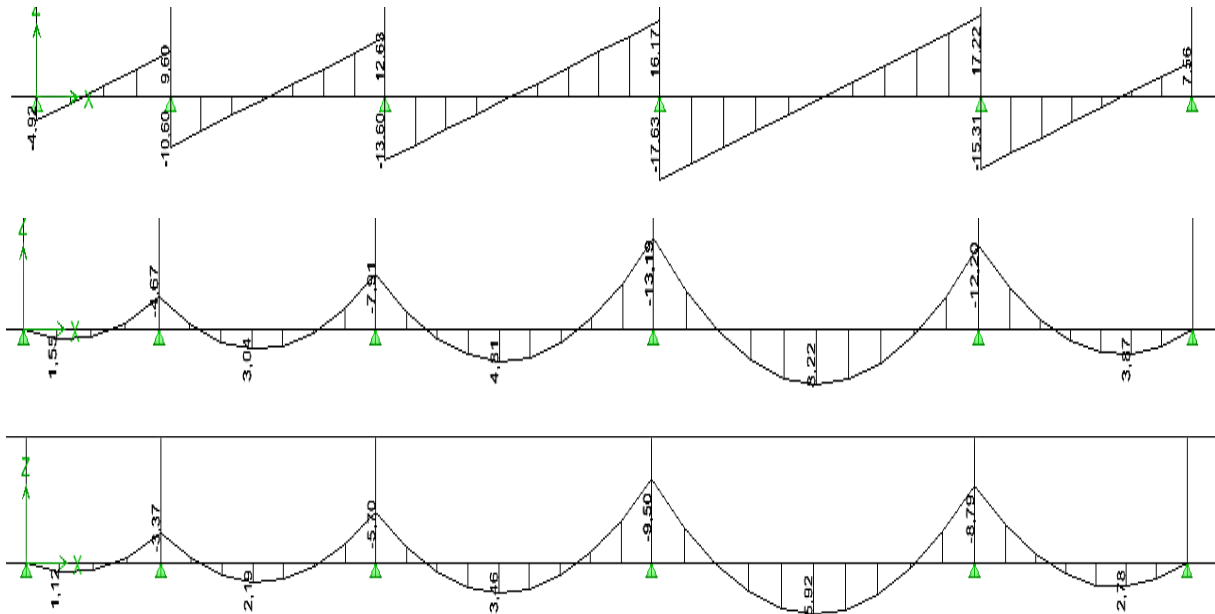
• **1^{er} cas :**

Une poutre repose sur 09 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



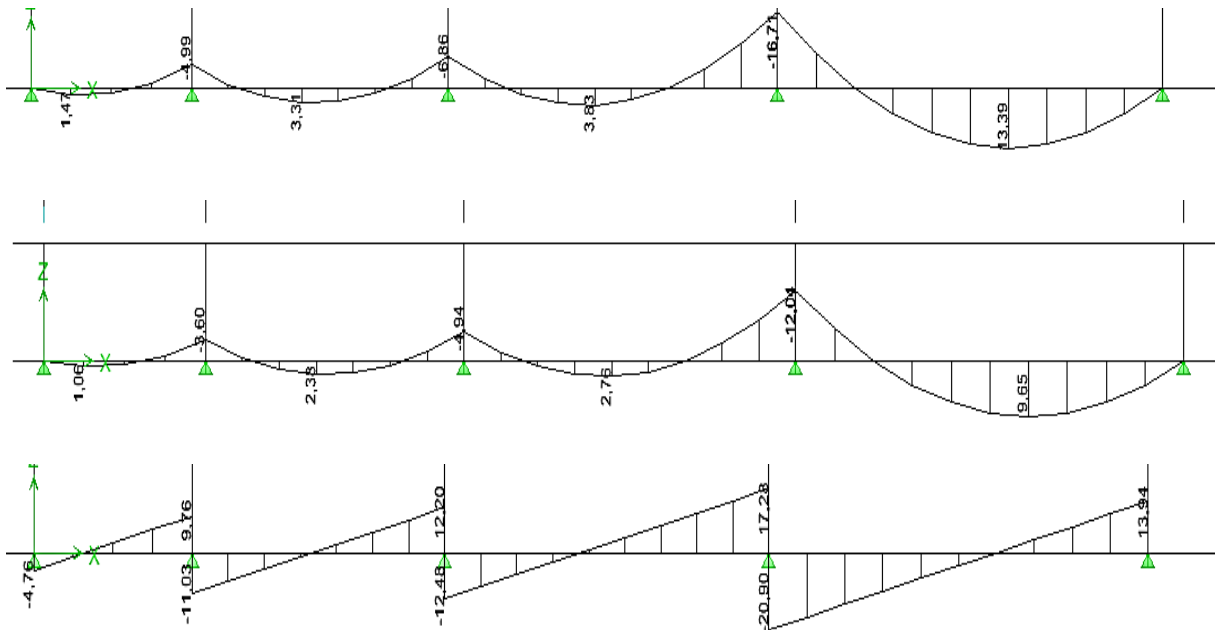
- 2^{eme} cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 05 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



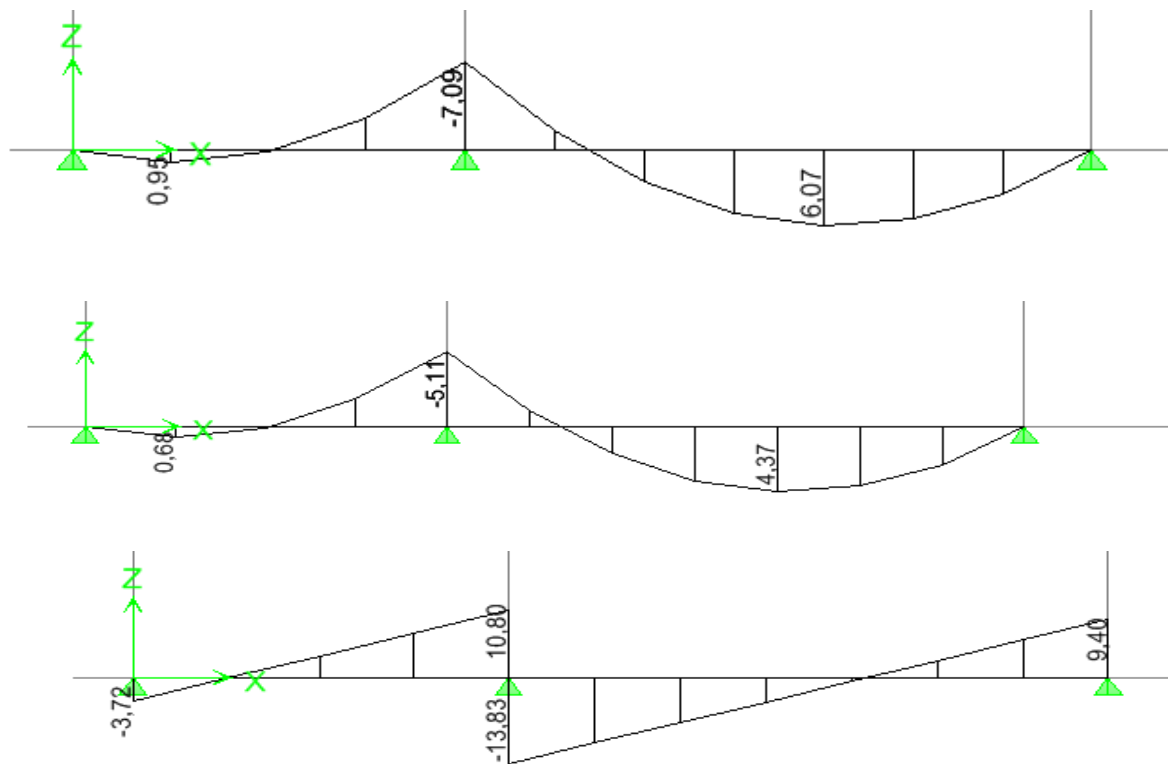
- 3^{eme} cas :

Une poutre repose sur 04 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



- 4^{eme} cas :

Une poutre repose sur 04 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 16,71$	$M_{\max}^a = 12,04$
$M_{\max}^t = 13,39$	$M_{\max}^t = 9,65$
$T_{\max} = 20,9$	

III.2.5 Calcul des armatures :

➤ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

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

$h = 21\text{cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 5\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 19\text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

➤ **Moment résistant :**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 76,15 \text{ KN.m}$$

$M_f = 12,26 < M_0 = 76,15 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

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

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,39 \times 10^2}{65 \times (19)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,040 < 0,392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,39 \times 10^2}{0,980 \times 19 \times 348 \times 10^{-1}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

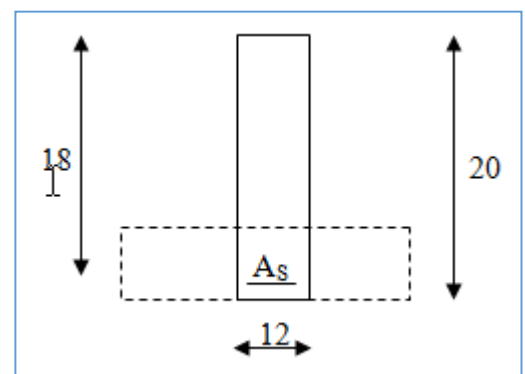
La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$.

$b_0 = 12\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 24\text{cm}$, $d = 22\text{cm}$.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,71 \times 10^2}{12 \times (19)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,271$$

$$\mu = 0,271 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

**Les armatures nécessaires sont les armatures de traction**

$$\mu = 0,271 \rightarrow \beta = 0,840$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{16,71 \times 10^2}{0,840 \times 19 \times 348 \times 10^{-1}} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 + 1\text{ha}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

III.2.6. Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification à la condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1) [3] :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = 0,275 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,318 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

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

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.211) :**

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_u = 20,9 \text{ KN}$$

➤ **Pour les fissurations peu préjudiciables :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20,90 \times 10^3}{120 \times 190} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant (BAEL91 Art A.5.1.313) :**

- **Au niveau des appuis de rive :**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{2 \times 20,9 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 190} = 2,03 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91 Art A.5.1.321) [3] :**

$$0,9 \times d \times V_u = 0,9 \times 0,19 \times 20,9 = 3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,26 \text{ KN.m} > 3,57 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1. 313) [3]:**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 20,9 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 190} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

2,03 MPa < 13.33 MPa → Condition vérifiée

- **Section minimale d'armatures inferieures sur appui (BAEL 91 Art A.5.1.313) [3] :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 20.9 = 0.06 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.06 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée

- **Contrainte minimale de compression sur appui (BAEL91 Art A.5.1.322) [3] :**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{20.9 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 190} = 0.102 \text{ MPA}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPA}$$

0.102 MPA < 21.67 MPA → Condition vérifiée

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91 Art A.6.1) [3] :**

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5$$

- **La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20.9 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 75.36} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.62 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres (BAEL91/Art A.6.1,23) [3] :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}.$$

- **Calcul des armatures transversales :**
- **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91 Art A.7.2.12) [3].

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12/10 ; 24/35 ; 12 \} = 0,69 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

- **La section des armatures transversales :**

$$St_1 \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 19,80 \text{ cm}$$

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

III.2.7 Vérifications à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

➤ **État limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_s}{K1}$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 19} = 1,03 \rightarrow \beta_1 = 0,859 \rightarrow K1 = 20,46$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.65 \times 10^6}{0,859 \times 190 \times 235} = 251,60 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{251,60}{20,46} = 12,29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 1 \phi 12 + 1 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 19} = 0,991 \rightarrow \beta_1 = 0,861 \rightarrow K1 = 20,97$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{12,04 \times 10^6}{0,861 \times 190 \times 226} = 326,65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{326,65}{20,47} = 14,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.4.5.3.2) [3] :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **État limite de déformation :**

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

Les règles de BAEL91 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec : L = 400cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 24cm (hauteur totale de la poutrelle).

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,21}{4,80} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$- \frac{h}{2L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,21}{4,8} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{9,65}{13,39} \Rightarrow 0,044 \geq 0,043 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$- \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 22} = 0,0089 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.3. Balcon en Dalle pleine :

La dalle pleine est un élément horizontal en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur, coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de dalle est très utilisé dans l'habitat collectif.

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq L_0 / 10$$

$L_0 = 1.30$ m : portée libre.

e_p : épaisseur de la dalle

$$e_p \geq \frac{1,50}{10} = 15 \text{ cm} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur : $e = 15$ cm.

- **Critère de résistance :**

$e_p \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois appuis ou sur quatre appuis avec $\rho > 0,4$

Application numérique :

Dalle sur deux appuis : $e_p \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e_p \geq \frac{150}{20} \rightarrow e_p \geq 7,5 \text{ cm}$

Dalle sur trois appuis : $\frac{150}{45} \leq e_p \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3,33 \text{ cm} \leq e_p \leq 3,75 \text{ cm}$

- **Condition de résistance au feu :**

$e_p \geq 7$ cm : pour une heure de résistance au feu.

$e_p \geq 11$ cm : pour deux heures de résistance au feu.

$e_p \geq 17,5$ cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e_p : épaisseur de la dalle pleine.

- **Isolation acoustique (règles techniques CBA 93) [5] :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de $\rho = 350 \text{ Kg/m}^2$.

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2.$$

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e_p = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}.$$

Finalement, la condition la plus défavorable étant celle de la résistance au feu, nous allons adopter une épaisseur des dalles pleines et des balcons de 15 cm.

Conclusion :

La dalle pleine aura une épaisseur de : $e_p = 15(\text{cm})$.

III.3.1.Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente :**
- **Charges uniformément réparties (G) :**
 $G = 6,59 \text{ KN} / \text{m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)
- **Charge concentrée (g) :**

N°	Désignation	Épaisseur [m]	pds volumique [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Brique	0.1	9	0.9
y2	Enduit de ciment	$(0.02 \times 2) = 0,04$	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.2. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

- **Surcharge d'exploitation :**
 - Charge d'exploitation du balcon..... $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$ (donnée par le DTR BC2.2)

- **Combinaison de charges :**

Le balcon travaille en flexion composée.

- **A l'ELU :**
 - Dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,59 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 14,15 \text{ kN.m}$
 - Garde-corps : $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN}$.
- **A l'ELS :**
 - Dalle: $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,59 + 3,5) \times 1\text{m} = 10,09 \text{ kN.m}$
 - Garde-corps : $g_{s1} = G_1 = 1,62 \text{ kN}$.
 -

III.3.2.Ferraillage du balcon :

- **Calcul des efforts internes :**
- **A l'ELU :**
 - **Calcul du moment sollicitant :**

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = \frac{q_u L^2}{2}$

Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = g_{u1} \times L$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2$

$$M_u = \frac{14,15 \times 1,5^2}{2} + 2,19 \times 1,5 \quad M_u = 19,20 \text{ Kn. m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times L + g_{u1}$$

$$V_u = 14,15 \times 1,5 + 1,62 = 22,85 \text{ KN}$$

• **A l'ELS :**

- **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{2} + g_{s1} \times L = \frac{10,09 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5$$

$$M_s = 13,78 \text{ KN. m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \times L + g_{s1}$$

$$V_s = 10,09 \times 1,5 + 1,62 = 16,76 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.9. Section de balcon [6].

Avec :

h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b : Largeur de la section (b = 100 cm).

c : Enrobage (c = c' = 2 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.20 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.060 \rightarrow \beta = 0.969$

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

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

$$A_s = \frac{19.20 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

• **Armature de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

III.3.3. Vérification :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL.91 modifié 99) [4]:**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

➤ **Vérification au Contrainte de cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) [4]:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration est préjudiciable

$$\bullet V_u = 14.15 \times 1.5 + 1.62 = 22.85 \text{ KN}$$

$$\bullet \tau_u = \frac{22.85 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bullet \bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) [4] :**

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets Égaux, la formule devient :

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

$\sum u_i$: Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,85 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 15,07 \times 10} = 1,12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) [4] :**

Vérification de l'espacement

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) [4] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art.A.4.5.2 du BAEL91) [3] :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

Avec :

- $M_s = 13,78 \text{ KN.m}$
- $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,348$

$$\rho_1 = 0,348 \rightarrow \beta_1 = 0,9083 \rightarrow K_1 = 39,55$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,78 \times 10^3}{0,9083 \times 13 \times 4.52} = 258,189 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39,55} \times 258,189 = 6,528 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
 $\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$
 $\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{13,78}{10 \times 9,4} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
 $\frac{4,52}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- Armatures principales : 4HA12 avec e=25 cm.
- Armatures secondaires : 4HA8 avec e=25 cm.

III.4 Les escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

La tour comporte un seul types d'escalier, il possède deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire). Il est en béton armée coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques. Les principes termes utiles sont illustrés sur la figure III-1 :

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

➤ **Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques :**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit les pieds, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux Marches, nommée nez de marche, est parfois sailli sur là contre marche.
- Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- Le giron(g) : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées.
- L'emmarchement : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

- Échappée : hauteur libre de passage sous un obstacle. $2m$ en minimum de la face supérieure du nez d'une marche d'escalier.
- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.
- Reculement (développement) : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

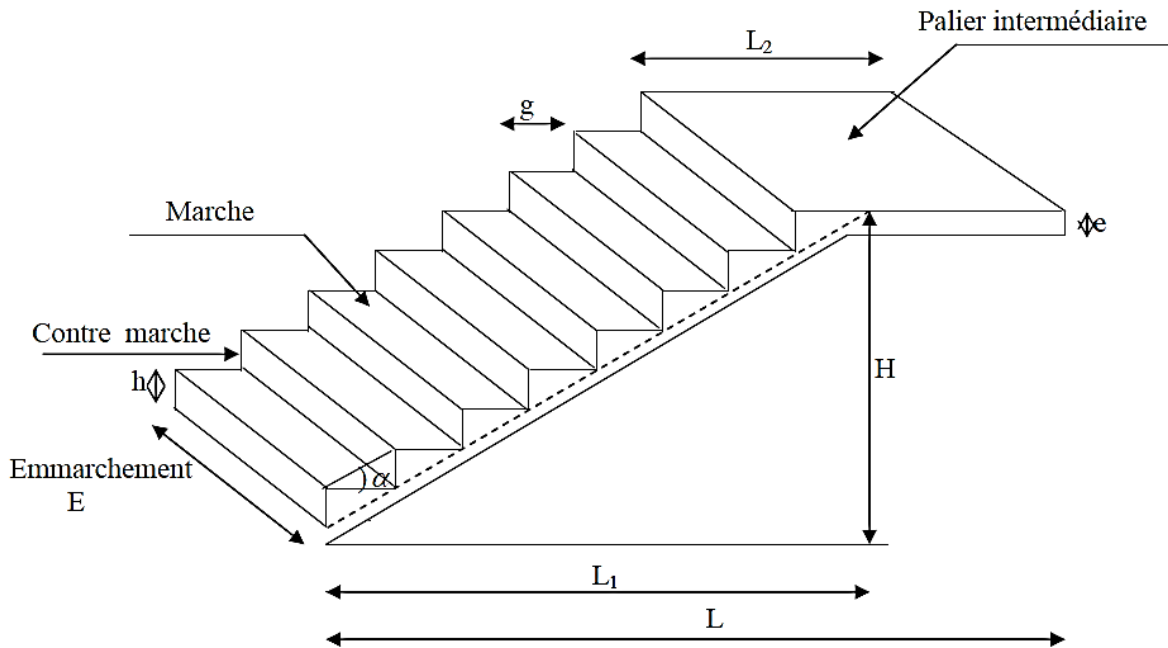


Figure III.9. Coupe verticale de l'escalier [6].

III.4-1. Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron(g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de « BLONDEL» [17]:

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

$$\begin{cases} h: \text{la hauteur de la contre marche} & 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ g: \text{le giron} & 22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marche : $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier ; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

➤ **Application :**

Le Nombre de contre marches (n) est donnée par :

$$n = H/h$$

Nous avons la hauteur d'étage $H = 3,06$ m :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contres marches}$$

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillasse identique, On aura alors :

$n = 9$ contre marches pour toutes les volées → donc : $m = n - 1 = 8$ marches.

• **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donnée par la formule suivante : $g = L/n - 1$

On a: $L = 2.40$ m $g = 2.4/8 = 0.3$ m $g = 30$ cm.

Avec la relation de BLONDEL[17] :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que $59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \Rightarrow$ la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

L'emmarchement est de 125cm.

La longueur de la ligne de foulée : $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240$ cm.

Giron G	$22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$	30cm
Hauteur d'une contre marche h	$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	17cm
Condition de BLONDEL	$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$	64cm
H auteur d'une volée H	/	153cm
L'emmarchement E	/	125cm
La longueur de ligne de foulée	$g (n-1)$	240cm

III.4.2. Pré dimensionnement des sollicitations de calcul :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et d'où l'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) doit vérifier :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L' + L_2$.

L1 : longueur de la paillasse projetée.

L2 : longueur du palier.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L1}{L'} \quad \Rightarrow L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 = 284,59 + 185 = 469,59 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

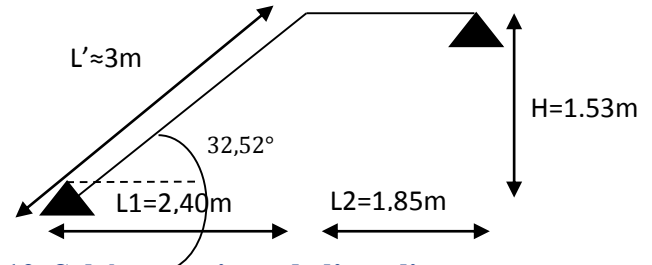


Figure III.10. Schéma statique de l'escalier.

Donc l'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{469,59}{30} \leq ep \leq \frac{469,59}{20}$$

$$15,65 \leq ep \leq 23,48 \quad \text{On prend : } ep = 18 \text{ cm}$$

III.4.3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

➤ Charges permanentes :

• Palier :

- poids propre du palier: $25 \times 0,15 \times 1 = 4,5 [\text{KN/ml}]$.
- Poids de revêtements :
 - carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$.
 - mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$.
 - lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$.
 - enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$.

Donc on a : $G_{\text{palier}} = 5,94 [\text{KN/ml}]$

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,18 = 3,75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) ($0,44+0,44+0,36+0,2$)	1,44
Charge permanente totale.	G1=5.94

Tableau III.3: Charge totale du palier.

- **La paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.18 / \cos(32,51) = 5,34 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de la marche : $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtements :

carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$

Poids du garde-corps : $0,2 [\text{KN/ml}]$

enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a : $G_{\text{paillasse}} = 9,10 [\text{KN/ml}]$

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable+ garde-corps + enduit) $(0.44+0.44+0.36+0.2+0.2)$	1.64
Charge permanente totale.	G2=9,10

Tableau III.4: Charge totale de la volée.

➤ **Les Surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2[2] est :

$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.4.4. L'état limite ultime(ELU) :

le calcul se fera pour une bonde de 1m.

➤ **Combinaison des charges :**

- **E.L.U**

$$\begin{cases} \text{la paillasse : } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9,1 + 1.5 \times 2,5) = 16,03 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5,94 + 1.5 \times 2,5 = 11,76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Schéma statique à ELU

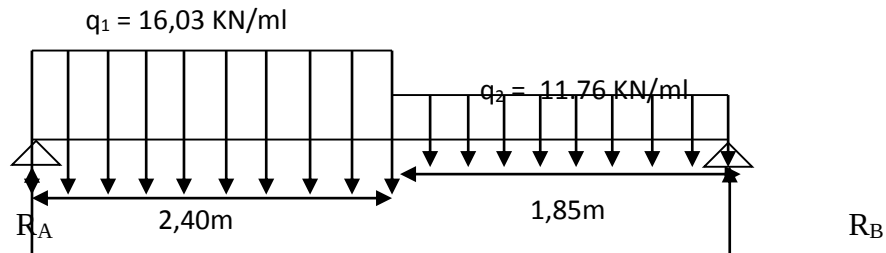


Figure III.11. Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Réaction d'appui

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 2.4q_1 + 1.85q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 16.03 + 1.85 \times 11.76$$

$$R_A + R_B = 60.22 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_2 \times 1.85 \times \left(\frac{1.85}{2} + 2.4\right)$$

$$R_B \times L = 16.03 \times 2.4 \times 1.2 + 11.76 \times 1.85 \times 3.325$$

$$R_B = \frac{118.50}{4.25} = 27.88 \text{ KN.} \Rightarrow R_B = 27.88 \text{ KN.}$$

$$R_A = 60.22 - 27.88 = 32.33 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 32.33 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

• Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$R_A - q_1 x$	0	32,33
	$32.33 - 16.03x$	2.4	-6,14
$0 \leq x \leq 1.85$	$q_2 x - R_B$	0	-27,88
	$11.76x - 27.88$	1.85	-6,14

Tableau III.5.des efforts tranchants.

• Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$R_A x - (q_1 x^2) / 2$	0	0
	$32.33x - (16.03x^2) / 2$	2.4	31,42
$0 \leq x \leq 1.85$	$R_B x - (q_2 x^2) / 2$	0	0
	$27.88x - (11.76x^2) / 2$	1.85	31,42

Tableau III.6.des Moments fléchissant.

La valeur maximale du moment M_z (x)

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \longrightarrow 32,33-16,03x = 0$$

$$\text{Donc } x= 1,70 \text{ m et } M_z^{\max}=31,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{\max} = 9,53$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 27,02$$

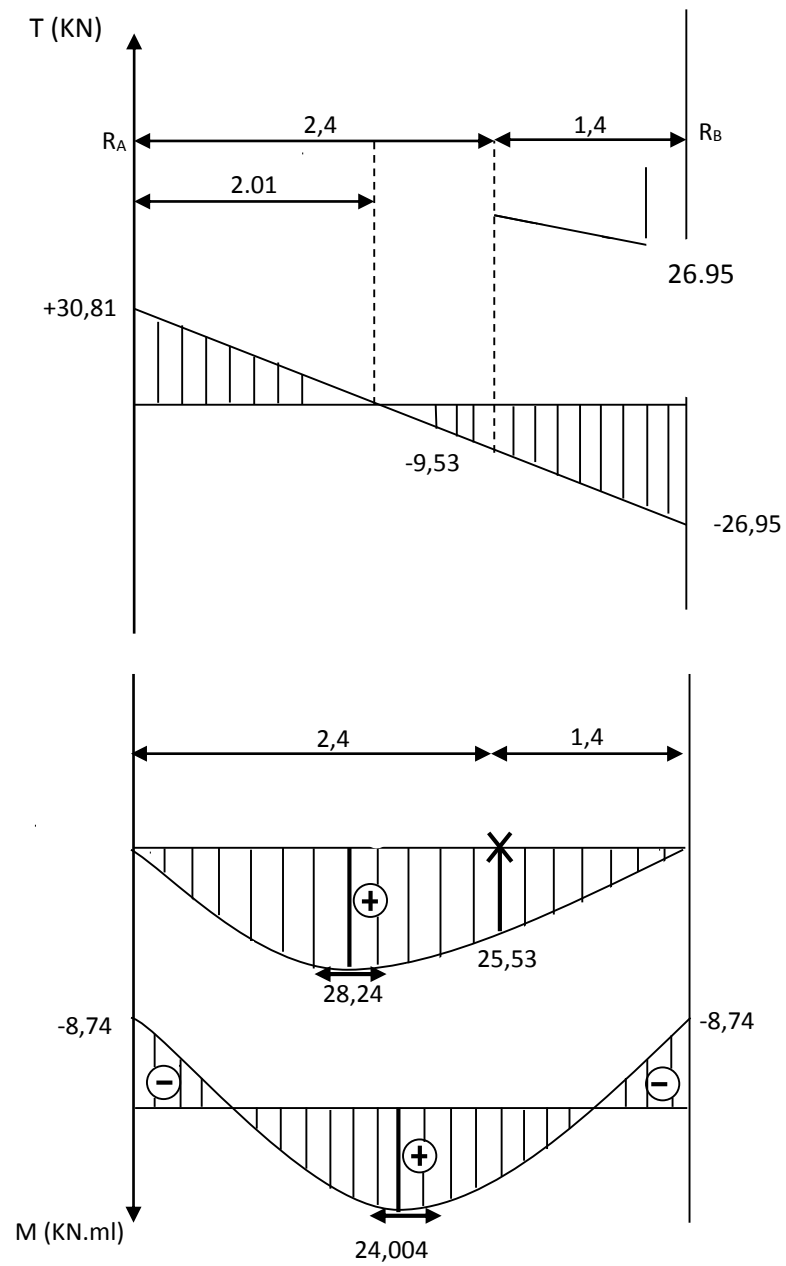
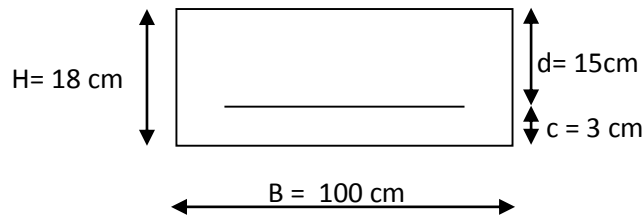


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

➤ Calcul des armatures :

• Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m, $d = 17\text{cm}$



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,02 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{27,02 \times 10^3}{0.956 \times 15 \times 348} = 5,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$M_a = 9,53 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.53 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.53 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{a \text{ dop}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armature de répartition :

$$\text{En travée: } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section $4\text{HA}8/\text{m} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $e = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification (Art. A2.2 BAEL 91) [3] :

➤ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Écartement des barres (Art A.8.2.42/BAEL91) [3] :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée : $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Armature de répartition :**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Appuis : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

Dans notre cas : $V_u \text{ max} = 32,33 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{32,33 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,21 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91) [3] :**

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 32,33 [\text{KN}]$$

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 1,0$$

$$\sum U_i = 12,56 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{32,33 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,90 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,90 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0,9d = 13,5 \text{ cm}$

$$T_u = 32,33 \leq 0,4 \times 100 \times 13,5 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 29,89 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de longueur d'encrage :**

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23) [3].

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,16} = 45,55 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0,4 L_s = 22,22 \text{ cm}$ soit 23 cm .

➤ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Réaction d'appuis :**

$$l'ELS \begin{cases} \text{lapaillasse: } q_{u1} = G + Q = (9,1 + 2,5) = 11,6 \text{ KN/m}^2 \\ \text{lepalier: } q_{u2} = G + Q = (5,94 + 2,5) = 8,44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Réaction d'appui :**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2,4q_1 + 1,85 q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 11,6 + 1,85 \times 8,44$$

$$R_A + R_B = 43,54 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_2 \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2} + 2,4\right)$$

$$R_B \times L = 11,6 \times 2,4 \times 1,2 + 8,44 \times 1,85 \times 3,325$$

$$R_B = \frac{85,32}{4,25} = 20,07 \text{ KN.} \Rightarrow R_B = 20,07 \text{ KN.}$$

$$R_A = 43,54 - 20,07 = 23,46 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 23,46 \text{ KN.}$$

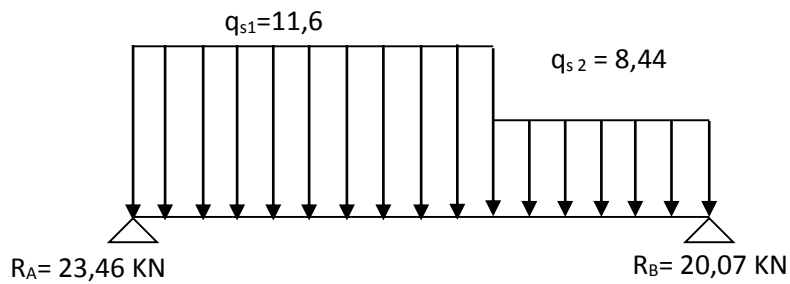


Figure III.13. Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-11,6x + 23,46$	0	23,46
		2,4	-4.36
$0 \leq x \leq 1,85$	$8,44 x - 20,07$	0	-20,07
		1,85	-4.36

Tableau III.7.des efforts tranchant.

➤ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-(11,6x^2)/2 + 23,46x$	0	0
		2.4	22,89
$0 \leq x \leq 1,85$	$-(8,44x^2)/2 + 20,07 x$	0	0
		1,85	20.89

Tableau III.8.des moments fléchissant.

La valeur maximale du moment M_Z (x)

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \longrightarrow 23,46 - 11,6x = 0$$

$$\text{Donc } x = 2,02 \text{ m et } M_z^{\max} = 23,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3 M_z^{\max} = -7,11$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 20,16$$

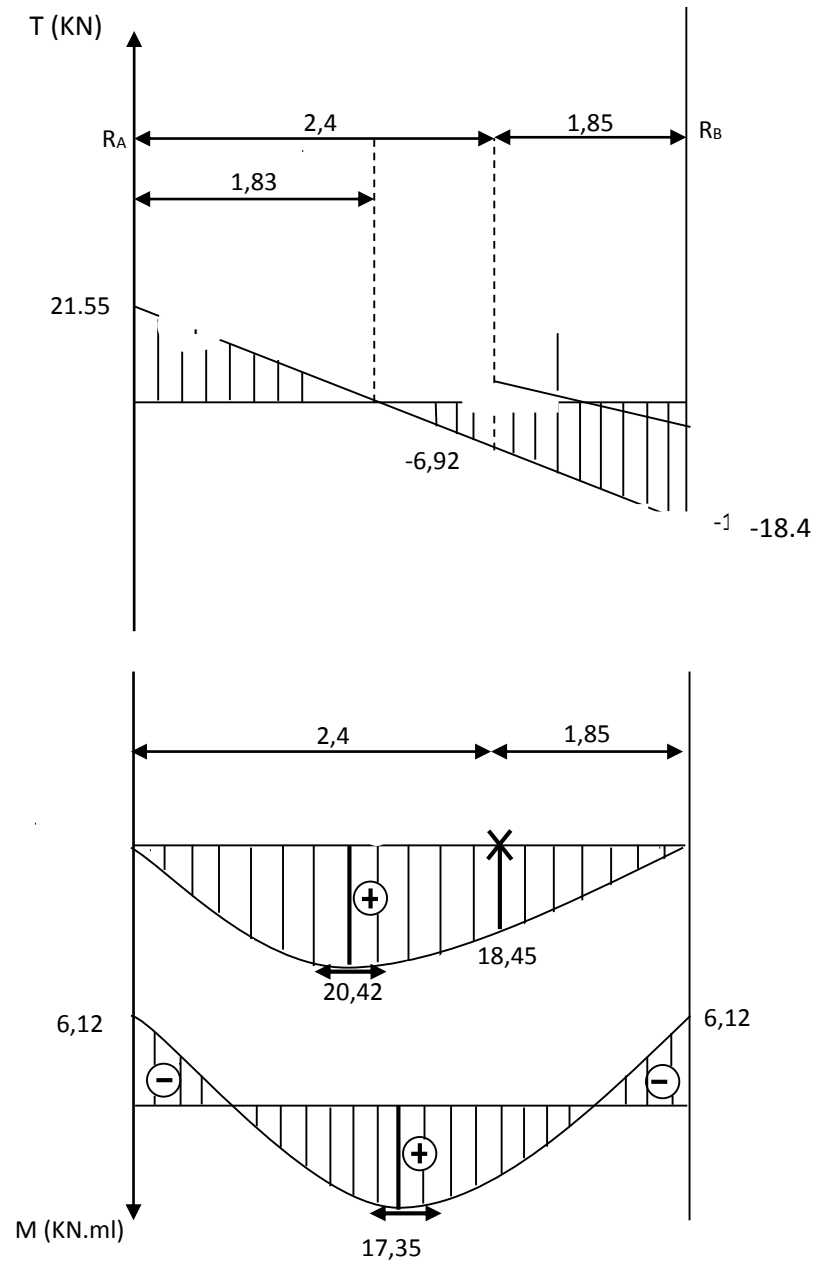


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

➤ **Vérification de l'ELS :**

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

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

• **Contrainte de compression du béton :**

Aux appuis :

$$M_a = 7,11 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,184 \longrightarrow \beta_1 = 0,930, K_1 = 56,43$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{5,11 \times 10^3}{0,930 \times 15 \times 3,14} = 116,65 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 116,65 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56,43} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 116,65 = 1,98 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 20,16 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376, \beta_1 = 0,905, K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{20,16 \times 10^3}{0,905 \times 15 \times 5,65} = 262,84 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 262,84 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,026 \times 262,84 = 6,98 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3) [4] :**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) [3] :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec : h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

➤ Vérification :

$$h = 18 \text{ cm} ; \quad L = 425 \text{ cm} ; \quad A_{utr} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 20,16 \text{ KN m}; \quad M_0 = 23,72 \text{ KN m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,047 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,16}{10 \times 23,72} = 0,084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 5,65} = 9,26 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,26 = 8,74 \text{ [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(9,26^3 + 8,74^3) + 15 \times 5,65(8,74 - 3)^2$$

$$I_0 = 51513,98 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 258.86 \text{ [MPa]}$$

➤ **Calcul des paramètres :**

$$\rho = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0037} = 2,27$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0037 \times 258.86 + 2,1} = 0,767$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 51513,98}{1 + 0,767 \times 2,27} = 20672,57 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_v = \frac{5,65 \times 10^6 \times 4250^2}{10 \times 10818,86 \times 20672,57 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4250}{500}$$

$$f_v = 4.56 \text{ [mm]} < \bar{f} = 8,25 \text{ [mm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5 Planchers en dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

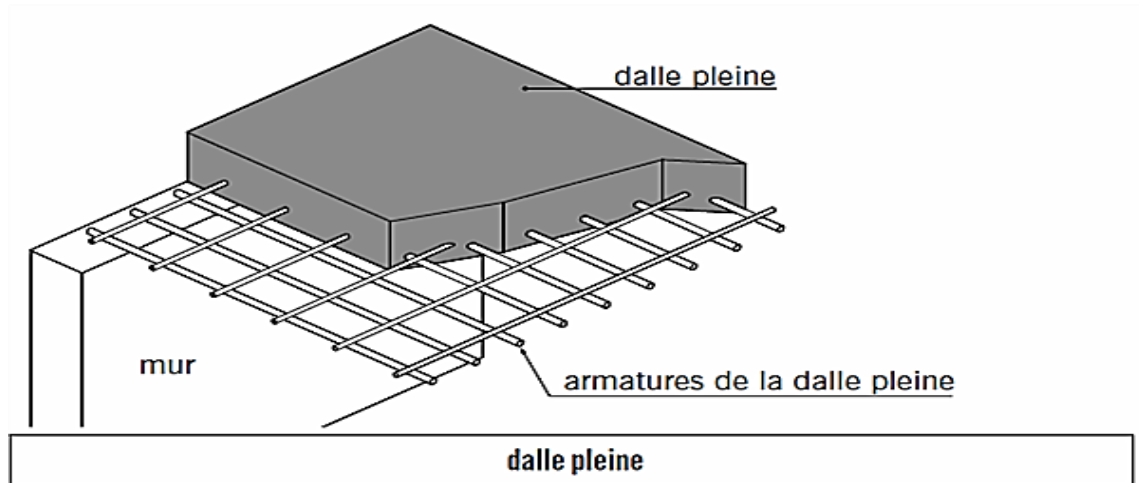


Figure III.15. Dalles pleines [6].

III.5.1 Dimensionnement de la dalle :

L_x : La plus petite dimension du panneau.

L_y : La plus grande dimension du panneau.

$$l_y = 3,15m$$

$$L_x = 2,30 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,15 \text{ m.}$$

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

$$l_x = 2,30 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{230}{30} = 7,66 \text{ cm.}$$

ht : doit être au moins égale à 12 cm (RPA 99 Version 2003) [1], nous adoptons une hauteur

Epaisseur de la dalle $h_t = 15\text{cm}$

➤ Principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$.

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

P : intensité de la charge concentrée ; $\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm} \\ V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

➤ **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

ξ : Coefficient de revêtement. $\Rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$$\begin{cases} U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \\ V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Détermination des sollicitations :**

Poids propre de la salle $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur) .

La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ **A l'ELU :**

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (Charge concentrée du système de levage) .

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (Charge uniformément répartie)

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99[4].

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \text{ avec } l_x < l_y$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,30}{3,15} = 0,73 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

0,4 ≤ ρ = 0,7 ≤ 1 : le panneau de dalle travail dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} U l_x = \frac{105}{230} = 0,5 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{315} = 0,3 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,124 \\ M_2 = 0,086 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + v M_2) = 121,5 \times (0,124 + 0) = 15,01 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u(M_2 + v M_1) = 121,5 \times (0 + 0,086) = 10,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions, Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91modifié99) [4]**.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

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 v .

$$\begin{cases} \rho = 0,73 \\ v = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,479 \end{cases} \begin{cases} M_{x2} = 0,0646 \times 6,56 \times 2,5^2 = 2,65 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,479 \times 2,65 = 1,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,1 + 2,65 = 17,80 \text{ KN m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,4 + 1,27 = 11,67 \text{ KN m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

En travées

$$M_x^t = 0,85 \times 17,8 = 15,13$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0,3 \times 17,8 = -5,34.$$

Sens L_y :

En travées

$$M_y^t = 0,85 \times 11,67 = 9,92 .$$

Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 \times 11,67 = -3,5$$

III.5.2 ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Détermination de la section des armatures :**

• **Dans le sens de la petite portée (X-X) :**

En travée :

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ $M_x^t = 15,13 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.064$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,13 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 348} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}12 \Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_x^a = -5,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.022$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,34 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 \Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Dans le sens de la grande portée (Y-Y)**

En travée :

$$M_y^t = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,92 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.042$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,92 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Aux appuis :

$$M_y^a = -3,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.014$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 993$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,50 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.5.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) [4] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \\ \text{Et } W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

• **Sens (X-X) :**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times [3 - 0.73] \times 100 \times 15 = 1.36 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^x = 1.36 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1.36 \text{ cm}^2 < A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacements des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42) [4] :**

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

• **Armatures en travée**

$$\text{Sens (X-X) : } St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens (Y-Y): } St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures aux appuis :**

$$\text{Sens (X-X)} : St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens (Y-Y)} : St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21) [4] :**

$$\text{On doit vérifier que : } \emptyset_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\emptyset_{max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99(Art A.5.2.2) [4]:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } \overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm.}$$

- **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

- **Au milieu de V :**

On a :

$$V_u = \frac{P_u}{3 \cdot V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$V_u = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,285 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**
BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3) [4].

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

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

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

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque :

Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

Dans le sens x-x

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 4,64 \times 10 = 185,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,57 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 185,6} = 1,28 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,57 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur du scellement droit BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22) [4] :**

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \implies L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.5.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,134 + 0,2 \times 0,101) = 13,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,101 + 0,2 \times 0,134) = 11,50 \text{ kN.m}$$

- Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ v = 0,2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0632 \text{ (RPA99 Version 2003/ Tabl 1.3) [3]} \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,6 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (2,5)^2 = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{x2} = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,710 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,710 \times 1,87 = 1,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 1,32 \text{ kN.m}$$

➤ Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,87 + 1,87 = 15,74 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,50 + 1,32 = 12,82 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

En travées

$$M_x^t = 0,85 \times 15,74 = 13,37 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0,3 \times 15,74 = -4,72 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

En travées

$$M_y^t = 0,85 \times 12,82 = 10,90 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 \times 12,82 = -3,85 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3) [4] :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2) [4] :**

Dans le sens x-x

- **Contrainte dans l'acier :**

En travée

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$M_t = 13,37 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13,37 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 236,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 236,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236,66}{33,08} = 7,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$M_t = 4,72 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 89,65 MPa$$

$\sigma_{st} = 89,65 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ Condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{89,65}{33,08} = 2,71 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

En travée

$$M_{ax} = 3,85 \text{ kN.m. } A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3,85 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 51,25 MPa$$

$\sigma_{st} = 51,25 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ Condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,25}{170,2} = 0,30 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 10,90 \text{ kN.m. } A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{10,90 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 190,65 MPa$$

$\sigma_{st} = 190,65 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190,65}{170,2} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit

En travées

4HA12 (sens x-x) $S_t=25\text{cm}$

4HA12 (sens y-y) $S_t=25\text{cm}$

Aux appuis

4HA10 (sens x-x) $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y) $S_t=25\text{cm}$

III.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III.6.1 Dimensionnement :

$L = 2,65$ m : Portée libre de la poutre

➤ Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 17,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 26,5 \text{ cm.}$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30$ cm

➤ Largeur de la poutre palière :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 12 \text{ cm} < b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 20$ cm.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Poids propre :

$$G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

➤ Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU : } R_B^U = 27,88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_B^S = 20,07 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3. Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times 1,5 + 27,88 = 29,90 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 29,90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B^S = 1,5 + 20,07 = 21,57 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 21,57 \text{ KN/ml}$$

III.6.4. Schémas statiques :

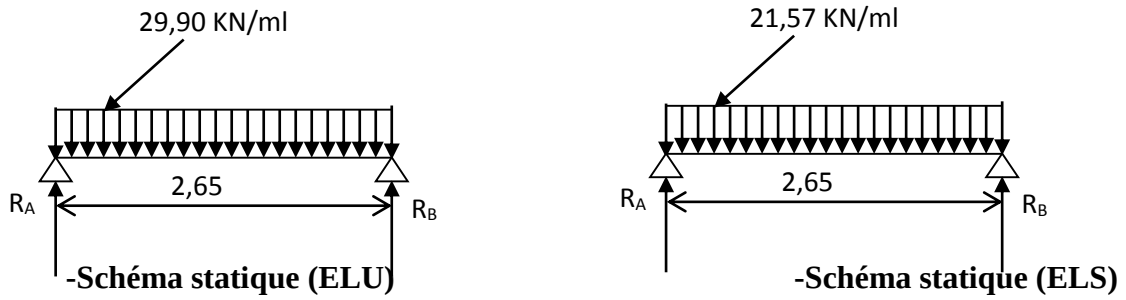


Figure III.16. Schéma statique de la poutre palière.

➤ A l'ELU :

• Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{29,90 \times 2,65}{2} = 39,61 \text{ kN.}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{29,90 \times (2,65)^2}{8} = 26,24 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes.

• Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 26,24 = 22,30 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 26,24 = -7,87 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = 39,61 \text{ KN.}$$

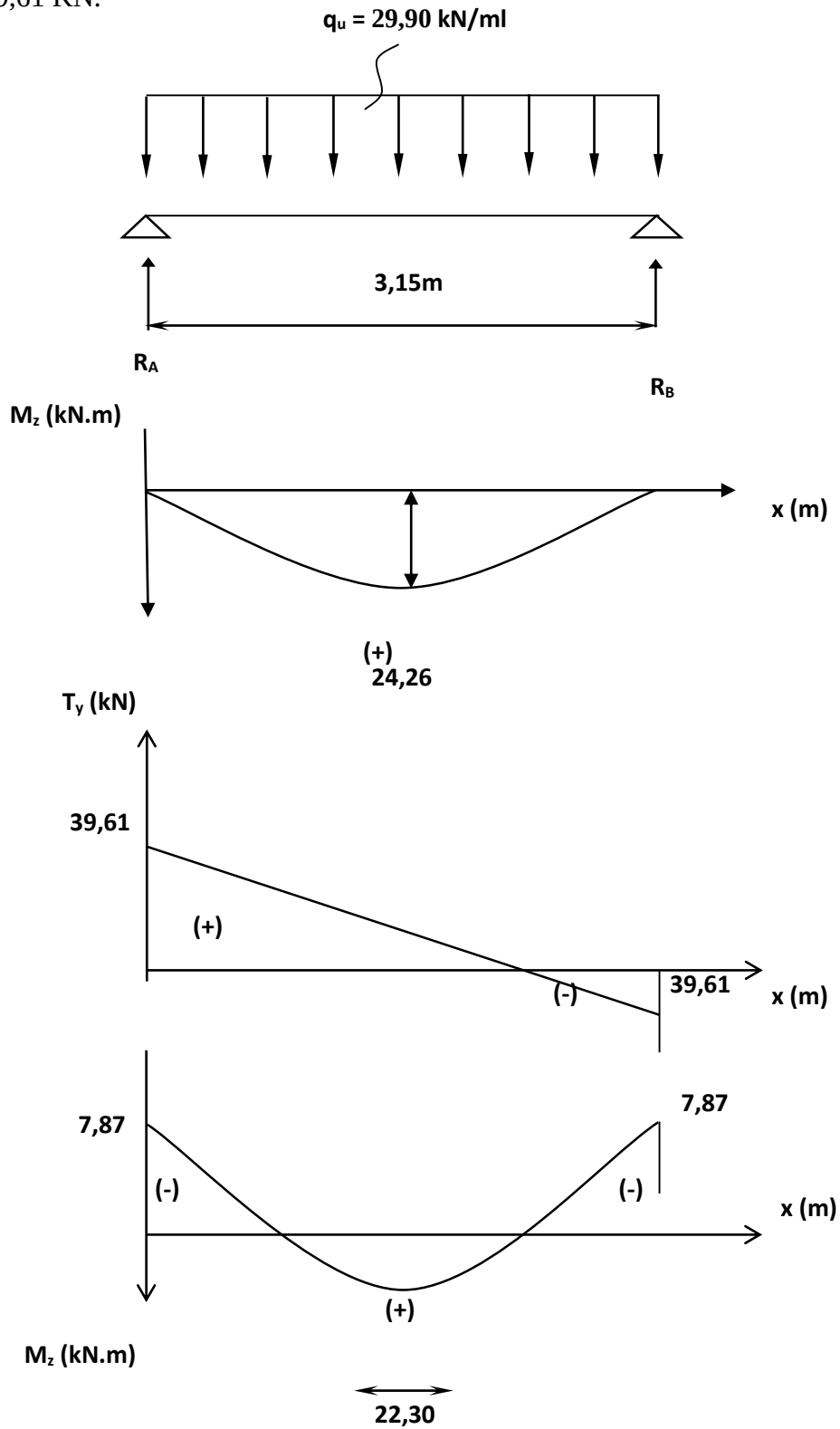


Figure III.17: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ A l'ELS :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = 28,58 \text{ KN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{21,57(2,65)^2}{8} = 18,93 \text{ KN.m}$$

- Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 18,93 = 16,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 18,93 = -5,68 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s^{\max} = 28,58 \text{ KN.}$$

III.6.5 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

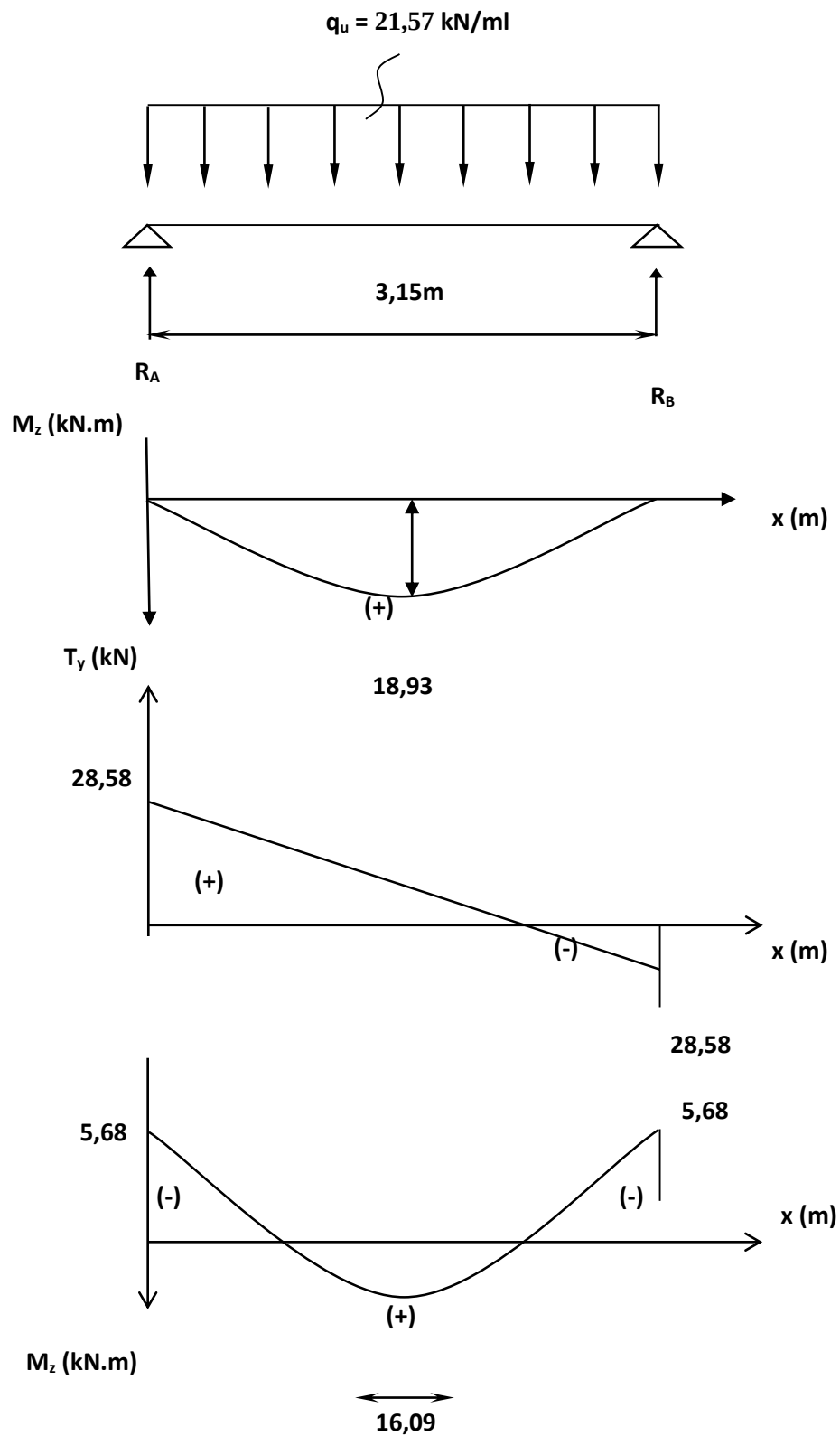


Figure III.18: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.6. Ferrailage :

$$d = 27 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm} , \quad C = C' = 3 \text{ cm} , \quad b = 20 \text{ cm}.$$

➤ **En travée :**

$$M_{max}^t = 22,30 \text{ KN.m}$$

- **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22,30 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,108 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,30 \times 10^3}{0,943 \times 28 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 3HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = -7,87 \text{ KN.m}.$$

- **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,87 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,87 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 3HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

III.6.7. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) [4] :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) [4] :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{39,61 \times 10^3}{0,25 \times 0,27 \times 10^6} = 0,734 < 3,33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_u = 39,61 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 39,61 \text{ KN} \leq 324 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{39,61 \times 10^3 + 22,30 \times 10^6}{0,9 \times 270} \times \frac{1,15}{400} \geq 264 \text{ mm}^2 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,39 \text{ cm}^2 > A = 2,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{83,92 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 219,8} = 1,473 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,473 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) [4] :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 20 \text{ cm}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$$L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_c = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

➤ **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) [4]:**

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 24,3 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \quad \text{on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \quad \text{on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.6.8. Vérification à l'ELS :

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 28,58 \text{ KN}$$

➤ **Les moments corrigés :**

$$M_t = 16,09 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -5,68 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adop}}{b \cdot d}, \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}, \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

Zone	M _s (KN.m)	ρ_1	β_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Travée	16,09	0,4172	0,901	191,557	400	CV	35,5	5,40	15	CV
Appui	5,68	0,4172	0,901	67,622	400	CV	35,5	1,90	15	CV

Tableau III.9: Calcul des armatures longitudinales à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) [4] :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale. ($h = 30$ cm)

l : portée entre nus d'appuis. ($l = 3,15$ m)

M_t : moment max en travée. ($M_t = 16,09$ kNm)

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 18,93$ kNm)

A_t : section des armatures. ($A_t = 3,39$ cm²)

b : largeur de la nervure. $b = 20$ cm

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 30 - 3 = 27$ cm)

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{16,09}{10 \times 18,93} = 0.0849$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{20 \times 27} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Coupe A-A

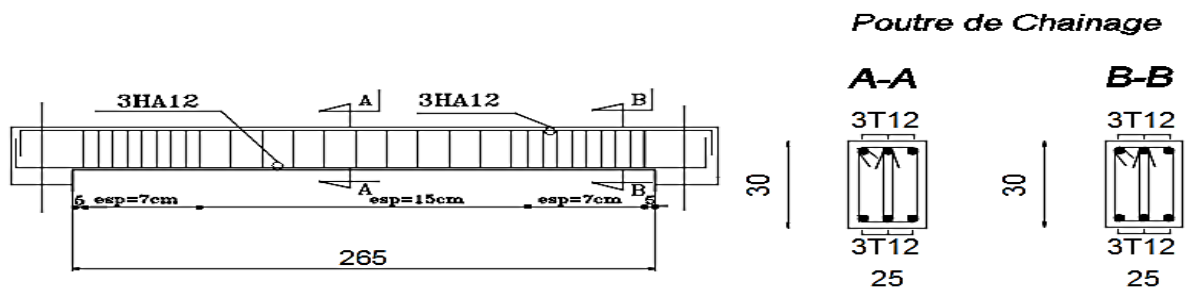


Figure III.19: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS [9]** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7. 4.

IV.2. Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.7.4. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000) [16].

Rappel :(terminologie) :

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed Loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

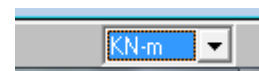
IV.4. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003[1] .
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ **Introduction de la géométrie de l'ouvrage :**

- **Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne KN.m.



➤ **Géométrie de base :**

On clique sur :

File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA.

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 de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

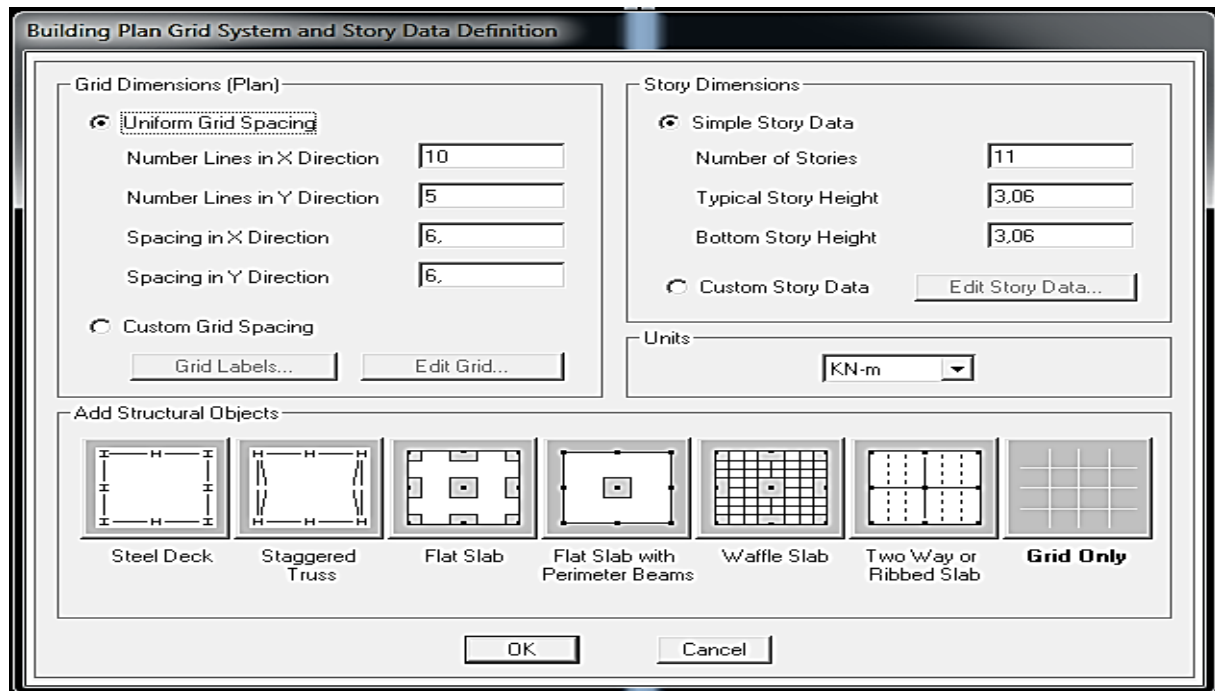


Figure IV.1. Introduction de la géométrie de base.

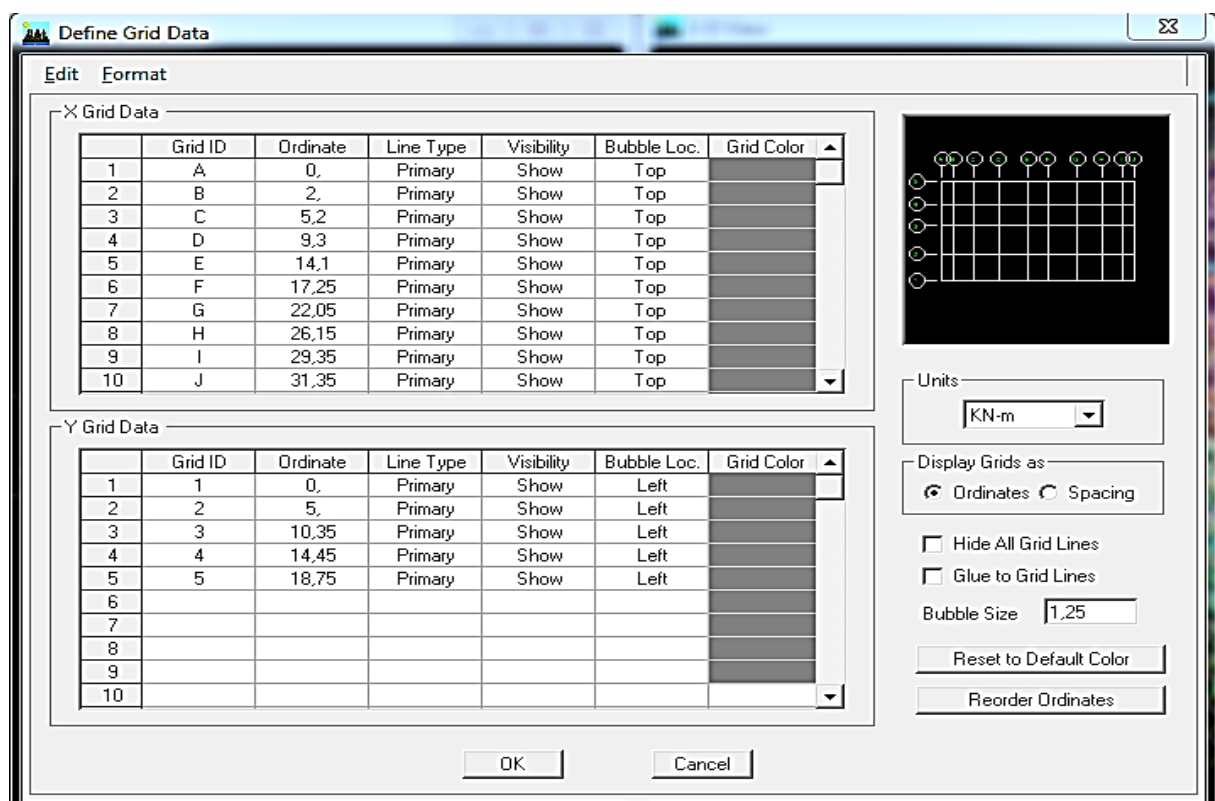


Figure IV.2. Introduction de la géométrie de base.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

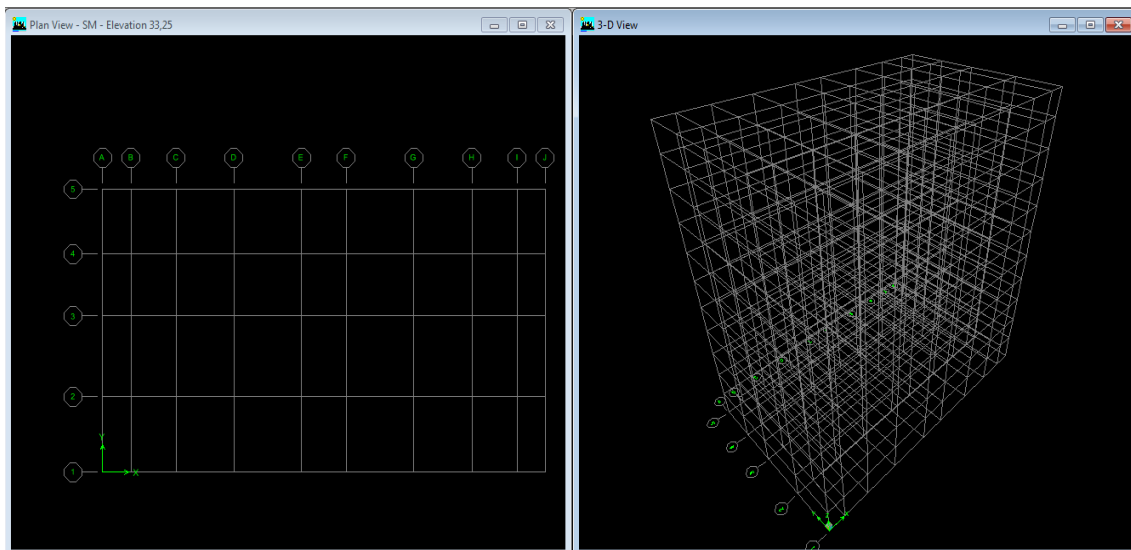


Figure IV.3. Affichage en plan et en 3D.

➤ **Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :**

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material

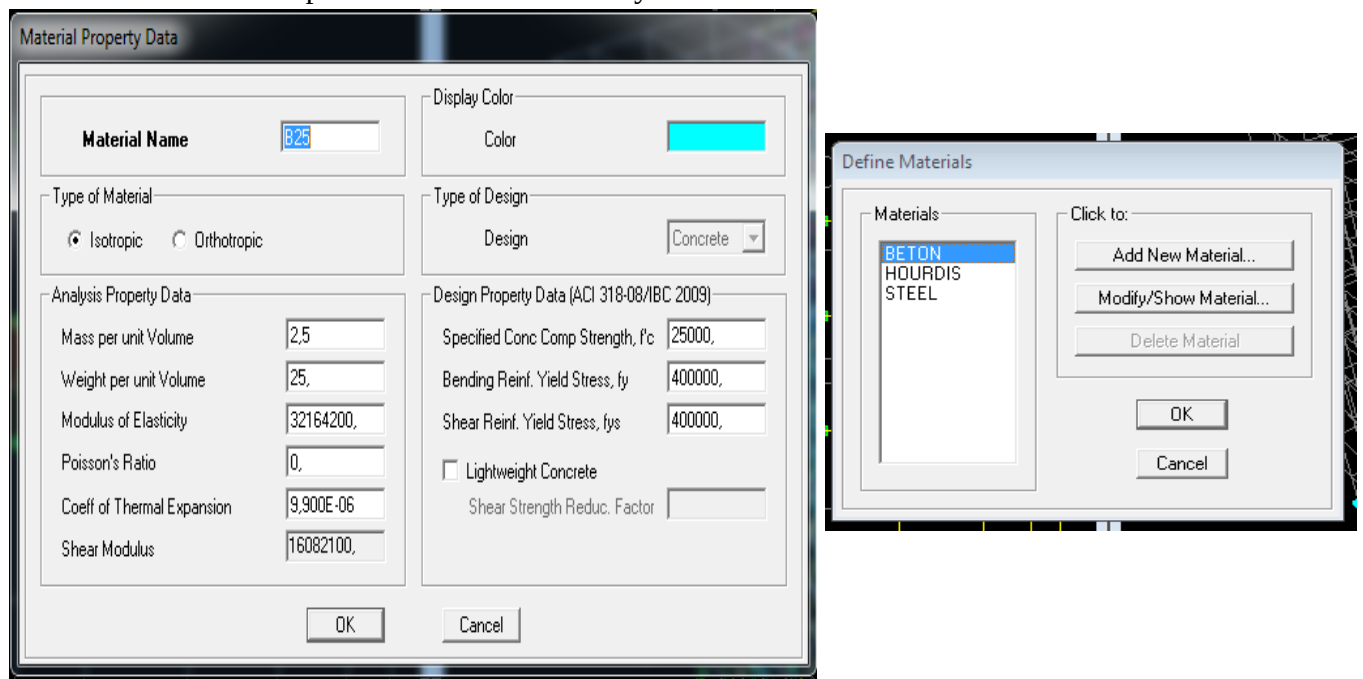


Figure IV.4: Caractéristiques du béton.

Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

➤ **Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular

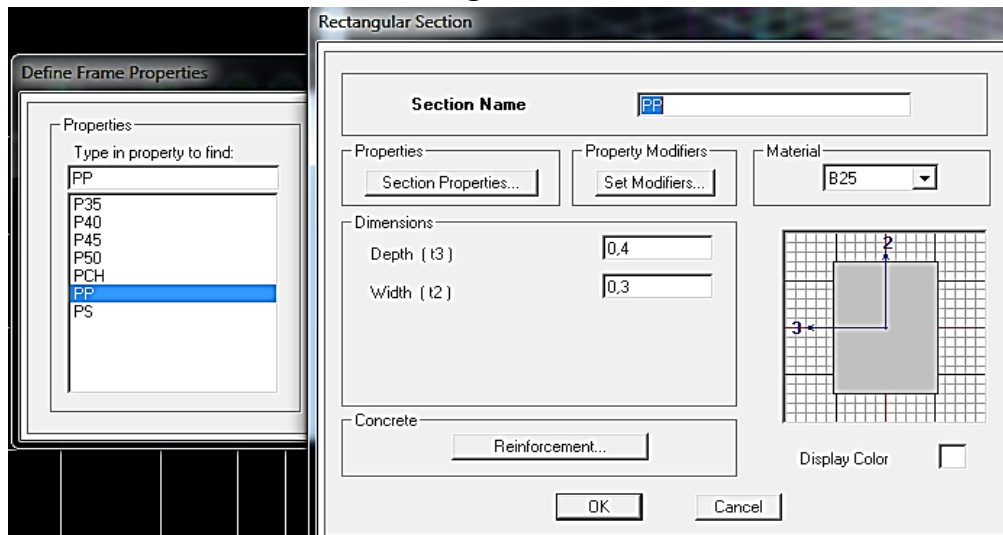


Figure IV.5: Définition des poutres.

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section

Puis on définit leurs propriétés :

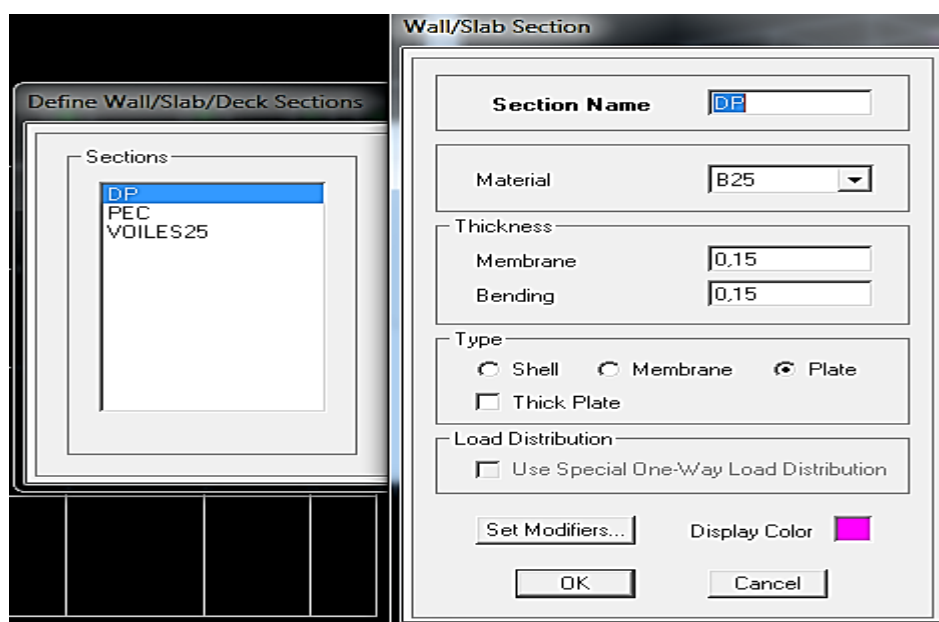


Figure IV.6: Définition des dalles.

➤ **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 s'affiche (**proprietés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

- **Pour la poutre 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 suivantes :

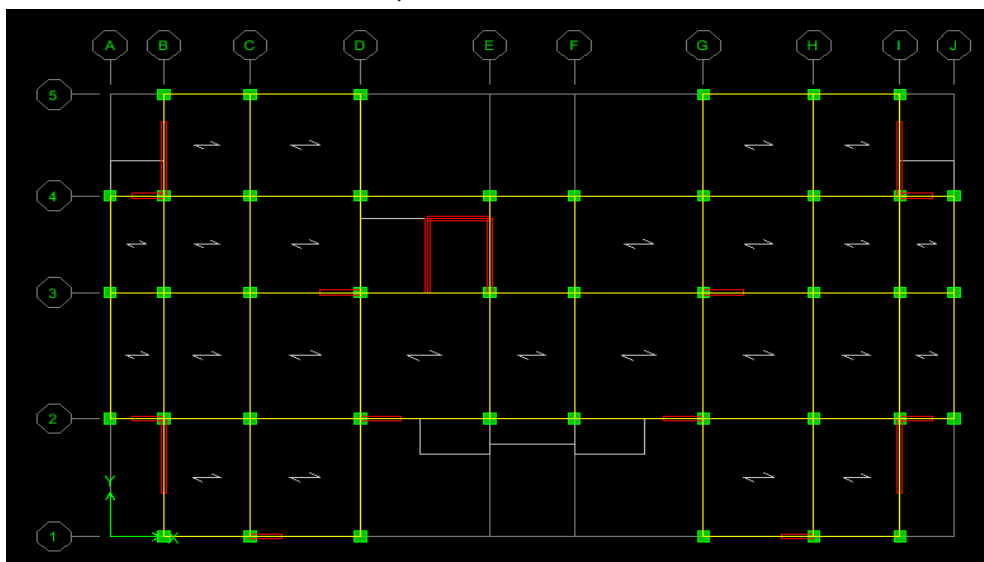


Figure IV.7: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

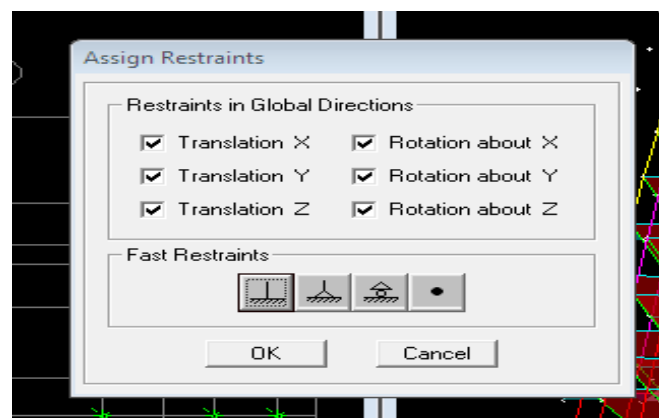


Figure IV.8: Définition des appuis.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- Masse source $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99) [1] .

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 [1] (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

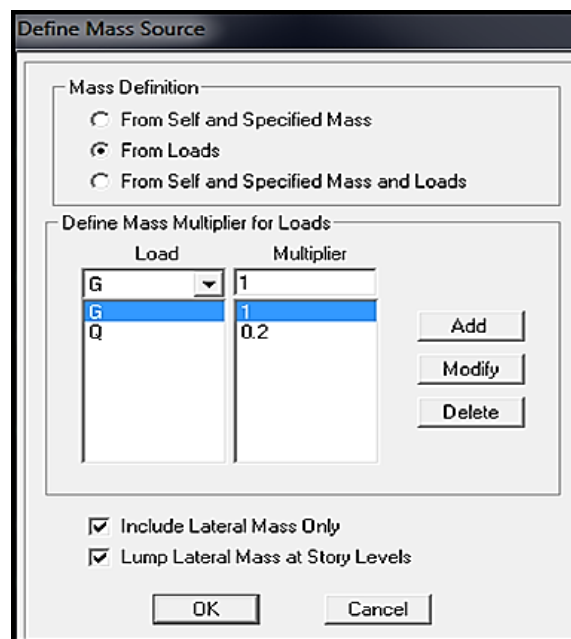


Figure IV.9: Définition du poids propre.

- **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : Assign $\Rightarrow$ Joint/Point $\Rightarrow$ Diaphragmas $\Rightarrow$ D1 $\Rightarrow$ OK.

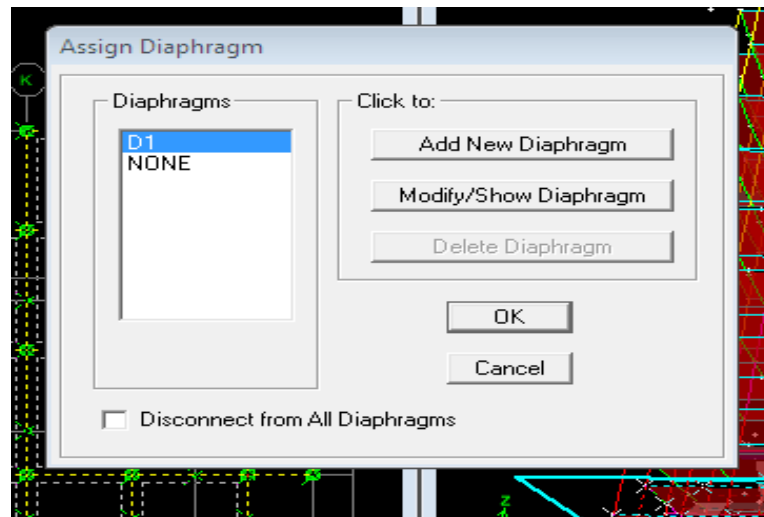


Figure IV.10: Introduction des diaphragmes.

Le deuxième étage Assign $\Rightarrow$ Joint/Point $\Rightarrow$ Diaphragms $\Rightarrow$ Add

New Diaphragm $\Rightarrow$ RDC $\Rightarrow$ OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

➤ **Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : Define $\Rightarrow$ Static Load Cases.

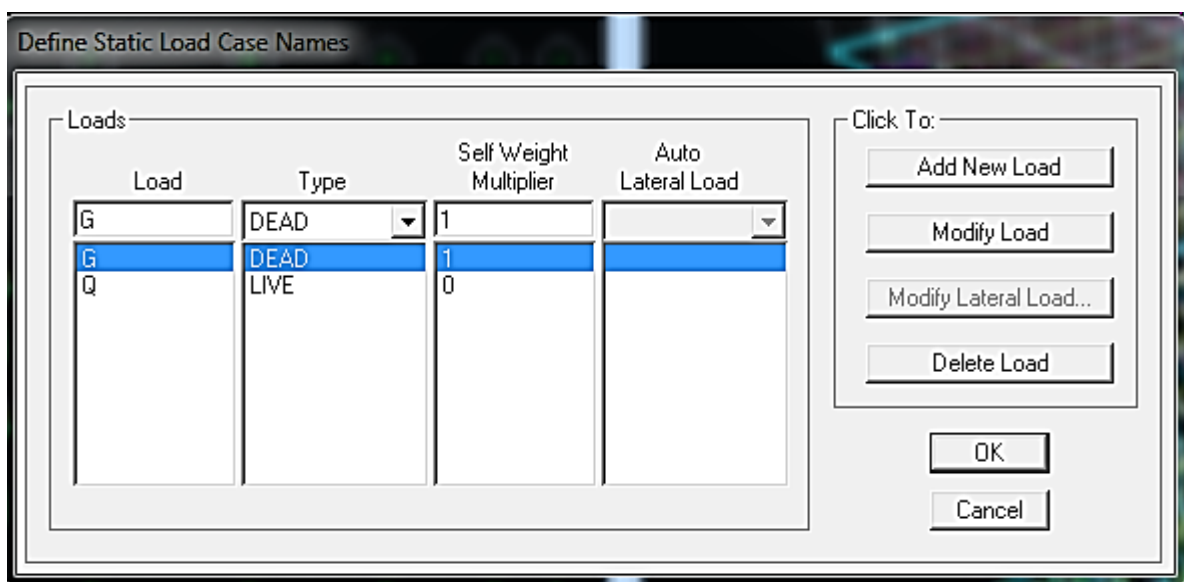


Figure IV.11: Définition des charges statiques.

➤ **Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003[1] :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

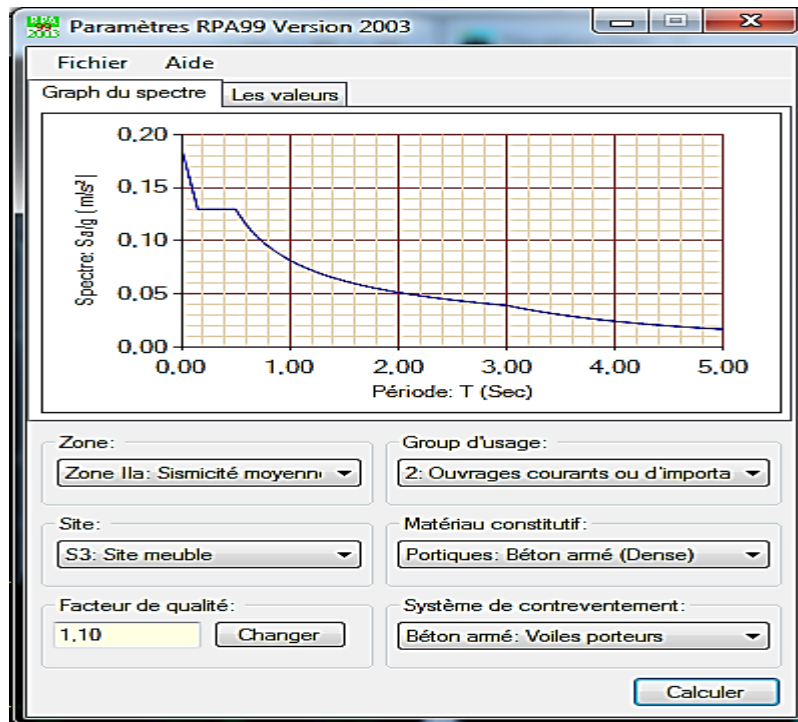


Figure IV.12: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

On trouve le RPA[1] après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur Text $\Rightarrow$ Enregistrer

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : define $\Rightarrow$ response spectrum $\Rightarrow$ function spectre from file.

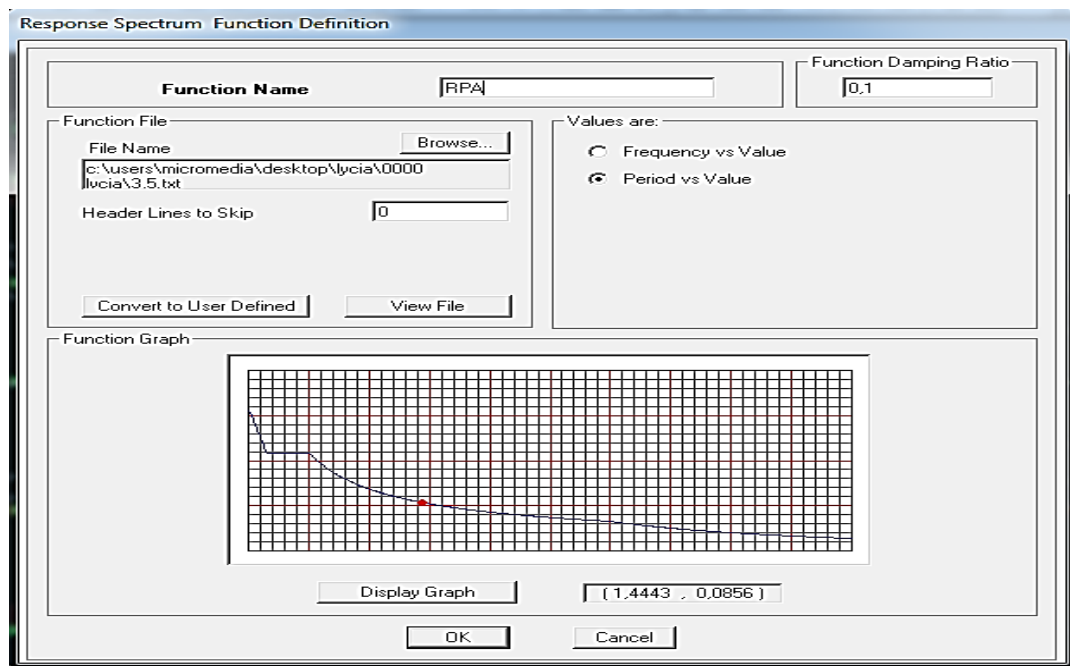


Figure IV.13: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

➤ Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Figure IV.14: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

➤ **Chargement des éléments :**

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : assign $\Rightarrow$ areas load $\Rightarrow$ uniform.

➤ **Introduction des combinaisons d'actions :**

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU $1,35 G + 1,5 Q$.

ELS $G + Q$.

- **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$

introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : Define $\Rightarrow$ Loads
Combinaisons $\Rightarrow$ Add New Combo.

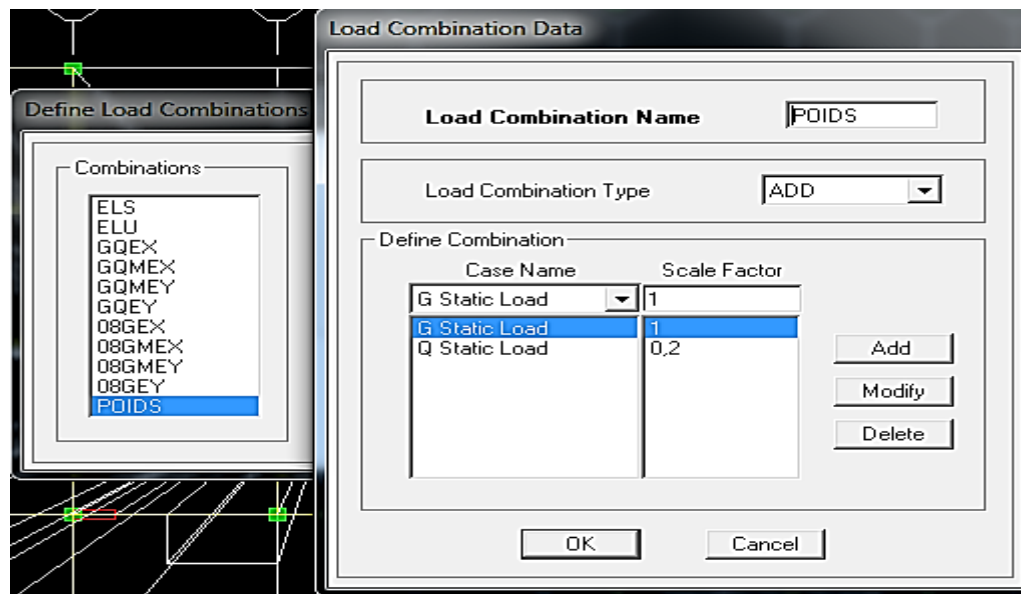


Figure IV.14: Introduction des combinaisons d'actions.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

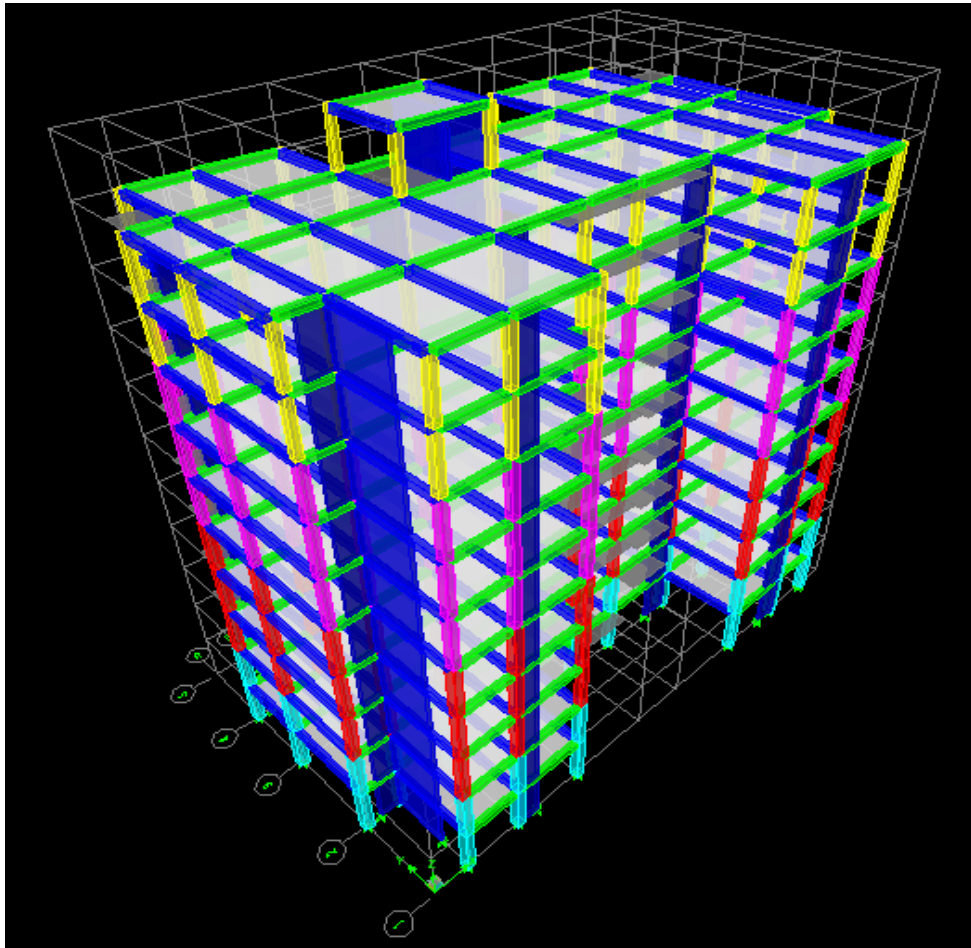


Figure IV.15: Vue en 3D de la structure.

On lance l'Analyse $\Rightarrow$ Run (F5),.

Introduction :

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- Estimation de la période fondamentale de la structure T.
- Vérification de l'excentricité.
- Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante).
- Classification de système de contreventement.
- Vérification des déplacements relatifs.
- Déplacement maximal.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis de l'effet Delta.
- Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux.

V.1. Estimation de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003] [1] :

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_{Th} h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 32,84$ m
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,05(32,84)^{3/4} \quad T_{RPA} = 0,692 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0.692 + 0.2075 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0.900 \text{ sec}$$

A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{analytique}$:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	RZ
1	0,879274	70,0137	0,0417	70,0137	0,0716
2	0,720208	0,0492	67,5138	70,0629	0,1154
3	0,604386	0,0549	0,0948	70,1178	68,4655
4	0,244208	15,7308	0,0011	85,8486	0,0127
5	0,180960	0,0006	17,6771	85,8491	0,1367
6	0,157507	0,0472	0,1500	85,8963	17,1716
7	0,114721	5,8450	0,0008	91,7413	0,0062
8	0,079625	0,0097	6,3535	91,7510	0,1178
9	0,071053	2,2080	0,1436	93,9591	0,3950
10	0,070649	0,2343	0,0703	94,1934	5,8705
11	0,058700	1,0106	0,1129	95,2040	0,0012
12	0,046522	0,1369	3,0924	95,3409	0,0582

Figure V.1. Résultats des périodes donnés par le logiciel ETABS [9].

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 0.879sec

Période	T _{RPA}	T _{maj}	T _{analytique}
Sa valeur en sec	0.692	0.900	0.879

Tableau V.1. Tableau récapitulatif des périodes[9].

La condition est vérifiée donc la période fondamentale de la structure est T= 0.710 sec

V.2. Le pourcentage de la participation de la masse modale [Art 4.3.4 RPA 99/2003] [1] :

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.

- Suivant X-X : la masse participante dépasse 90 % à partir de 7^{ème} mode.
- Suivant-Y : la masse participante dépasse 90 % à partir de 9^{ème} mode.
- Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 9 premiers modes que la masse atteigne les 90% (Art 4.3.4 selon RPA.99) [1].

Donc la condition du RPA est vérifiée.

V.3.Vérification de l'excentricité [Art 4.3.7 RPA 99/2003] [1] :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7) [1], dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

(Additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

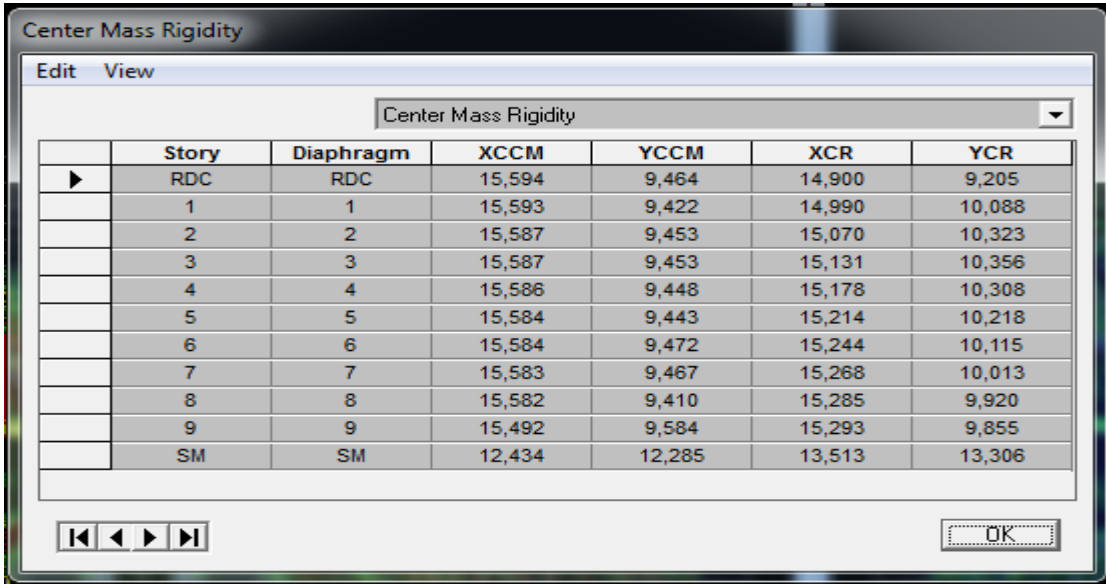
Soit :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Pour vérifier l'excentricité il faudrait calculer la distance entre le centre de masse CM et le centre de rigidité CR (ex et ey) ensuite on le compare à $0.05L$ dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Le tableau ci-dessous représente les coordonnées de centre de masse et de centre de rigidité donné par le logiciel ETABS après l'analyse qui nous permettra par la suite de calculer ex et ey.



	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
►	RDC	RDC	15,594	9,464	14,900	9,205
	1	1	15,593	9,422	14,990	10,088
	2	2	15,587	9,453	15,070	10,323
	3	3	15,587	9,453	15,131	10,356
	4	4	15,586	9,448	15,178	10,308
	5	5	15,584	9,443	15,214	10,218
	6	6	15,584	9,472	15,244	10,115
	7	7	15,583	9,467	15,268	10,013
	8	8	15,582	9,410	15,285	9,920
	9	9	15,492	9,584	15,293	9,855
	SM	SM	12,434	12,285	13,513	13,306

Figure V.2. Coordonnées de centre de masse et de centre de torsion donnés par ETABS [9].

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lmax	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Lmax
RDC	RDC	15,594	14,9	0,694	1,5675	9,464	9,205	0,259	0,9375
1	1	15,593	14,99	0,603	1,5675	9,422	10,088	-0,666	0,9375
2	2	15,587	15,07	0,517	1,5675	9,453	10,323	-0,87	0,9375
3	3	15,587	15,131	0,456	1,5675	9,453	10,356	-0,903	0,9375
4	4	15,586	15,178	0,408	1,5675	9,448	10,308	-0,86	0,9375
5	5	15,584	15,214	0,37	1,5675	9,443	10,218	-0,775	0,9375
6	6	15,584	15,244	0,34	1,5675	9,472	10,115	-0,643	0,9375
7	7	15,583	15,268	0,315	1,5675	9,467	10,013	-0,546	0,9375
8	8	15,582	15,285	0,297	1,5675	9,41	9,92	-0,51	0,9375
9	9	15,492	15,293	0,199	1,5675	9,584	9,855	-0,271	0,9375

Tableau V.2. Vérification de l'excentricité [9].

V.4. Vérification des déplacements relatifs [Art 5.10 RPA 99/2003] [1] :

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.

- Selon la formule 4-19 de RPA 99[1], le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Ou :

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 :

- Déplacement longitudinal :

$$\Delta k_x = \delta_{xk} - \delta_{xK-1}$$

- Déplacement transversal :

$$\Delta k_y = \delta_{yk} - \delta_{yK-1}$$

Story	Diaphragme	UX	$\delta k - \delta k-1$	UY	$\delta k - \delta k-1$	h_e	$1\%h_e$	Observation
SM	SM	0,0284	0,0026	0,0231	0,0028	306	3,06	Condition vérifiée
9	9	0,0258	0,0025	0,0203	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
8	8	0,0233	0,0027	0,018	0,0025	306	3,06	Condition vérifiée
7	7	0,0206	0,003	0,0155	0,0024	306	3,06	Condition vérifiée
6	6	0,0176	0,003	0,0131	0,0025	306	3,06	Condition vérifiée
5	5	0,0146	0,0032	0,0106	0,0025	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,0114	0,0031	0,0081	0,0024	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0,0083	0,0029	0,0057	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0054	0,0026	0,0036	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0,0028	0,0019	0,0018	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0009	0,0009	0,0006	0,0006	306	3,06	Condition vérifiée

Tableau V.3.Déplacements relatifs des portiques suivant les deux sens [9].

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 [1], qui égale à 1% de la hauteur d'étage H_e donc la condition de l'RPA[1], vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

V.5.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA [1] :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

• Coefficient d'accélération A :

Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage, à notre cas :

-Groupe d'usage 2

-Zone sismique IIa

Donc $A = 0.15$

- **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Les valeurs de pénalités P_q suivant le tableau 4.4 de RPA [1], sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Critères q	P_q		P_q
	Observé	N/Observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0
5. Contrôle des qualités de matériaux	0	0.05	0
6. Contrôle de qualité de L'exécution	0	0.10	0.1

Tableau V.4. Les valeurs de pénalités P_q [1].

Donc :

$$Q = 1 + 0.1 \longrightarrow Q = 1.10$$

- **Facteur d'amplification dynamique D :**

Le facteur d'amplification dynamique dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = 2,5 \eta \begin{cases} \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta ((T_2 / 3) \cdot 0)^{2/3} (3.0 / T) \text{ si } 5/3 T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA 99/2003[1].

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,882 \text{ s} < 3 \text{ s}$ donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

- **Le facteur de correction d'amortissement η est donné par la formule :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} > 0.763$$

$$2+\varepsilon \geq 0,763$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) [1]. présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5.Coefficients d'amortissement donnés par le RPA99/2003[1].

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$.

D'où : $\eta = 0.763 > 0.7$

$D = 2,5 \times 0,763(0,5 / 0,879)^{2/3}$ $D=1,31$

- **Le poids total de la structure W :**

Le poids total de la structure on le tire à partir de logiciel ETABS[9] :

$W = 41528,21$

Donc :

$Q=1.10$

$D=1.31$

$A=0.15$

$R=3.5$

D'où :

$V = \frac{0.15 \times 1.31 \times 1.10}{3.5} \times 41528,21$ d'où : $V = 2564,66 \text{KN}$

V.5.2. Détermination de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS[9] :

Les résultats sont affichés comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	2684,07	-65,50	0,00	1544,425	60042,613	-26568,889
	EX	2	U1	2,17	80,31	0,00	-1823,136	45,422	1224,901
	EX	3	U1	2,70	3,55	0,00	-90,394	73,909	26,223
	EX	4	U1	881,21	-7,49	0,00	160,357	2926,999	-8300,103
	EX	5	U1	0,03	-5,60	0,00	26,378	0,592	-88,511
	EX	6	U1	2,64	4,71	0,00	-25,372	14,541	53,542
	EX	7	U1	356,58	-4,23	0,00	10,948	1420,935	-3534,350
	EX	8	U1	0,64	16,38	0,00	-62,317	1,791	245,620
	EX	9	U1	147,96	-37,74	0,00	135,694	332,328	-1879,869
	EX	10	U1	15,71	8,60	0,00	-36,107	37,624	-22,247
	EX	11	U1	69,68	23,28	0,00	-65,958	145,555	-326,770
	EX	12	U1	9,67	-45,93	0,00	107,423	21,035	-832,930
	EX	All	All	2884,50	88,27	0,00	1752,339	60235,100	27850,071
	EY	1	U2	-65,50	1,60	0,00	-37,690	-1465,257	648,377
	EY	2	U2	80,31	2974,96	0,00	-67532,725	1682,537	45372,848
	EY	3	U2	3,55	4,67	0,00	-118,809	97,142	34,466
	EY	4	U2	-7,49	0,06	0,00	-1,362	-24,868	70,518
	EY	5	U2	-5,60	990,24	0,00	-4663,006	-104,705	15646,856
	EY	6	U2	4,71	8,40	0,00	-45,234	25,924	95,456
	EY	7	U2	-4,23	0,05	0,00	-0,130	-16,844	41,897
	EY	8	U2	16,38	419,01	0,00	-1593,894	45,819	6282,313
	EY	9	U2	-37,74	9,63	0,00	-34,610	-84,762	479,472
	EY	10	U2	8,60	4,71	0,00	-19,772	20,603	-12,182
	EY	11	U2	23,28	7,78	0,00	-22,041	48,641	-109,198
	EY	12	U2	-45,93	218,31	0,00	-510,544	-99,972	3958,632
	EY	All	All	88,27	3203,78	0,00	67883,027	1634,616	49381,100

Figure V.3.Efforts tranchants donnés par ETABS [9].

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x\text{-etabs}} = F1 = 2884,50 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{-etabs}} = F2 = 3203,78 \text{ KN}$$

V.5.3. Vérification de la condition :

- Dans le sens longitudinal :

$$V_{x\text{-etabs}} = 2884,50 \text{ KN} > 0.8 V = 2051,73 \text{ (condition vérifiée)}$$

- Dans le sens transversal :

$$V_{y\text{-etabs}} = 3203,78 \text{ KN} > 0.8 V = 2051,73 \text{ (condition vérifiée)}$$

V.6. Justification vis-à-vis de l'effet Delta [Art 5.9 RPA 99/2003] [1]:

Les effets du 2^{ème} ordre (DELTA) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si

La condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associé à chaque niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport à $k-1$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (niveau k)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Sinon si :

- $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$
- $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

A partir de logiciel ETABS [9], on tire les valeurs du poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SM	EX	Top	0,00	74,02	10,47	963,924	0,000	0,000
	SM	EX	Bottom	0,00	74,02	10,47	963,924	32,030	226,51
	SM	EY	Top	0,00	13,72	78,62	997,648	0,000	0,000
	SM	EY	Bottom	0,00	13,72	78,62	997,648	240,585	41,98
	SM	POIDS	Top	148,00	0,00	0,00	0,000	1835,240	-1731,6
	SM	POIDS	Bottom	479,44	0,00	0,00	0,000	5929,222	-5976,8
	9	EX	Top	0,00	657,05	29,81	6863,223	32,030	226,51
	9	EX	Bottom	0,00	657,05	29,81	6863,223	104,409	2214,4
	9	EY	Top	0,00	31,33	749,13	12653,184	240,585	41,98
	9	EY	Bottom	0,00	31,33	749,13	12653,184	2525,055	119,85
	9	POIDS	Top	3498,79	0,00	0,00	0,000	34376,022	-53503,1
	9	POIDS	Bottom	4418,70	0,00	0,00	0,000	43140,990	-67564,1
	8	EX	Top	0,00	1132,56	34,89	11711,771	104,409	2214,4
	8	EX	Bottom	0,00	1132,56	34,89	11711,771	192,388	5644,5
	8	EY	Top	0,00	30,19	1285,27	21997,231	2525,055	119,85
	8	EY	Bottom	0,00	30,19	1285,27	21997,231	6419,284	153,37
	8	POIDS	Top	7425,94	0,00	0,00	0,000	71275,619	-114911,1
	8	POIDS	Bottom	9345,86	0,00	0,00	0,000	80040,598	-128073,1

Figure V.4. Poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant tirés de ETABS [9].

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
SM	479,44	3,06	0,0284	74,02	226,50	0,0601	0,0028	78,62	240,58	0,0056
9	4418,7	3,06	0,0258	657,05	2010,57	0,0567	0,0023	749,13	2292,34	0,0044
8	8345,86	3,06	0,0233	1132,56	3465,63	0,0561	0,0025	1285,27	3932,93	0,0053
7	12353,59	3,06	0,0206	1510,09	4620,88	0,0551	0,0024	1711,7	5237,80	0,0057
6	16361,32	3,06	0,0176	1830,55	5601,48	0,0514	0,0025	2072,82	6342,83	0,0064
5	20391,89	3,06	0,0146	2102,26	6432,92	0,0463	0,0025	2376,57	7272,30	0,0070
4	24559,01	3,06	0,0114	2341,18	7164,01	0,0391	0,0024	2636,74	8068,42	0,0073
3	28726,13	3,06	0,0083	2546,62	7792,66	0,0306	0,0021	2853,08	8730,42	0,0069
2	32893,25	3,06	0,0054	2710,43	8293,92	0,0214	0,0018	3022,5	9248,85	0,0064
1	37225,01	3,06	0,0028	2832,32	8666,90	0,0120	0,0012	3147,43	9631,14	0,0046
RDC	41528,21	3,06	0,0009	2884,5	8826,57	0,0042	0,0006	3203,78	9803,57	0,0025

Tableau V.6.Justification vis-à-vis de l'effet delta [9].

Donc l'effet de second ordre est négligeable dans notre cas, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite à tous les niveaux.

V.7.Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux [Art 7.4.3.1 RPA 99/2003] [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 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{f_{c28} \times B_c}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré de logiciel ETABS.

B_c : Section du poteau

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

POTEAUX	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
(50x50)	1873,6	2500	2,5	0,299	$v < 0.3$ condition vérifiée
(45x45)	1387,91	2025	2,5	0,274	$v < 0.3$ condition vérifiée
(40x40)	816,76	1600	2,5	0,204	$v < 0.3$ condition vérifiée
(35x35)	329,16	1225	2,5	0,107	$v < 0.3$ condition vérifiée

Tableau V.7.L'effort normal réduit dans les poteaux L'effort normal réduit dans les poteaux[9].

➤ Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99) [1].

- **Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS [9], comme suit :

- **Voiles et portiques :**

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-2,4372	0	
End Point	33,1449	0	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	15,3539	1,3512	0,	0,2068

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2884,3787	92,0061	1,556E-10
Moment	0,	0,	0,	1840,9829	60232,457	26562,0405

Figure V.5.Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex[9].

- **Voile uniquement :**

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-2,4372	0	
End Point	33,1449	0	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	15,3539	1,3512	0,	0,2068

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2353,3547	84,0706	1327,8893
Moment	0,	0,	0,	14471,3508	6523,0617	21561,3954

Figure V.6.Charges horizontales reprises par les voiles [9].

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	2884,38	2353,35	81,59	18,41

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,5713 Y: 0

End Point X: 22,349 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 9,8888 Y: 1,6402 Z: 0 Angle: 0,1477

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	92,3854	3203,6674	2,644E-10
Moment	0,	0,	0,	67880,238	1746,6318	25549,9971

Close Refresh

Figure V.7.Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY[9].

- Voile uniquement :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,5713 Y: 0

End Point X: 22,349 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 9,8888 Y: 1,6402 Z: 0 Angle: 0,1477

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	81,1759	2814,3186	96,5214
Moment	0,	0,	0,	34600,232	3580,4048	22101,9601

Close Refresh

Figure V.8.Charges horizontales reprises par les voiles [9].

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	3203,66	2814,31	87,85	12,15

- Forces verticales :

Figure V.9.Charges verticales reprises par la structure [9].

- Voile uniquement :

Figure V.10.Charges verticales reprises par les voiles [9].

Coupes	Forces verticales reprises par les voiles et les portiques	Forces verticales reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % Portiques
ELU	62820,14	19849,63	31,60	68,40

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003[1], qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003[1].

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- L'excentricité est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- La justification vis-à-vis de l'effet Delta est vérifiée.
- L'effort normal est vérifié (après avoir augmenté les sections des poteaux).

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

VI.3 Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91[3].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003[1].}$$

VI.3.2 Ferraillage des voiles :

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1^{ère} étage.
- Zone III :2^{ème} au 4^{ème} étage.
- Zone IV :5^{ème} au 7^{ème} étage.
- Zone IV :8^{ème} au 9^{ème} étage.

VI.3.3 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 : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.4 Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM[8].. Elle consiste déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables(N) et (M).

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{\text{voile}}/2$.

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.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{\text{voile}}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

➤ Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

➤ Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) [1] :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0, 20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B(\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1}) [1].$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1}) [4].$$

Avec :

B : section du béton tendue

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003) [1]:**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\varnothing$ 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) [1] :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/} \\ \text{Version 2003. [1].}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003[1].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) [1] :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : $e=25\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement : (Art :7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003) [1] :**

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

➤ **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 courant.

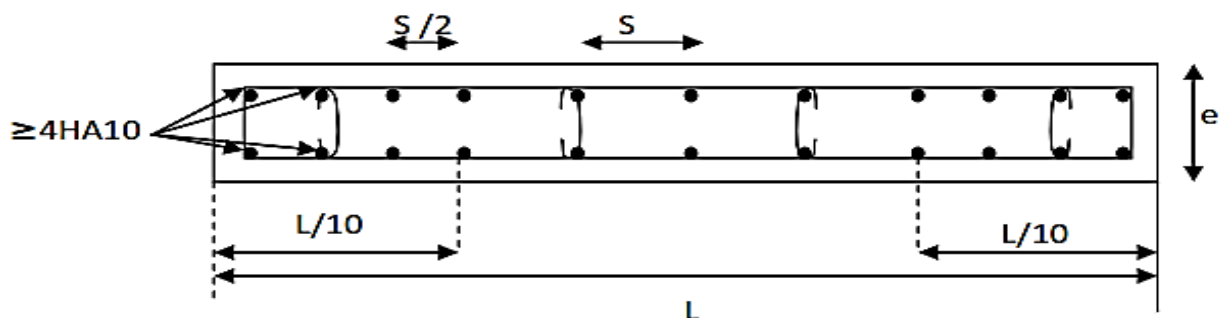


Figure VI.3.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.5. Vérification à L'ELS :

➤ Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{\text{vadj}}}$$

Avec :

$N_{t\max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadj} : section d'armatures adoptée

➤ Contrainte de cisaillement :

- D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) [1]:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

- D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) [4] :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4\text{ MPa}\right)$.

$$\bar{\tau}_u = 3.26\text{ MPa}.$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

Voiles de 1,2 m

S	I	Y
0,24	0,0288	0,6

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As / ml	Aadp	Ava dp	Ah cm²	At / ml	noda le	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1299,01	82,466	54,57	GQEY	-3694,50	7130,58	0	0	0	2,41	2,41	1,21	6,3	5,25	11,40	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,286	Condition vérifiée	0,918	Condition vérifiée	6,148	Condition vérifiée
	514,04	100,18	63,75	08GEY	4228,92	54,75	1,20	507,47	14,58	2,82	17,40	8,70	6,3	7,25														
	-947,29	447,97	198,34	GQEX	5385,67	13279,75	0,85	459,80	13,21	6,24	19,46	9,73	6,3	11,40														
Zone II	-864,4	114,38	73,85	GQEY	-5984,58	1218,75	0	0	0	3,27	3,27	1,63	6,3	5,25	8,76	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,224	Condition vérifiée	0,874	Condition vérifiée	5,343	Condition vérifiée
	191,94	137,105	88,84	08GEY	3656,10	2056,60	0,43	157,95	3,95	1,42	5,36	2,68	6,3	6,21														
	-169,3	338,1	188,81	GQEX	6338,33	7749,17	0,66	278,92	6,97	4,60	11,57	5,78	6,3	8,76														
Zone III	-444,73	7,311	4,98	ELU	-1700,73	2005,35	0	0	0	0,22	0,22	0,11	6,3	5,25	6,59	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,820	Condition vérifiée	0,585	Condition vérifiée	3,736	Condition vérifiée
	-21,79	101,964	67,41	08GEY	2033,46	2215,04	0,63	127,22	3,18	1,56	4,74	2,37	6,3	5,25														
	-164,06	196,467	126,46	GQEX	3409,48	4776,65	0,70	238,73	5,97	3,27	9,23	4,62	6,3	6,59														
Zone IV	-199,63	24,955	15,45	GQEY	-311,90	1351,69	0	0	0	0,68	0,68	0,34	6,3	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,426	Condition vérifiée	0,305	Condition vérifiée	1,677	Condition vérifiée
	11,35	39,606	26,48	08GEY	872,42	-777,83	0,57	49,34	1,23	0,55	1,79	0,89	6,3	5,25														
	-3,54	109,325	65,79	GQEX	2262,85	2292,35	0,60	136,65	3,42	1,47	4,88	2,44	6,3	5,25														

Voiles de 1,5 m

S	I	Y
0,3	0,05625	0,75

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ _{max}	σ _{min}	Lt	Nt	As	A _{ji}	As	Av /2	A _{min}	Av	As / ml	A _{adp}	A _{avdp}	Ah cm²		At / ml	noda le	Courante	τ _b ≤ τ _b = 5 MPa		τ _u < τ _u = 3,26 MPa		σ _{bc} < σ _{bc} = 15 MPa	
																							τ _b	Observation	τ _u	Observation	σ _{bc}	Observation
Zone I	-1647,17	30,278	23,25	ELU	-5086,86	-5894,27	0	0	0	1,03	1,03	0,51	7,875	5,25	10,75	7 HA14	10,77	5 HA12	5,65	4 ep HA8	9	13	0,774	Condition vérifiée	0,553	Condition vérifiée	10,171	Condition vérifiée
	-29,21	568,194	184,69	08GEX	4189,50	-4335,55	0,76	426,13	12,25	4,16	16,40	8,20	7,875	10,75														
	-1597,02	597,988	199,07	GQEX	493,48	-8478,58	1,42	93,27	2,68	8,32	11,00	5,50	7,875	5,25														
Zone II	-1422,8	3,436	6,04	ELU	-3531,22	-3582,78	0	0	0	0,27	0,27	0,13	7,875	5,25	5,25	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	9	13	0,508	Condition vérifiée	0,363	Condition vérifiée	11,936	Condition vérifiée
	-281,06	207,334	118,34	08GEX	852,74	-2258,04	1,09	123,80	3,56	3,80	7,36	3,68	7,875	5,25														
	-555,96	298,051	130,74	GQEX	846,04	-3625,84	1,22	137,20	3,94	4,69	8,63	4,32	7,875	5,25														
Zone III	-981,07	9,898	9,6	ELU	-2378,42	-2526,93	0	0	0	0,42	0,42	0,21	7,875	5,25	5,25	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	9	13	0,522	Condition vérifiée	0,373	Condition vérifiée	8,230	Condition vérifiée
	-22,39	67,181	42,74	08GEY	448,01	-559,96	0,83	49,78	1,43	1,05	2,48	1,24	7,875	5,25														
	-454,37	215,245	134,23	GQEX	478,82	-2750,67	1,28	81,56	2,34	5,06	7,40	3,70	7,875	5,25														
Zone IV	-425,44	20,176	14,23	ELU	-912,24	-1214,96	0	0	0	0,63	0,63	0,31	7,875	5,25	5,25	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	9	13	0,388	Condition vérifiée	0,277	Condition vérifiée	3,569	Condition vérifiée
	5,91	46,228	21,61	08GEX	361,57	-332,02	0,72	34,62	0,99	0,46	1,45	0,73	7,875	5,25														
	-230,71	121,012	99,68	GQEX	331,04	-1484,59	1,23	54,14	1,56	3,61	5,16	2,58	7,875	5,25														

Voiles de 2,3 m

S	I	Y
0,46	0,20278333	1,15

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ _{max}	σ _{min}	Lt	Nt	As	A _{ji}	As	Av /2	A _{min}	Av	As /ml	A _{adp}	A _{avp}	A _h cm²		At / ml	n _{odal}	Courant	τ _b ≤ τ _b = 5 MPa		τ _u < τ _u = 3,26 MPa		σ _{bc} < σ _{bc} = 15 MPa	
																							τ _b	Observation	τ _u	Observation	σ _{bc}	Observation
Zone I	-2529,97	107,007	44,53	GQEY	-4884,64	-6115,23	0	0	0	1,97	1,97	0,99	12,08	5,25	17,41	8 HA 20	25,13	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	2,10	Condition vérifiée	1,50	Condition vérifiée	6,70	Condition vérifiée
	1197,04	105,659	43,65	08GEY	3209,80	1994,72	2,30	738,25	21,21	1,93	23,15	11,57	12,08	5,25														
	-1109,23	1802,253	622,41	GQEX	7951,59	-12774,32	1,42	1127,21	32,39	16,98	49,37	24,68	12,08	17,41														
Zone II	-1566,42	93,466	50,73	GQEY	-2867,83	-3942,69	0	0	0	2,24	2,24	1,12	12,08	5,25	15,33	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	2,31	Condition vérifiée	1,65	Condition vérifiée	6,48	Condition vérifiée
	416,25	77,186	38,1	08GEY	1348,71	461,07	2,30	310,20	8,91	1,69	10,60	5,30	12,08	5,25														
	-862,15	1386,503	683,01	GQEX	6098,15	-9846,63	1,42	866,15	24,89	18,67	43,55	21,78	12,08	15,33														
Zone III	-775,55	67,455	43,78	GQEY	-1298,11	-2073,84	0	0	0	1,94	1,94	0,97	12,08	5,25	7,67	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,36	Condition vérifiée	0,97	Condition vérifiée	4,19	Condition vérifiée
	-45,86	32,763	19,47	08GEY	88,69	-288,08	1,76	15,60	0,45	0,66	1,11	0,55	12,08	5,25														
	-512,88	652,656	403,4	GQEX	2637,82	-4867,73	1,49	393,47	11,31	11,58	22,88	11,44	12,08	7,67														
Zone IV	-409,32	56,043	40,14	GQEY	-567,58	-1212,07	0	0	0,00	1,78	1,78	0,89	12,08	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,71	Condition vérifiée	0,51	Condition vérifiée	3,01	Condition vérifiée
	-40,05	4,518	6,71	08GEY	-61,09	-113,04	0	0	0	0,30	0,30	0,15	12,08	5,25														
	-195,31	395,377	210,9	GQMEX	1848,83	-2698,00	1,36	252,32	7,25	5,54	12,79	6,39	12,08	5,25														

Voiles de 3,15 m

S	I	Y
0,63	0,52093125	1,575

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As / ml	Aadp	Ava dp	Ah cm²		At / ml	noda le	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
Zone I	-4189,3	193,041	228,38	GQEX	-6352,74	6738,82	0	0	0	10,11	10,11	5,05	16,54	5,25	8,22	7 HA14	10,77	5 HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	1,52	Condition vérifiée	1,08	Condition vérifiée	13,48	Condition vérifiée
	2185,92	106,21	232,66	08GEX	3521,71	3309,29	3,15	1109,34	31,88	19,91	51,78	25,89	16,54	8,22														
	-2389,37	2822,23	624,68	GQEY	-911,16	6555,62	0	0	0	27,64	27,64	13,82	16,54	5,25														
Zone II	-2576,62	730,812	438,2	GQEX	-3295,16	4756,78	0	0	0	19,39	19,39	9,70	16,54	5,25	6,09	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	1,37	Condition vérifiée	0,98	Condition vérifiée	7,33	Condition vérifiée
	874,92	675,56	449,21	08GEX	2042,62	691,50	3,15	643,43	18,49	19,88	38,37	19,18	16,54	6,09														
	-1527,13	1812,07	562,93	GQEY	-574,06	4198,22	0	0	0	24,91	24,91	12,46	16,54	5,25														
Zone III	-1156,67	464,614	276,17	GQEX	-1342,68	2271,91	0	0	0	12,22	12,22	6,11	16,54	5,25	5,25	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	0,92	Condition vérifiée	0,66	Condition vérifiée	0,77	Condition vérifiée
	92,01	289,11	179,89	08GEX	432,88	-145,34	0	0	0	7,96	7,96	3,98	16,54	5,25														
	-827,97	828,055	378,74	GQEY	-465,65	2121,76	0	0	0	16,76	16,76	8,38	16,54	5,25														
Zone IV	-789,51	208,927	101,47	GQEX	-1024,68	1442,54	0	0	0	4,49	4,49	2,25	16,54	5,25	5,25	7 HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	0,46	Condition vérifiée	0,33	Condition vérifiée	6,61	Condition vérifiée
	131,03	200,56	110,32	08GEX	405,29	4,17	-0,03	-1,33	-0,04	-0,05	-0,09	-0,04	16,54	5,25														
	-238,76	337,865	190,68	GQEY	-35,20	-710,93	0	0	0	8,44	8,44	4,22	16,54	5,25														
Zone V	-4189,3	193,041	228,38	GQEX	-6352,74	6738,82	0	0	0	10,11	10,11	5,05	16,54	5,25	8,22	7 HA14	10,77	5 HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	1,52	Condition vérifiée	1,08	Condition vérifiée	13,48	Condition vérifiée
	2185,92	106,21	232,66	08GEX	3521,71	3309,29	3,15	1109,34	31,88	19,91	51,78	25,89	16,54	8,22														
	-2389,37	2822,23	624,68	GQEY	-911,16	6555,62	0	0	0	27,64	27,64	13,82	16,54	5,25														

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 [13] :

- 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.

Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VII.1 Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux) :

➤ Semelle filante sous voile :

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol donné par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2.0 bars.

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m²)
Voiles longitudinal	V1	1,2	280,95	1,17	1,40	6	8,43
	V2	1,5	609,96	2,03	3,05	4	12,20
	V3	2,3	964,58	2,10	4,82	1	4,82
Voiles transversal	V4	3,15	945,51	1,50	4,73	6	28,37
							53,82

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous les voiles.

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v : $S_v = 53,82 \text{ m}^2$.

➤ Semelle filante sous poteaux :

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Poteaux	N _{ser} (KN)	M(KN.m)	e _i (m)	N _{ser} × e _i
A	576,87	-7,232	-9,375	-5408,16
B	1444,68	-8,986	-4,375	-6320,48
C	1273,43	11,277	0,975	1241,59
D	1012,63	-1,979	5,075	5139,10
E	585,04	4,719	9,375	5484,75
Somme	4892,65	-2,201	/	136,81

Tableau VII.2. Résultante des charges sous poteaux.

On a : $e = \frac{136,81 + (-2,201)}{4892,65} = 0,027\text{m.}$

Et $\frac{L}{6} = \frac{18,75}{6} = 3,12\text{ m.}$

$\Rightarrow e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4892,65}{18,75} \left(1 + \frac{6 \times 0,027}{18,75} \right) = 263,20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4892,65}{18,75} \left(1 - \frac{6 \times 0,027}{18,75} \right) = 258,69 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4892,65}{18,75} \left(1 + \frac{3 \times 0,027}{18,75} \right) = 262,07 \text{ KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{R\left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{4892,65 \left(1 + \frac{3 \times 0,027}{18,75}\right)}{18,75 \times 0,2 \times 10^3} = 1,31 \text{ m.}$$

On prend $B = 1.4 \text{ m.}$

- Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée S_p :

On aura donc : $S_p = (1.4 \times 18,75) = 26,25 \text{ m}^2.$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 10 \times 26,25 + 53,82 = 316,32 \text{ m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{total}} = L_x \times L_y = 18,75 \times 31,53 = 587,81 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{316,32 \times 100}{587,81} = 53,81 \% > 50\%$$

Conclusion :

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VII.2 Etude de radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation 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 diminuée du poids propre du radier.

VII.2 .1 Dimensionnement :

➤ **La condition d'épaisseur minimale :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm. ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

➤ **La condition forfaitaire :**

➤ **Sous voile :**

$$L_{\max} = 5.35 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$: Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{535}{8} \leq h \leq \frac{535}{5} \Rightarrow 66,875 \text{ cm} \leq h \leq 107 \text{ cm}$$

On prend $h=100 \text{ cm}$.

➤ **Sous poteaux :**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_d \geq \frac{535}{20} = 26,75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{535}{10} = 53,5 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 60 \text{ cm.}$$

➤ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$.

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.866}} = 1.14 \text{ m.}$$

Soit $h = 1.20$ m.

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 845 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm}$$

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{535}{50} \leq h \leq \frac{535}{40} \Rightarrow 10,7 \text{ cm} \leq h \leq 13,375 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 12 cm.

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 120$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_n = 60$ cm.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 30$ cm.
- Dalle flottante : **$h = 12$ cm.**

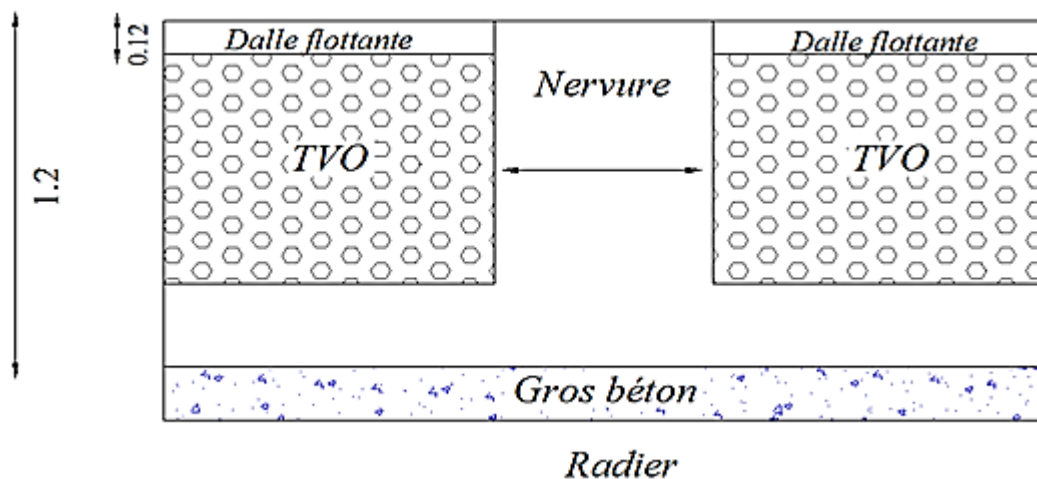


Figure VII.1. Les dimensions du radier.

VII.2 .2 Calcul des charges nécessaires au radier :

➤ **Le poids de la structure :**

- Charge permanente : $G_t = 40137,64$ KN.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 6952,83$ KN.

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 40137,64 + 1,5 \times 6952,83 = 64615,059 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 40137,64 + 6952,83 = 47090,47 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{64615,059}{1.33 \times 200} = 242,91 \text{ m}^2.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{47090,47}{200} = 235,45 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 242,91 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 587,81 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 242,91 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}.$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = 2(18,85 \times 0,60) + 2(31,35 \times 0,60) = 60,24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 587,81 + 60,24 = 648,05 \text{ m}^2$$

VII.2 .3 Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ **Charges permanentes :**

Poids du bâtiment : $G_{\text{bâtiment}} = 40137,64 \text{ KN}$.

□ Poids du radier :

$P_{\text{radier}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}.$

➤ **Poids de la dalle :**

Poids de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_d = 648,05 \times 0,3 \times 25 = 4860,38 \text{ KN}.$$

➤ **Poids des nervures :**

Poids des nervures = $b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 6 + L_y \times 4) \rho_b$

$$P_n = 0,60 \times (1,20 - 0,30) \times (31,35 \times 5 + 18,75 \times 10) \times 25 = 4928,63 \text{ KN}.$$

➤ **Poids du TVO :**

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = (648,05 - 206,55) \times (1,20 - 0,3) \times 17 = 6754,95 \text{ KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times (L_x \times 5 + L_y \times 10) = 0,60 \times (31,35 \times 5 + 18,75 \times 10) = 206,55 \text{ m}^2$$

➤ **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 648,05 \times 0,12 \times 25 = 1944,15 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{radier} = P_d + P_n + P_{TVO} + P_{df} = 4860,38 + 4928,63 + 6754,95 + 1944,15$$

$$G_{radier} = 18488,11 \text{ KN.}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et du radier :**

$$Q_{bat} = 6952,83 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 2,5 \times 648,05 = 1620,13 \text{ KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{total} = G_{batiment} + G_{radier} = 40137,64 + 18488,11 = 58625,75 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier} = 6952,83 + 1620,13 = 8572,96 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 58625,75 + 1,5 \times 8572,96 = 92004,20 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 58625,75 + 8572,96 = 67198,71 \text{ KN}$$

VII.3 Vérifications :

VII.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 120 \text{ cm; } d = 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{92004,20 \times 1,20}{648,05} \times \frac{5,35}{2} = 455,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{455,73 \times 10^3}{1200 \times 270} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa } \tau_u = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

VII.3.2 Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 15,55 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 9,43 \text{ m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré.

$X_i ; Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 48142,95 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 17221,07 \text{ m}^4.$$

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 :

M : Moment sismique à la base du bâtiment.

T : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

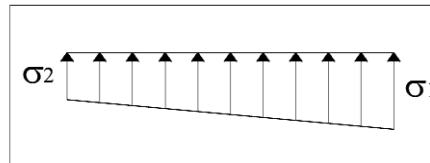


Figure VII.2. Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M_0 [KN. m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	60235,100	2884,50	1,20	63696,50
	YY	67883,027	3203,78	1,20	71727,56

Tableau VII.3. Calcul des moments.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

$$N_u = 92004,20 \text{ KN} \quad ; \quad N_s = 67198,71 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

A L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{92004,20}{648,05} + \frac{63696,50}{48142,95} \times 15,55 = 162,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{92004,20}{648,05} - \frac{63696,50}{48142,95} \times 15,55 = 121,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 162,54 + 121,40}{4} = 152,26 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{67198,71}{648,05} + \frac{63696,50}{48142,95} \times 15,55 = 124,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{67198,71}{648,05} - \frac{63696,50}{48142,95} \times 15,55 = 83,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 124,27 + 83,12}{4} = 113,98 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens transversale :**

A L'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{92004,20}{648,05} + \frac{71727,56}{17221,07} \times 9,43 = 181,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{92004,20}{648,05} - \frac{71727,56}{17221,07} \times 9,43 = 102,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181,25 + 102,69}{4} = 161,61 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{67198,71}{648,05} + \frac{71727,56}{17221,07} \times 9,43 = 142,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{67198,71}{648,05} - \frac{71727,56}{17221,07} \times 9,43 = 64,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 142,97 + 64,42}{4} = 123,33 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

A L'ELU: $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]	σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]
Sens	XX	162,54	121,40	152,26	124,27	83,12	113,98
	YY	181,25	102,69	161,61	142,97	64,42	123,33

Tableau VII.4. Les resultants des contraintes.

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

.

	Contraintes	σ_m (ELU)	σ_m (ELS)	observation
Sens	XX	152,26	113,98	Condition vérifiée.
	YY	161,61	123,33	Condition vérifiée.

Tableau VII.5. Vérification des contraintes.

VII.3.3 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{63696,50}{67198,71} = 0,95\text{m} < \frac{31,35}{4} = 7,84 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{71727,56}{67198,71} = 1,07 \text{ m} < \frac{18,75}{4} = 4,69 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le B.E.A.L 91 modifié 99.

VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

➤ **1^{er} cas** si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

➤ **2^{ème} cas** : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{5,35} = 0,77 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0598$$

$$\mu_y = 0,542$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **A L'ELU:**

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 161,61 - \frac{18488,11}{648,05} = 133,08 \text{ KN/m.}$$

- **A L'ELS:**

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 123,33 - \frac{18488,11}{648,05} = 94,80 \text{ KN/m.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0598 \times 133,08 \times 4,1^2 = 133,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,542 \times 133,78 = 72,51 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,75 : pour les moments en travées.
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0,5 \times 133,78 = 66,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times 133,78 = 100,34 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times 72,51 = 54,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VII.4.2. Ferrailage à l'ELU :

➤ **Sens longitudinal (X-X) :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66,89 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,961$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66,89 \times 10^3}{0,961 \times 25 \times 348} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100,34 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{100,34 \times 10^3}{0,942 \times 25 \times 348} = 12,24 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA14=12,31 \text{ cm}^2$

➤ **Sens transversal (Y-Y) :**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66,89 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,961$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66,89 \times 10^3}{0,961 \times 25 \times 348} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA12=9,05 \text{ cm}^2$

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54,38 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu = 0,060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54,38 \times 10^3}{0,969 \times 25 \times 348} = 6,45 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA12=9,05 \text{ cm}^2$

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{cal} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	66,89	0,075	SSA	0,961	8,01	8HA14=12,31	14
	Travée	100,34	0,110	SSA	0,942	12,24	8HA14=12,31	14
Y-Y	Appuis	66,89	0,075	SSA	0,961	9,05	8HA12=9,05	14
	Travée	54,38	0,060	SSA	0,969	6,45	8HA12=9,05	14

Tableau VII.6. Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

VIII.4.3. Vérifications à L'ELU

➤ **Condition du non fragilité du béton :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

• **Sens (X-X) :**

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,77}{2} \right) = 2,68 \text{ cm}^2$$

• **Sens (Y-Y) :**

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bhw_0 = 100 \times 30 \times 0,0008 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- **Aux appuis :**

$$A_{ad}^x = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_{ad}^x = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42) :**

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

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

• **Sens longitudinal :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.5. Vérifications à l'ELS :

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

• **A l'ELS:**

$$\vartheta = 0.2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{5.35} = 0.77 \Rightarrow \mu_x = 0.0663$$

$$\mu_y = 0.670.$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2.$$

$$M_0^x = 0.0663 \times 94,80 \times 4,1^2 = 105,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,670 \times 105,65 = 70,79 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 105,65 = 52,83 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times 105,65 = 79,24 \text{ KN.m.} \\ M_y^t = 0,75 \times 70,79 = 53,09 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ et $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	12,31	52,83	0,492	0,894	32,17	192,02	348	5,97	15	CV
	Travée	12,31	79,24	0,492	0,894	32,17	288,01	348	8,95	15	CV
Y-Y	Appuis	9,05	52,83	0,362	0,907	38,76	257,45	348	6,64	15	CV
	Travée	9,05	53,09	0,362	0,907	38,76	258,71	348	6,67	15	CV

Tableau VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VII.6. Ferrailage des débords :

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 bonde de 1 mètre de longueur.

➤ **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 133,08 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-133,08 \times 0,6^2}{2} = -23,95 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23,95 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,95 \times 10^3}{0,986 \times 25 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débort}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.7. Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens $0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$ donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

M^r. BELAZOUGUI. Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m \quad q_t = q \times L_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs L_m et L_t sont déterminées comme suit :

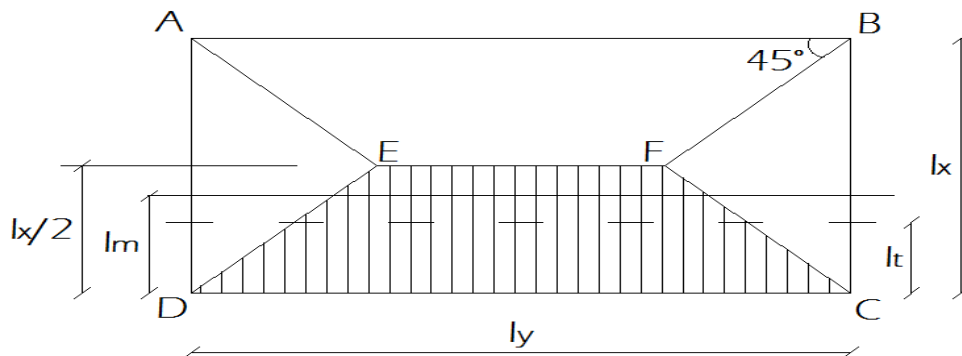


Figure VII.3 de la répartition des charges.

➤ **Cas des charges trapézoïdales :**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

➤ **Cas des charges triangulaires :**

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
A - B	1	2	5,35	0,374	Triangulaire	0,67	0,5	133,08	94,8	89,16	178,33	63,52	127,03	66,54	133,08	47,40	94,80
	2	2	5	0,4	Triangulaire	0,67	0,5	133,08	94,8	89,16		63,52		66,54		47,40	
B - C	1	3,2	5,35	0,598	Triangulaire	1,07	0,8	133,08	94,8	142,40	284,79	101,44	202,87	106,46	212,93	75,84	151,68
	2	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,07	0,8	133,08	94,8	142,40		101,44		106,46		75,84	
C - D	1	4,8	5,35	0,897	Triangulaire	1,6	1,2	133,08	94,8	212,93	425,86	151,68	303,36	159,70	319,39	113,76	227,52
	2	4,8	5	0,96	Triangulaire	1,6	1,2	133,08	94,8	212,93		151,68		159,70		113,76	
D - E	1	3,15	5,35	0,589	Triangulaire	1,05	0,79	133,08	94,8	139,73	279,47	99,54	199,08	105,13	210,27	74,89	149,78
	2	3,15	5	0,63	Triangulaire	1,05	0,79	133,08	94,8	139,73		99,54		105,13		74,89	

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	4,8	5	0,96	Trapézoïdal	1,66	1,29	133,08	94,8	220,91	432,51	157,37	308,10	171,67	352,66	122,29	251,22
	2	4,1	5	0,82	Trapézoïdal	1,59	1,36	133,08	94,8	211,60		150,73		180,99		128,93	
2-3	1	4,8	5,35	0,897	Trapézoïdal	1,76	1,43	133,08	94,8	234,22	453,80	166,85	323,27	190,30	383,27	135,56	273,02
	2	4,1	5,35	0,766	Trapézoïdal	1,65	1,45	133,08	94,8	219,58		156,42		192,97		137,46	
3-4	1	4,1	4,8	0,854	Triangulaire	1,37	1,03	133,08	94,8	182,32	364,64	129,88	259,75	137,07	274,14	97,64	195,29
	2	4,1	4,1	1	Triangulaire	1,37	1,03	133,08	94,8	182,32		129,88		137,07		97,64	
4-5	1	4,3	4,8	0,896	Triangulaire	1,43	1,08	133,08	94,8	190,30	380,61	135,56	271,13	143,73	287,45	102,38	204,77
	2	4,3	4,1	1,049	Triangulaire	1,43	1,08	133,08	94,8	190,30		135,56		143,73		102,38	

Tableau VII.8. Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans les deux sens.

Les schémas statiques de calcul sont les suivants :

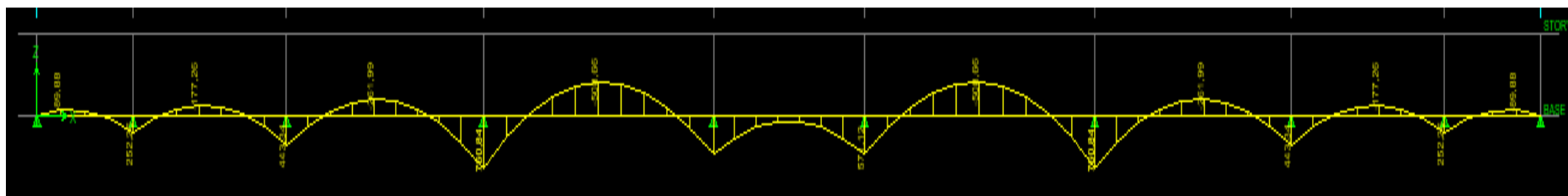


Figure VII.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

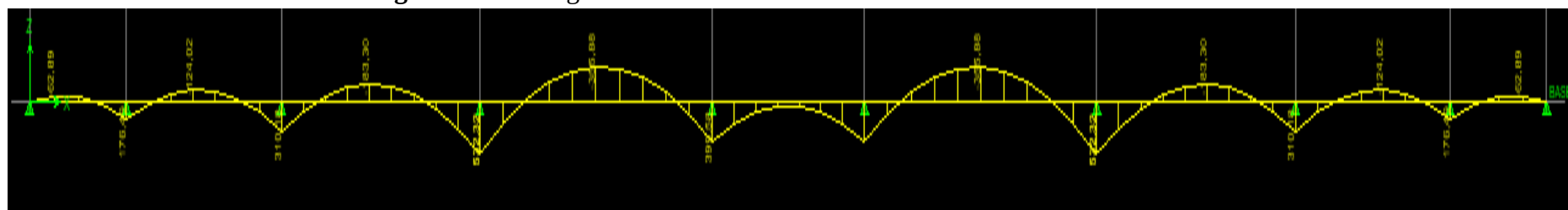


Figure VII.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens X-X.

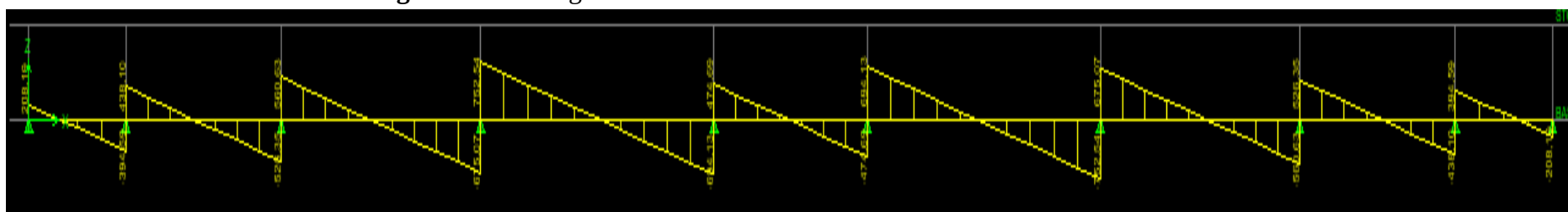


Figure VII.6. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.

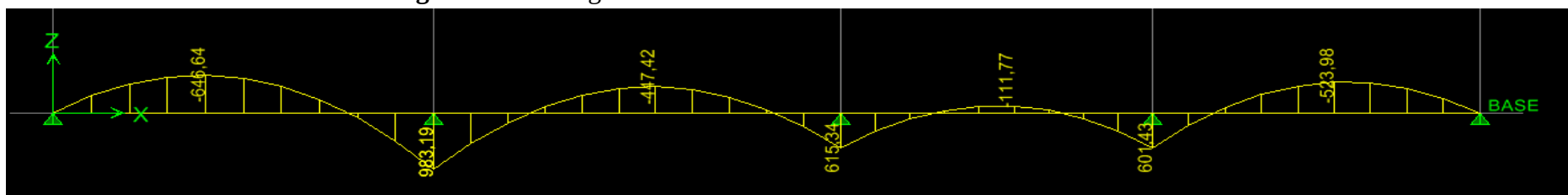


Figure VII.7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

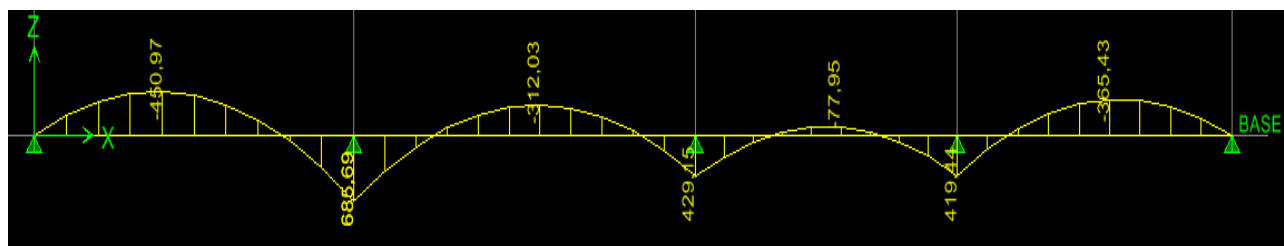


Figure VII.8. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

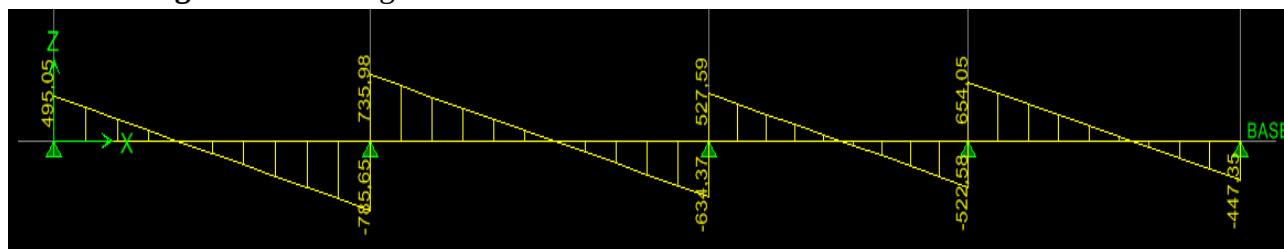


Figure VII.9. Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(KN.m)$	760,84	532,32	983,19	686,69
$M_{tmax}(KN.m)$	508,66	355,88	646,64	450,97
$T_{max}(KN)$	752,54	/	785,65	/

Tableau VII.9. Résumés des efforts internes dans la nervure.

VII.7.1. Calcul des Armatures :

➤ Armatures longitudinales :

$$b=60\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	
X-X	Appuis	760,84	0,068	0,965	SSA	17,14	6HA16+6HA12	18,84
	Travée	508,66	0,045	0,977	SSA	11,32	6HA16	12,06
Y-Y	Appuis	983,19	0,087	0,9545	SSA	22,39	6HA16+6HA16	24,12
	Travée	646,64	0,057	0,9705	SSA	14,48	6HA16+6HA12	18,84

Tableau VII.10. Résultats du calcul des armatures des nervures.

➤ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.}$$

On prend 3 cadres de = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = \min \{30 ; 19,2\} = 19,2 \text{ cm. soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

D'où : $A_p = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

VII.7.2. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 115 \times \frac{2,1}{400} = 8,33 \text{ cm}^2.$$

- **Sens X-X :**

Aux appuis :

$$A_a = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

Aux appuis :

$$A_a = 24,1224,12 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_a = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale :** $T_u^{\max} = 764,23 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{764,23 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 1106,34 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1106,34 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.7.3 Vérification à L'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	18,84	532,32	0,273	0,917	45,24	267,93	348	5,92	15	condition vérifiée
	Travée	12,06	355,88	0,175	0,932	58,53	275,32	348	4,70	15	condition vérifiée
X-X	Appuis	24,12	686,69	0,350	0,908	39,35	272,65	348	6,93	15	condition vérifiée
	Travée	18,84	450,97	0,273	0,917	45,24	226,99	348	5,02	15	condition vérifiée

Tableau VII.11. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Conclusion

Arrivé au terme de ce travail, ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant cette formation en me basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi de mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après cette étude, il convient de souligner les points suivants :

Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate dans la mesure du possible vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important.

Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures.

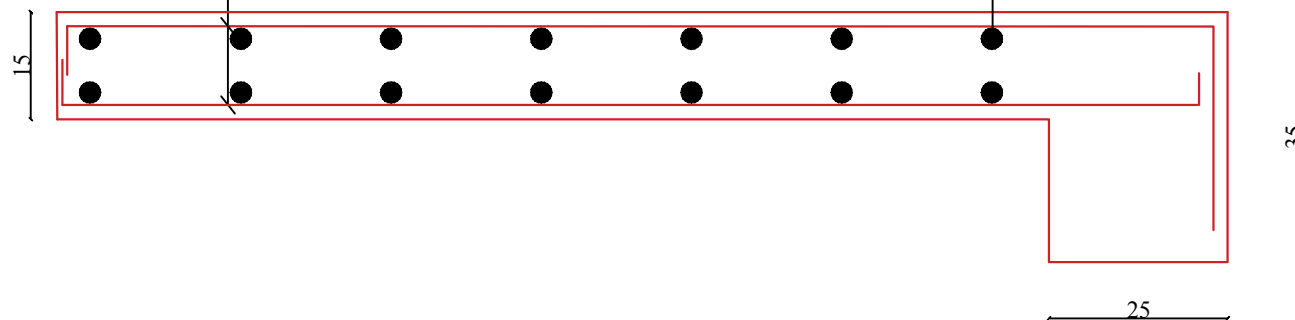
Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Bibliographie

- [1]** Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2]** DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3]** Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- [4]** Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5]** CBA 93.
- [6]** Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- [7]** Norme algérienne NA 442- 213, Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants, édition N°3, 2006, 22 p.
- [8]** Cours et TD (Béton et RDM).
- [9]** Logiciel ETABS V9.7.4, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", Guide d'utilisation, CSI, Barkley California.
- [10]** D.T.R.-B.C.-2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, janvier 2004.
- [11]** livre André Bazergui thang bul-quoc . André Biron. Résistance des matériaux tome 1.
- [12]** Logiciel de calcul de béton armé BAELR version 1.02, entreprise SOCOTEC, Saint-Quentin-en-Yvelines, France.
- [13]** construction des bâtiments gros œuvre. Michlet creusé.
- [14]** faire sa maçonnerie. Eyrolles Bricolage.
- [15]** technologie de la construction de batiments. Kenneth F.canon et Frederick G.Hatley.
- [16]** logiciel de calcul AUTOCAD.
- [17]**la relation de « BLONDEL ».

4HA12/ml
e=25

4HA8/ml
e=25



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

PROMOTION : 2020/2021

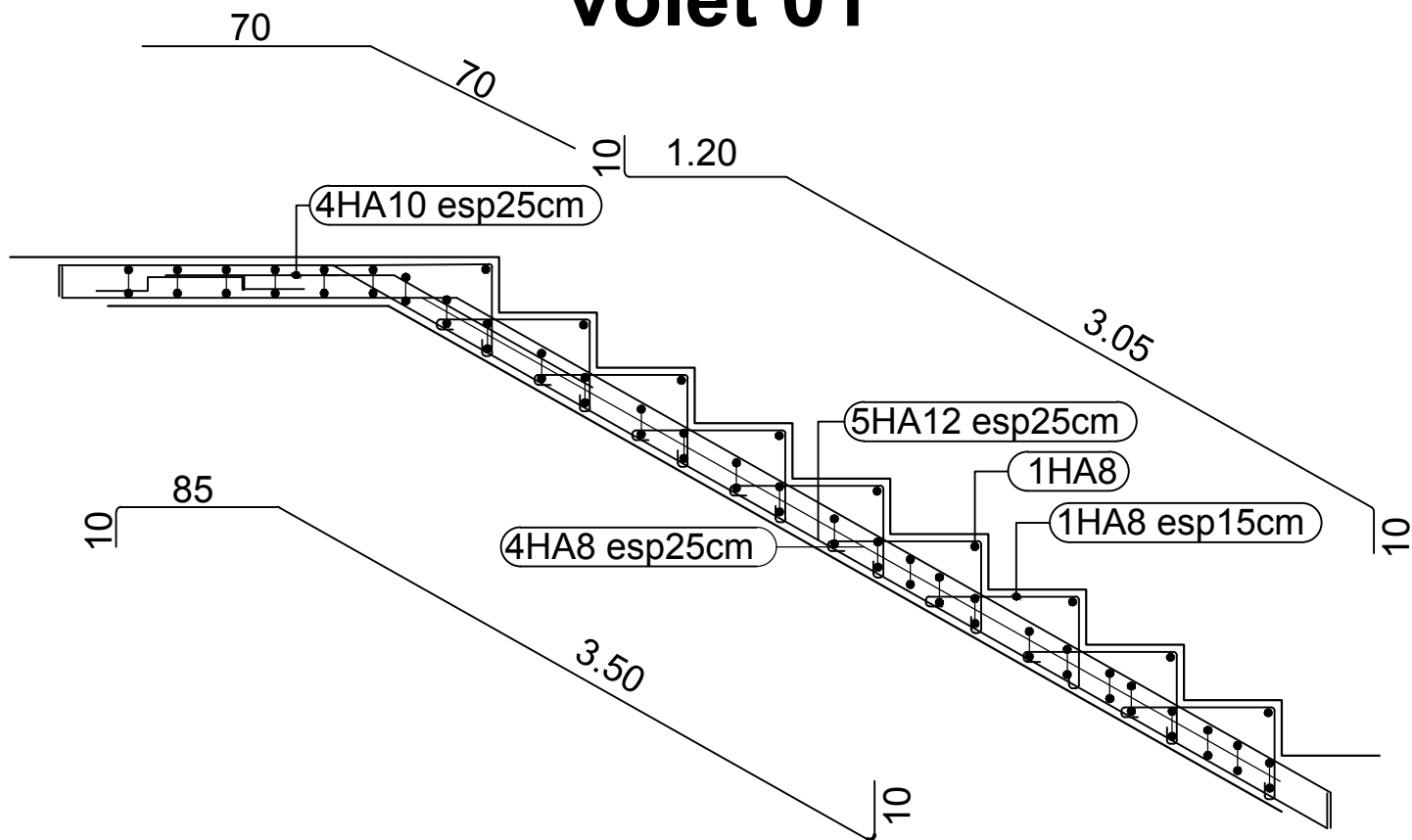
TITRE :

Ferrailage des balcons

PLANCHE N°

ECHELLE

volet 01



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :
Mr : IDIR

PROMOTION : 2020/2021

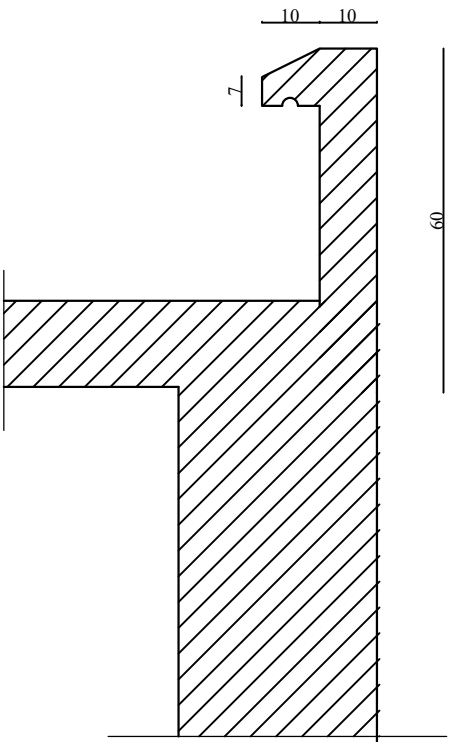
TITRE :

FERRAILLAGE DES
ESCALIERS

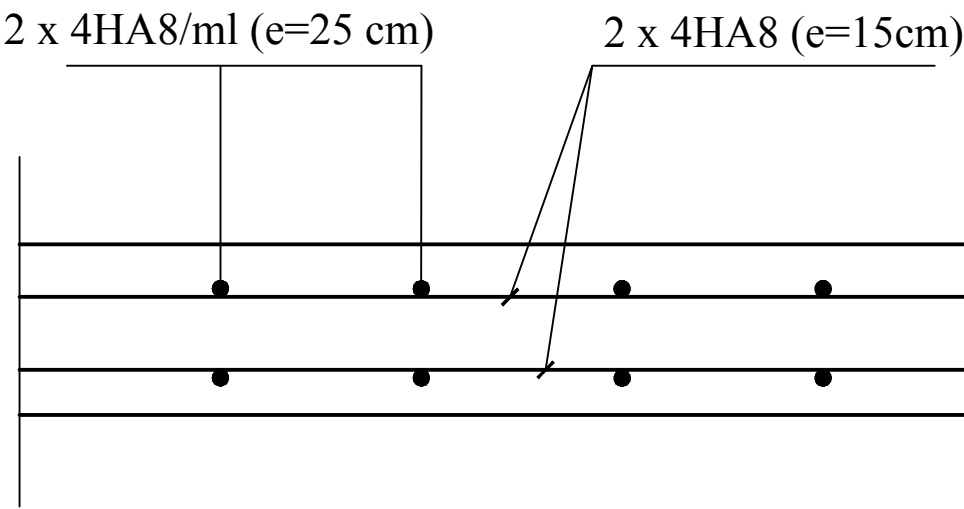
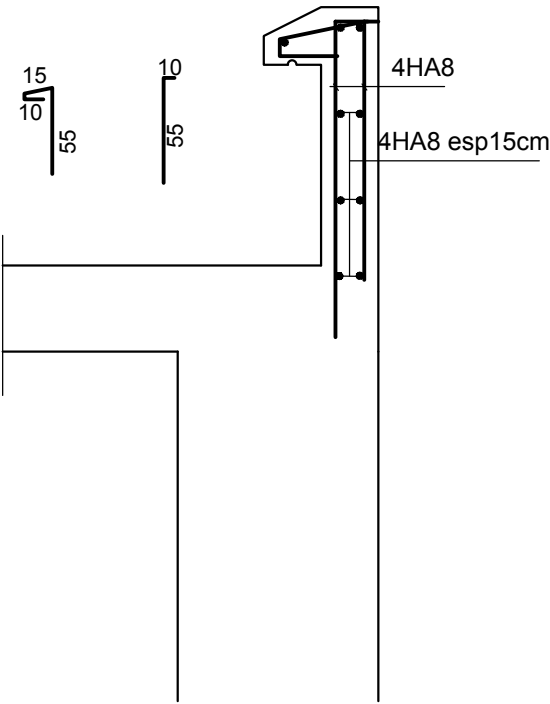
PLANCHE N°

ECHELLE

coffrage de l'acrotère

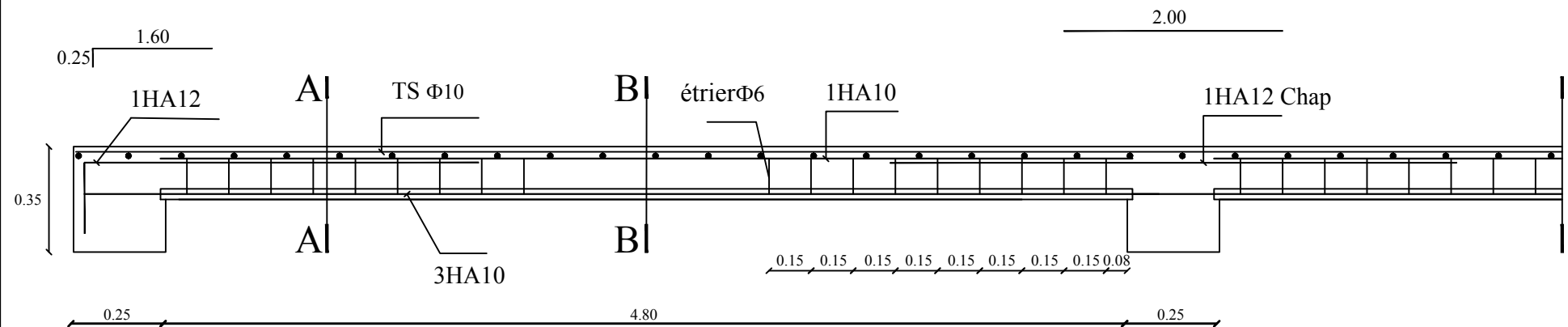


ferrailage de l'acrotère



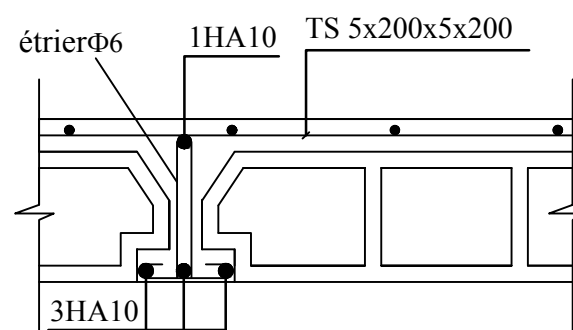
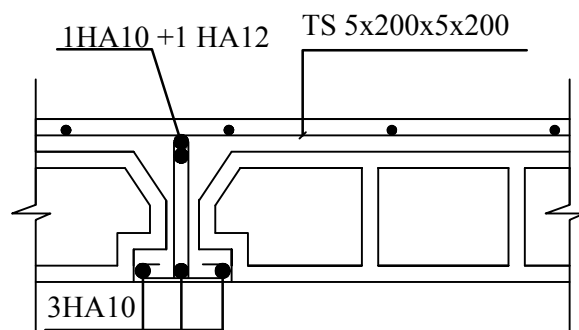
Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : CHITTI Lycia	TITRE : Coffrage et Ferrailage de l'acrotère	
DIRIGE PAR : Mr : IDIR		
PROMOTION : 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE



en apuis A-A

en travée B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :
Mr : IDIR

PROMOTION : 2020/2021

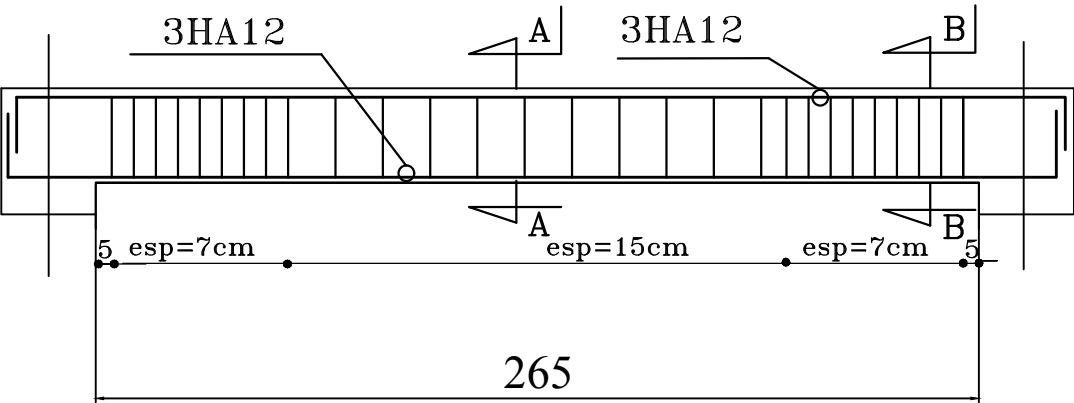
TITRE :

FERRAILLAGE DES PLANCHERS

PLANCHE N°

ECHELLE :

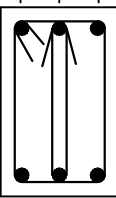
Poutres paliere



Poutres paliere

A-A

3T12

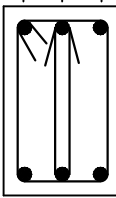


3T12

25

B-B

3T12



3T12

25

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :
Mr : IDIR

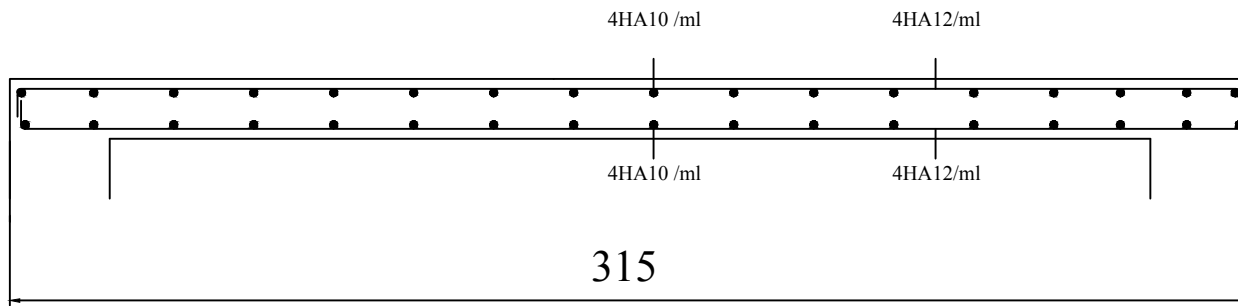
PROMOTION : 2020/2021

TITRE :
FERRAILLAGE DE LA Poutres paliere

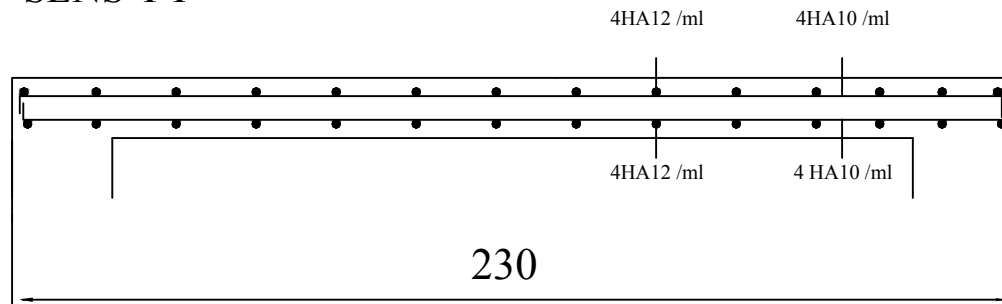
PLANCHE N°

ECHELLE :

SENS XX



SENS YY



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

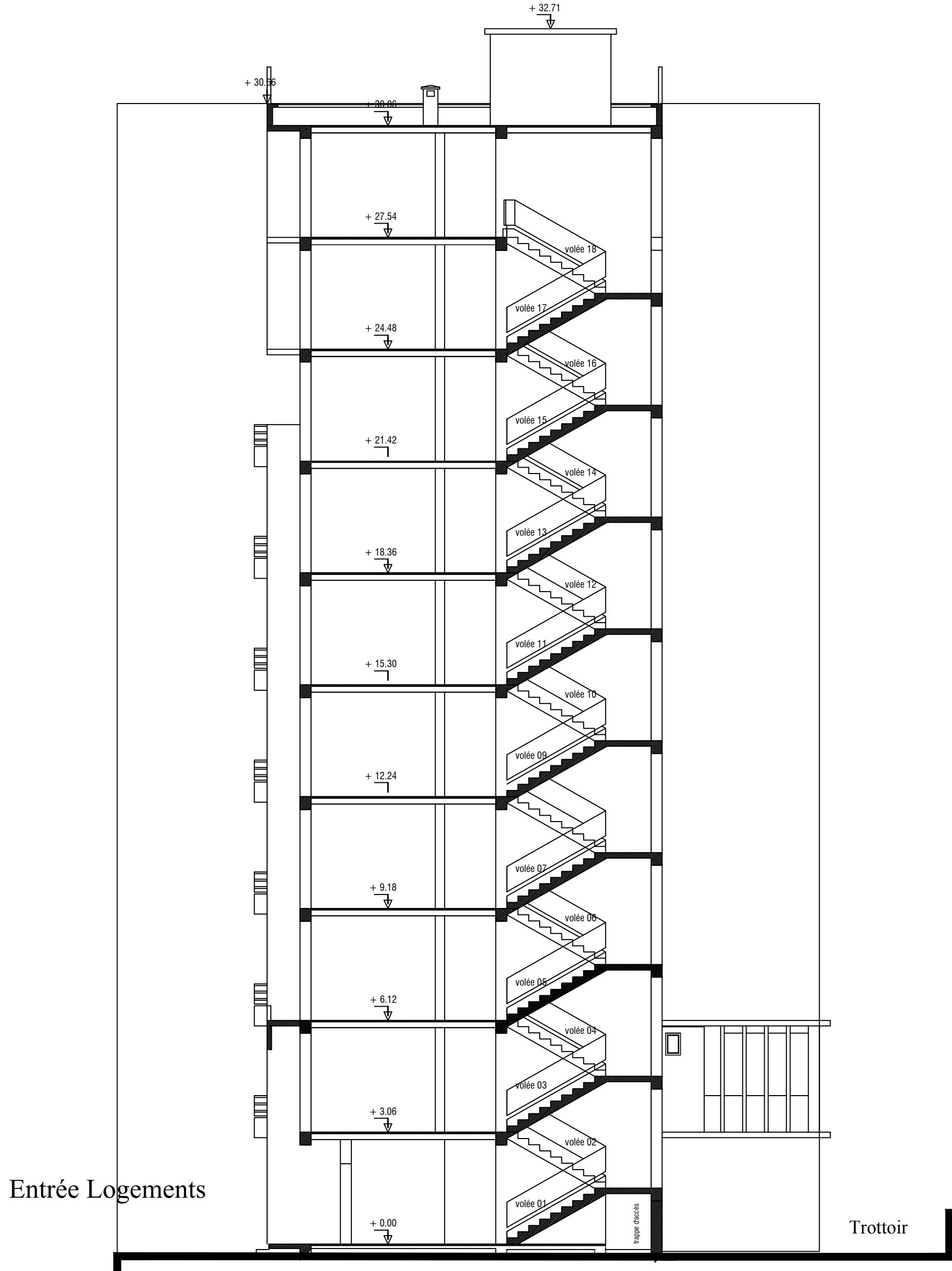
PROMOTION : 2020/2021

TITRE :

coffrage ferrailage de la salle machine

PLANCHE N°

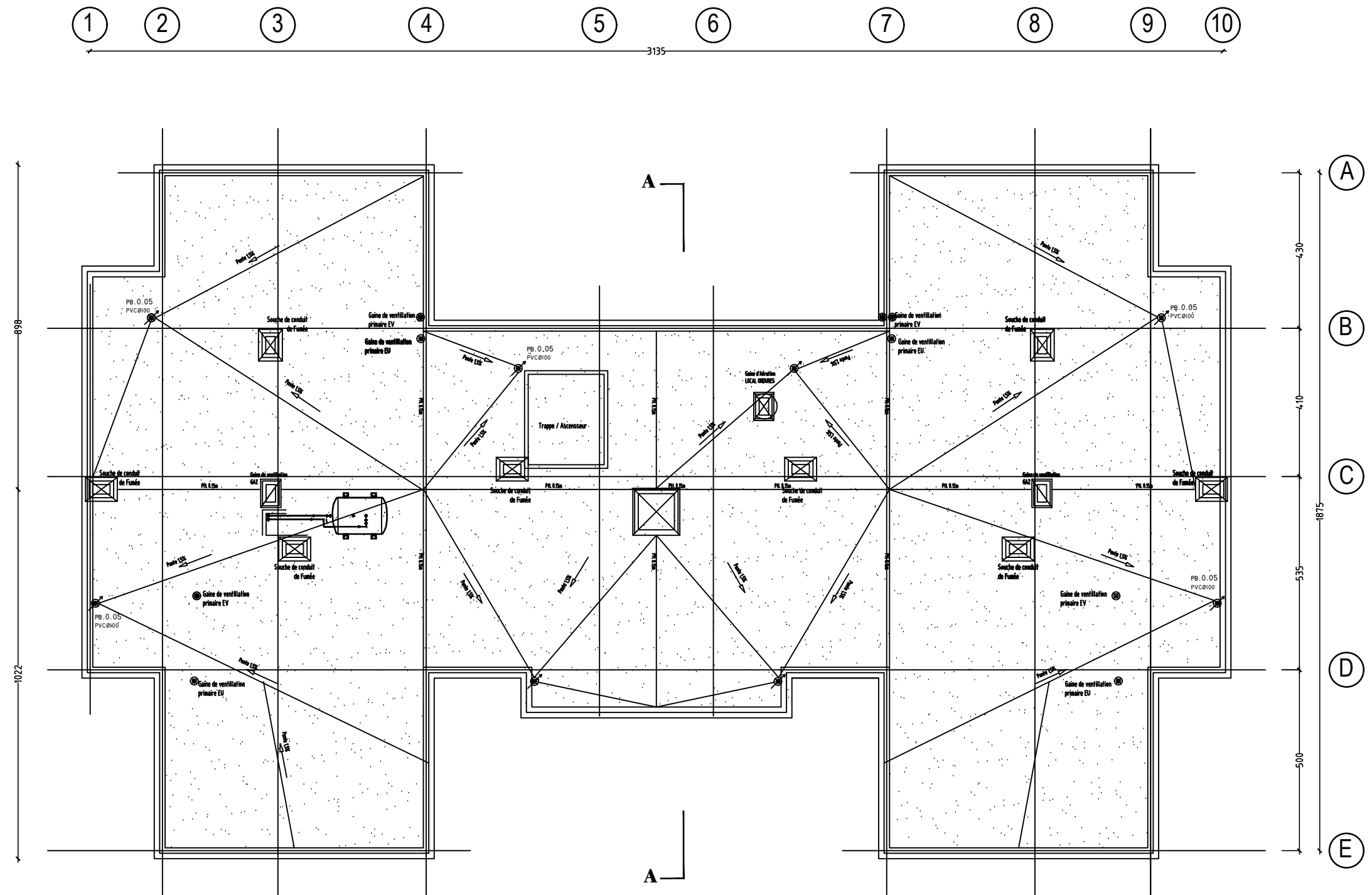
ECHELLE



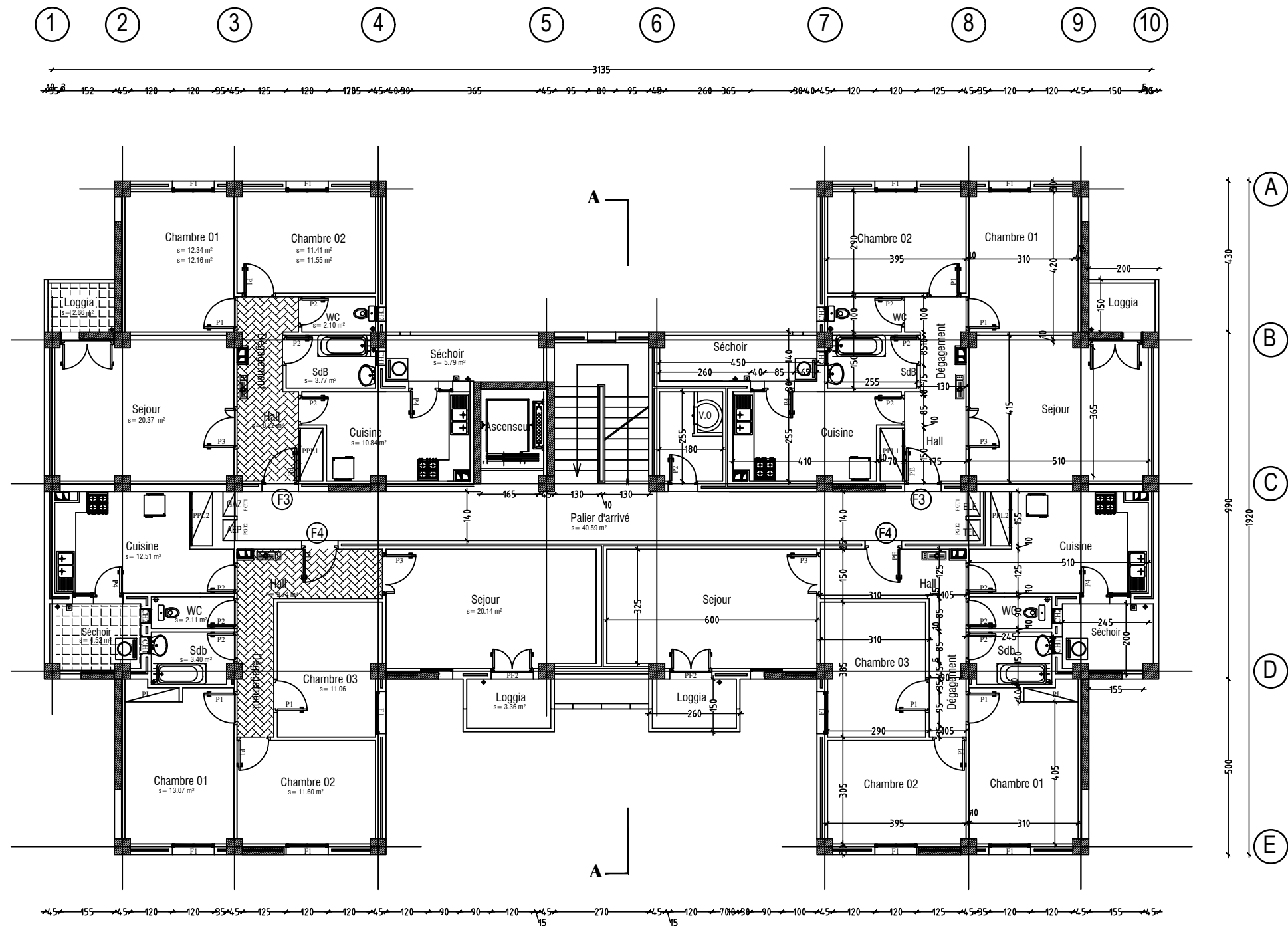
COUPE -AA-



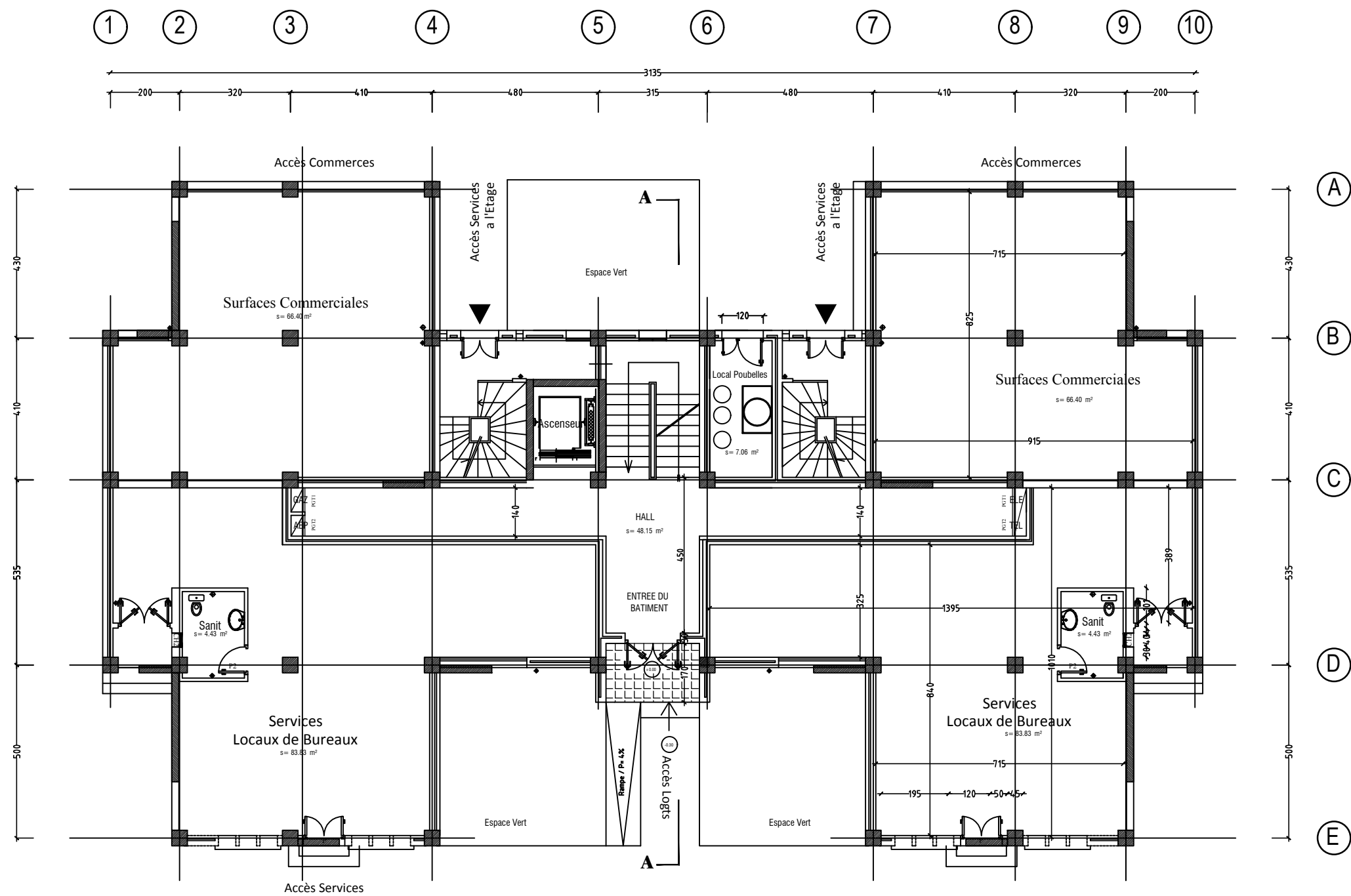
Façade sur rue Principale



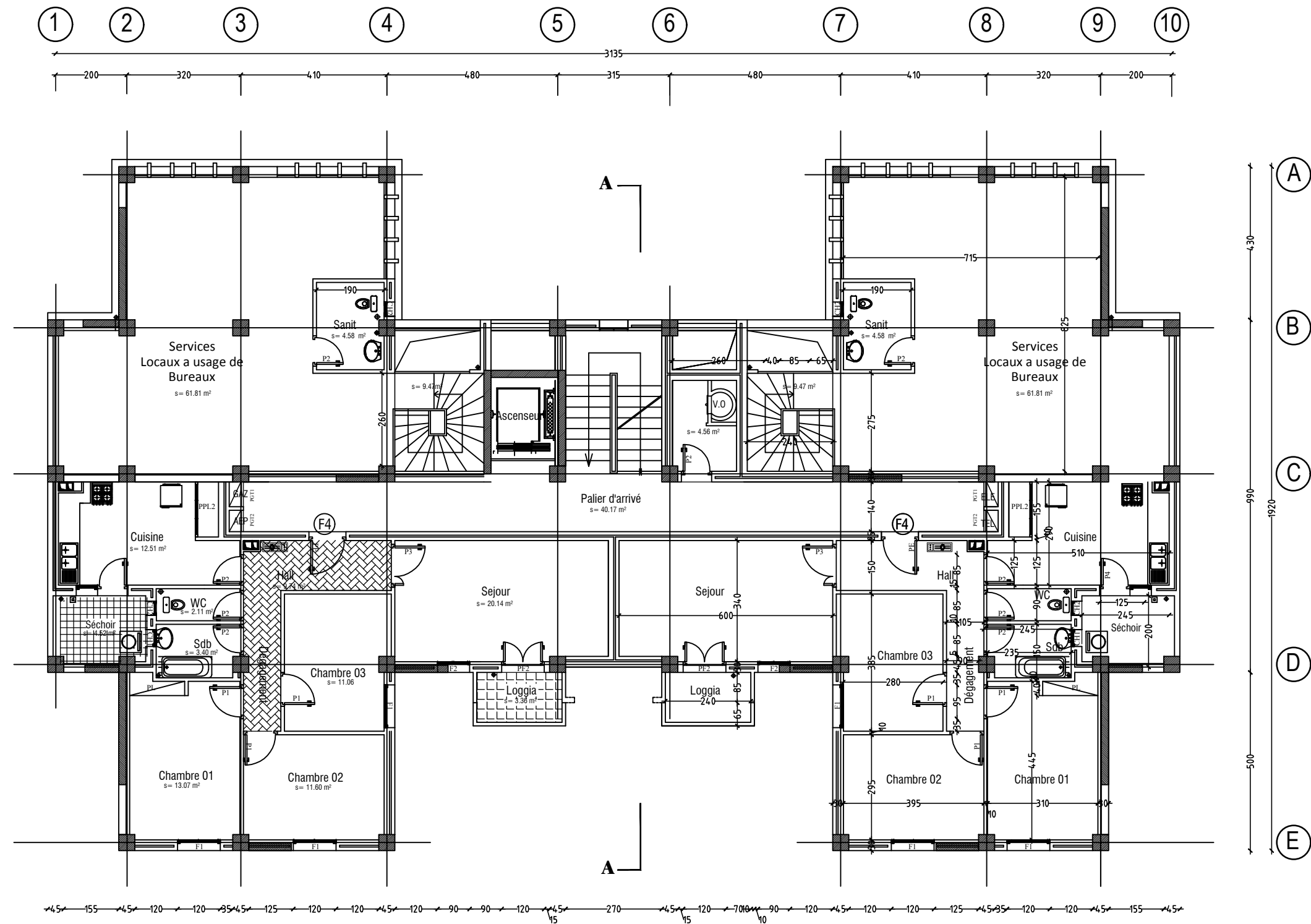
Plan De Terrasse



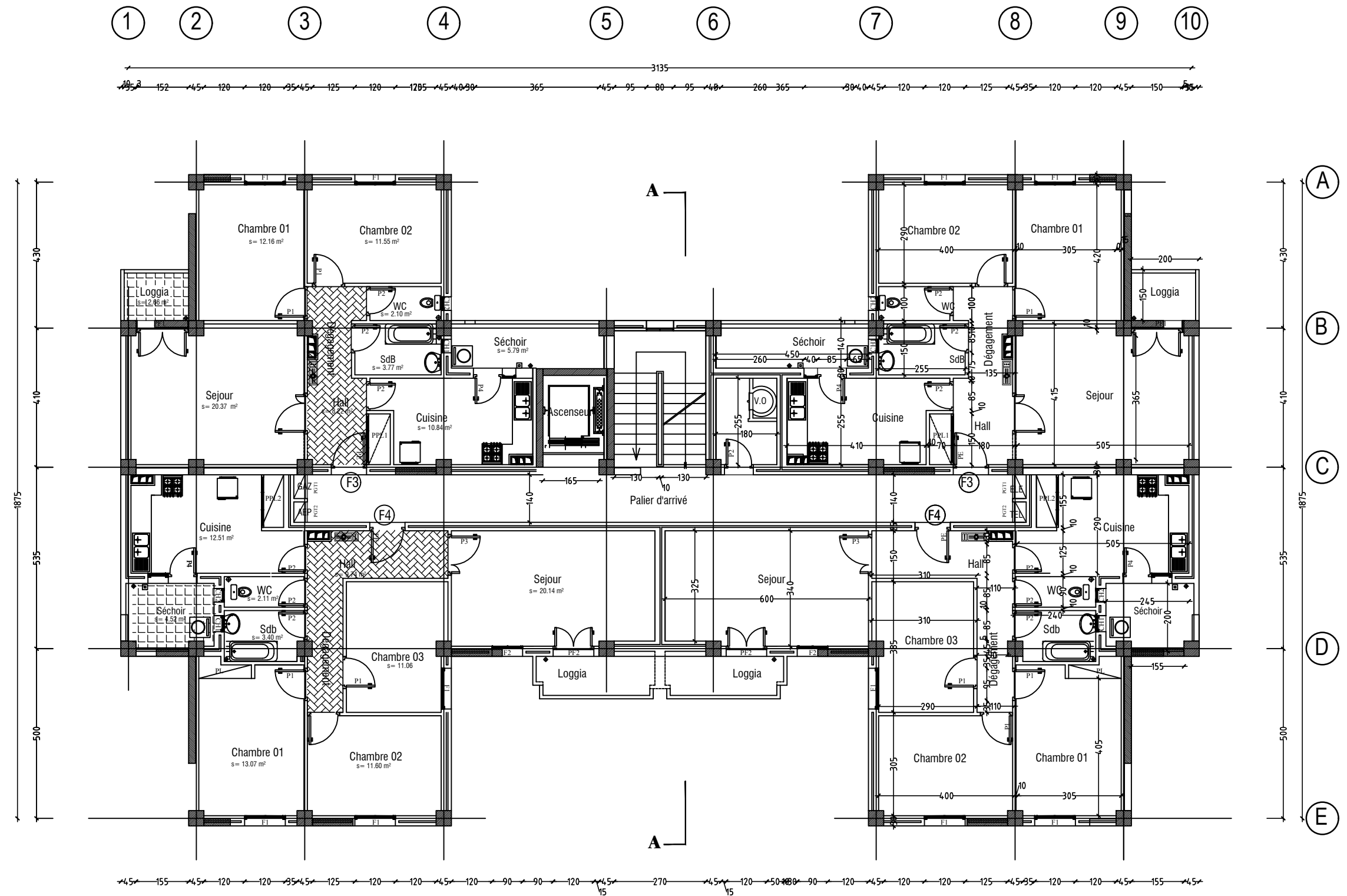
Plan Etage 02 à 05



Plan Du RDC



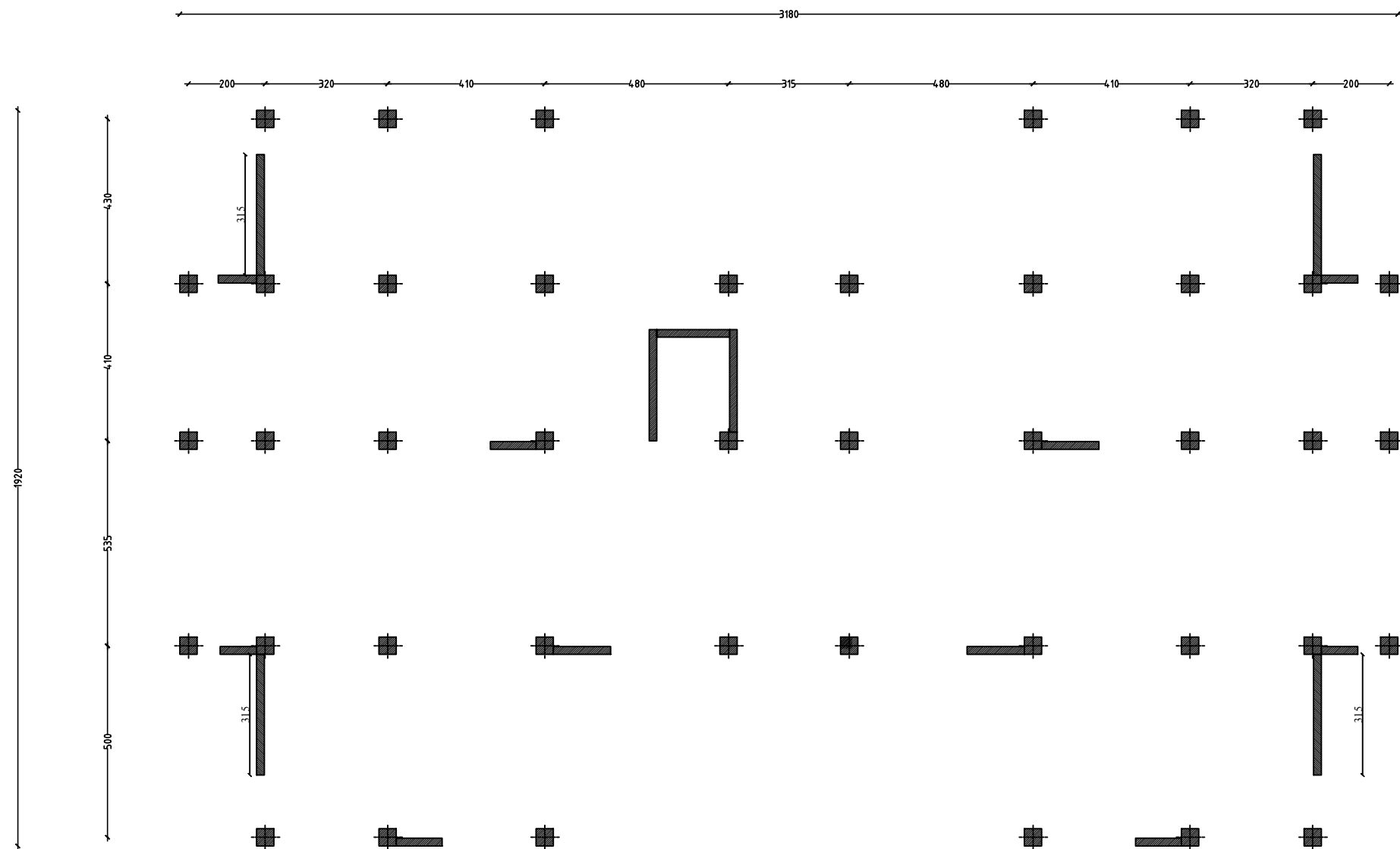
Plan Etage 01



Plan Etage 08 à 09



Plan Etage 06 à 07



Pisposition Des Voiles

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :
Mr : IDIR

PROMOTION : 2020/2021

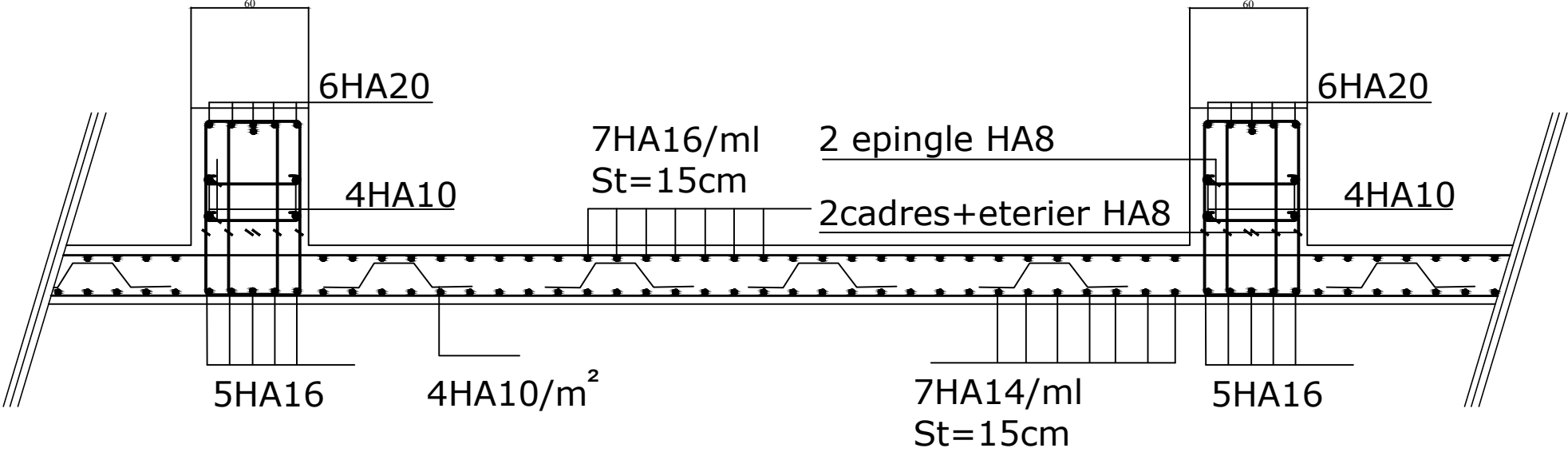
TITRE :

DISPOSITION DES VOILES

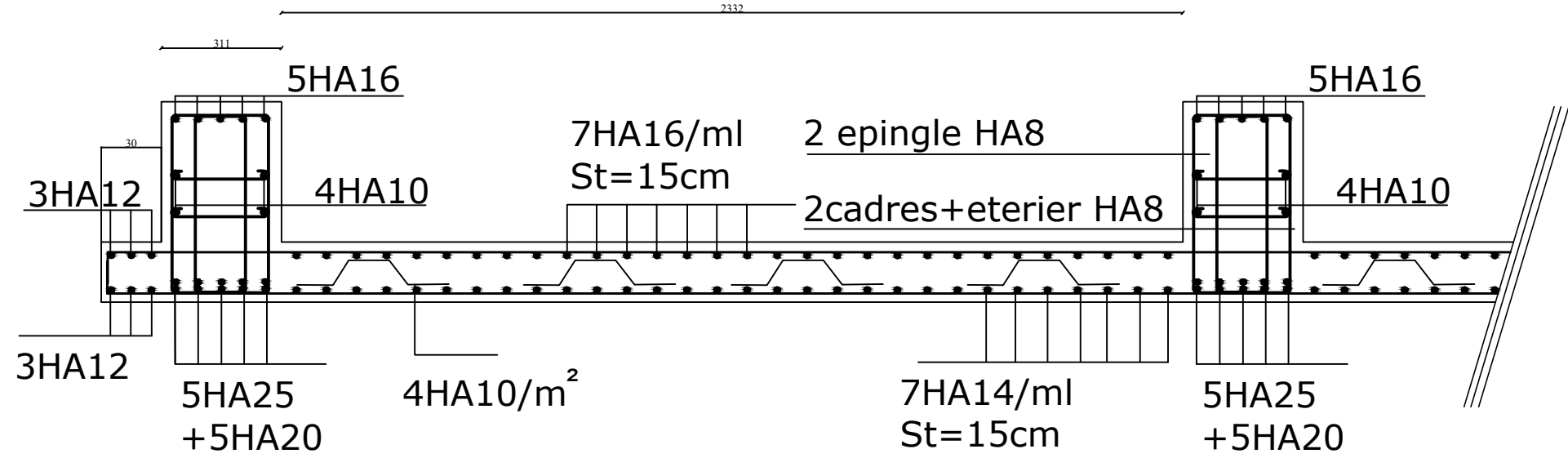
PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE NERVURE DIM
(60 X 100) sens X-X



en travée



en appui

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

PROMOTION : 2020/2021

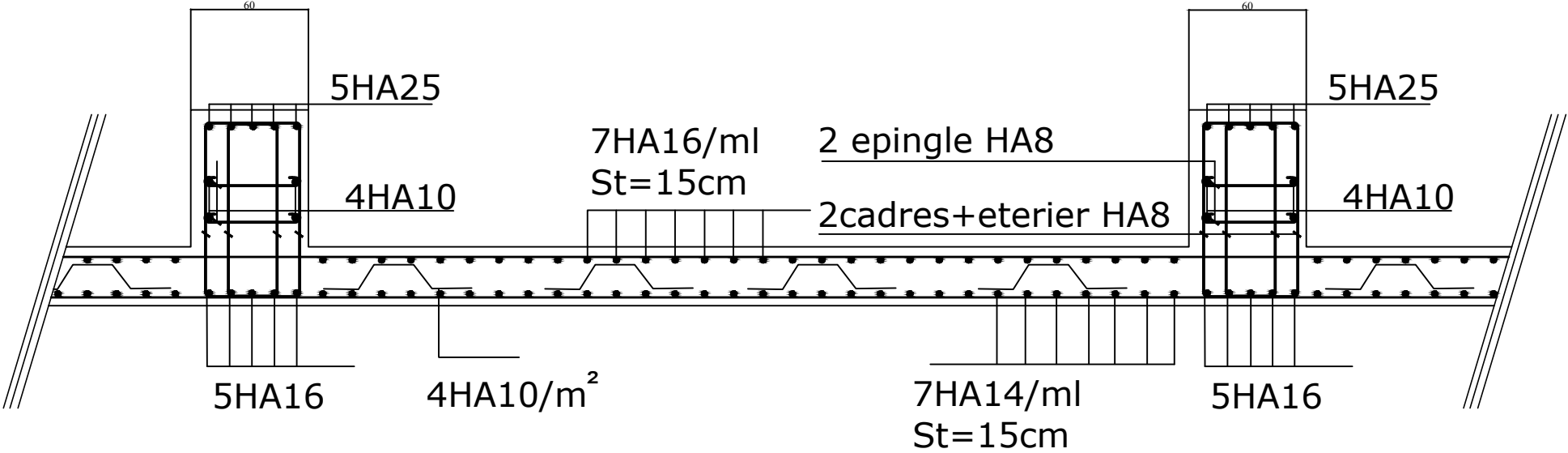
TITRE :

coffrage ferrailage de L'infrastructure X-X

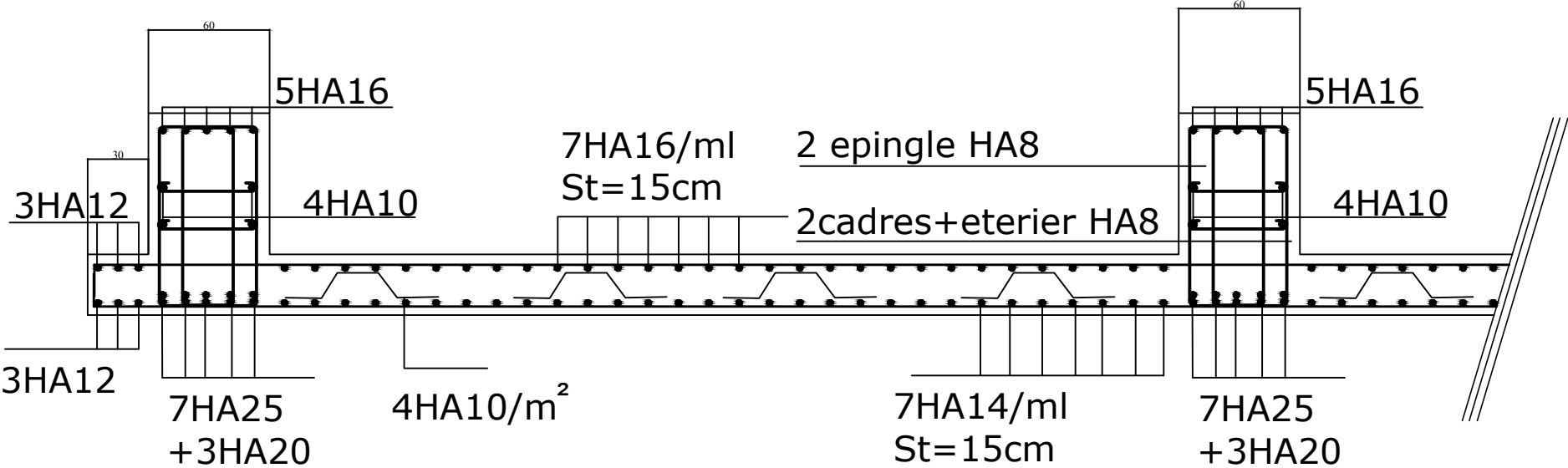
PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE NERVURE DIM
(60 X 100) sens Y-Y



en travée



en appui

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

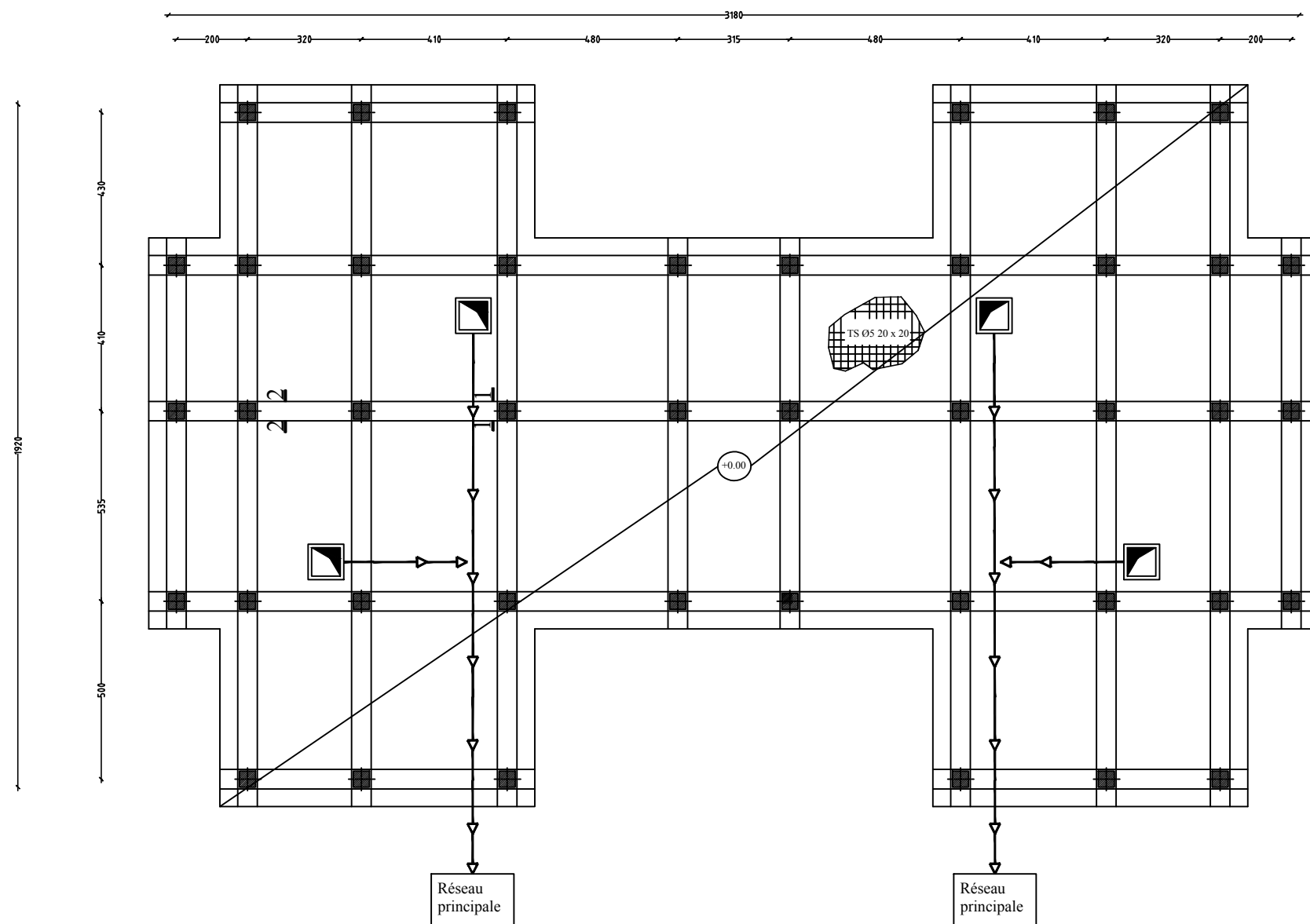
PROMOTION : 2020/2021

TITRE :

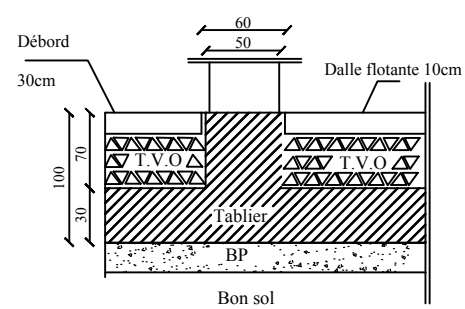
coffrage ferrailage de L'infrastructure Y-Y

PLANCHE N°

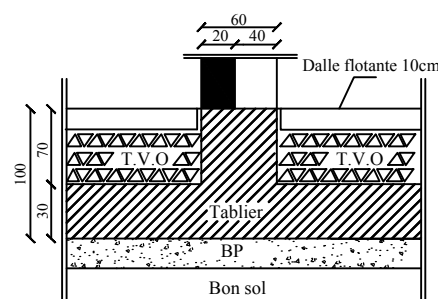
ECHELLE



Coupe 1-1



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

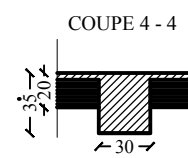
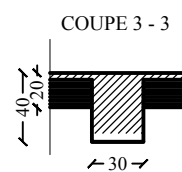
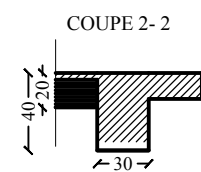
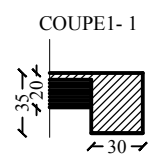
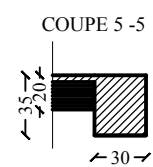
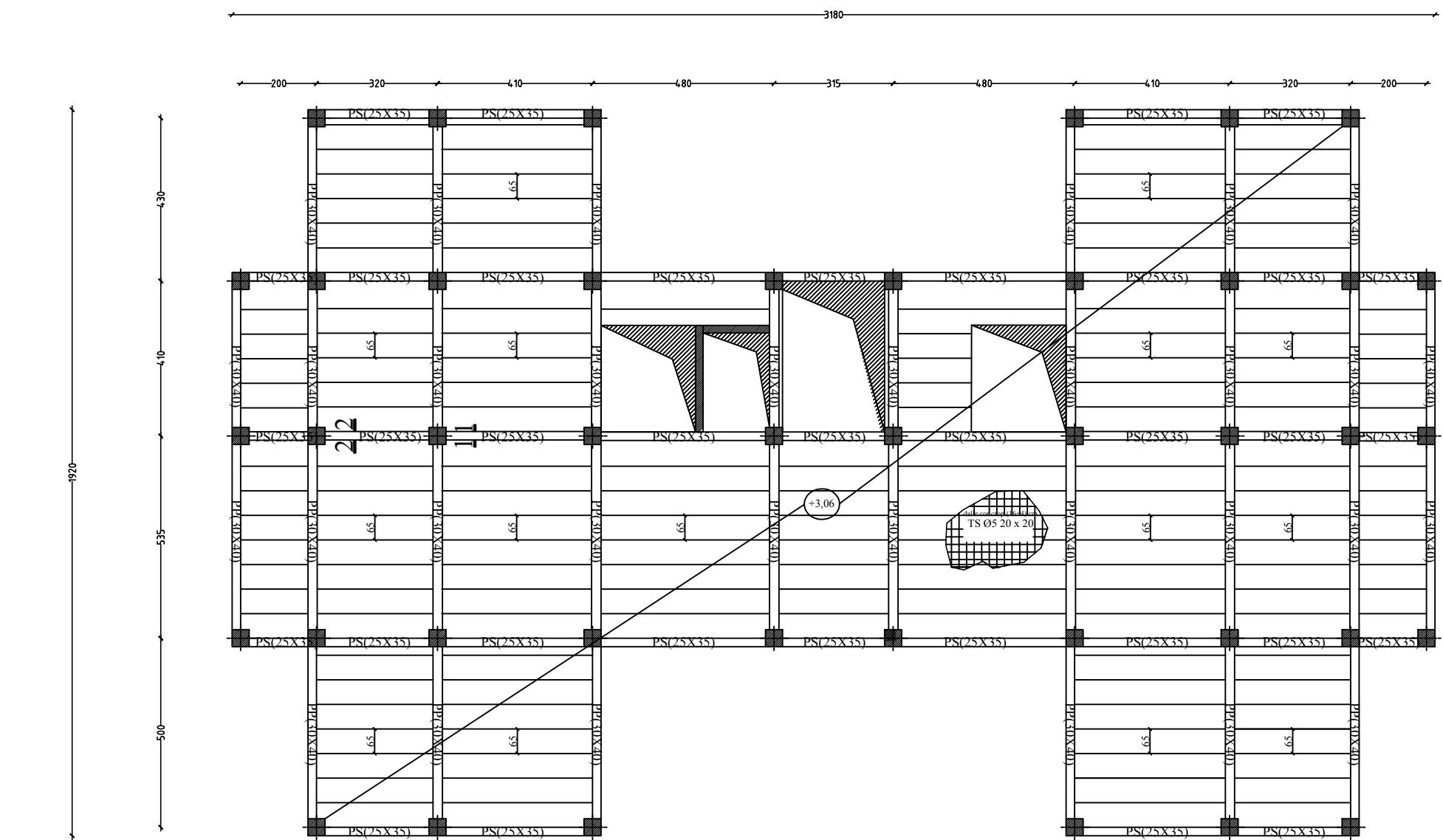
PROMOTION : 2020/2021

TITRE :

plans de coffrage niveau +0,00

PLANCHE N°

ECHELLE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : CHITTI Lycia

DIRIGE PAR :

Mr : IDIR

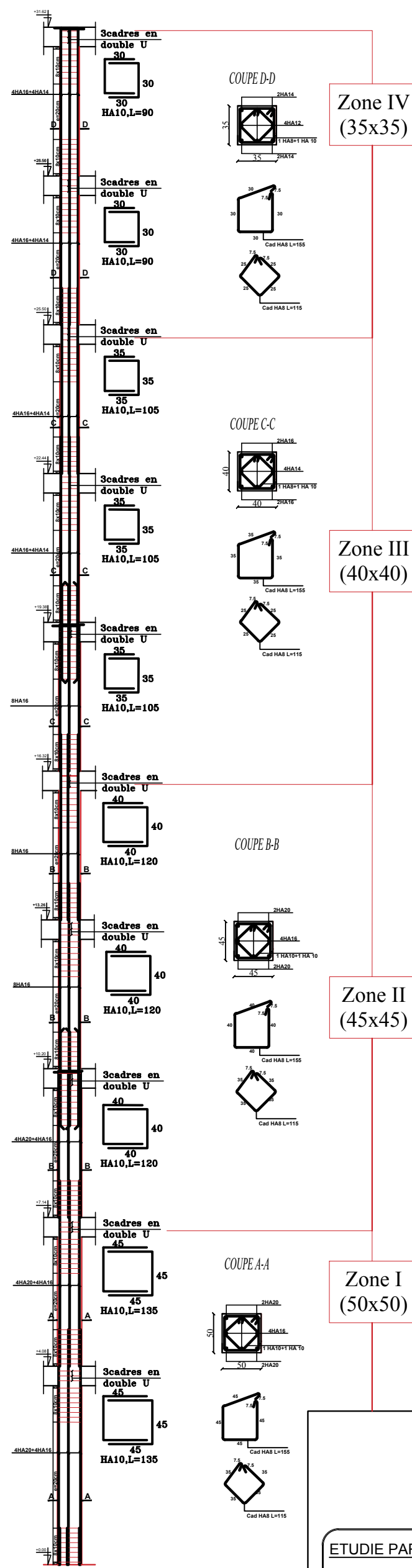
PROMOTION : 2020/2021

TITRE :

plans de coffrage niveau +3,06

PLANCHE N°

ECHELLE



Zone IV
(35x35)

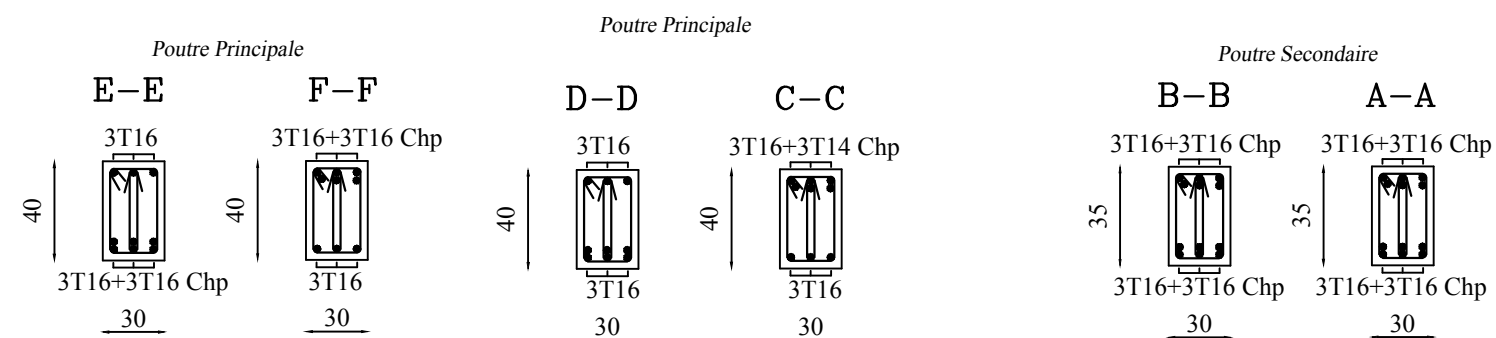
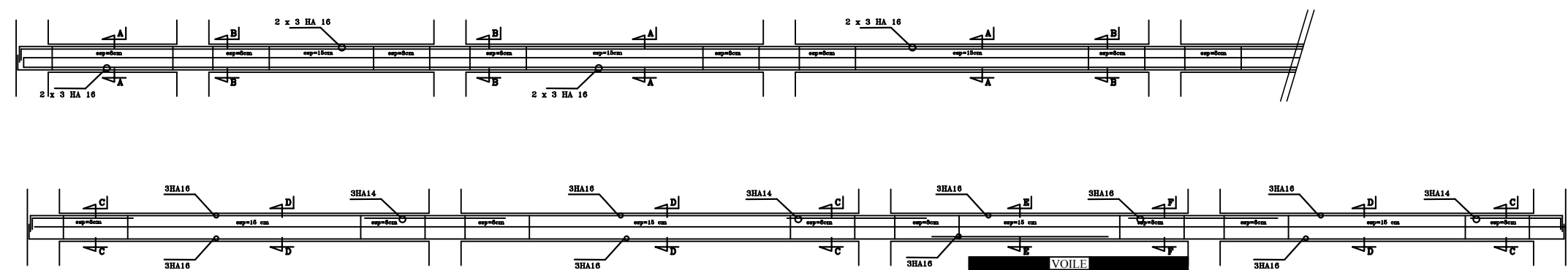
Zone III
(40x40)

Zone II
(45x45)

Zone I
(50x50)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

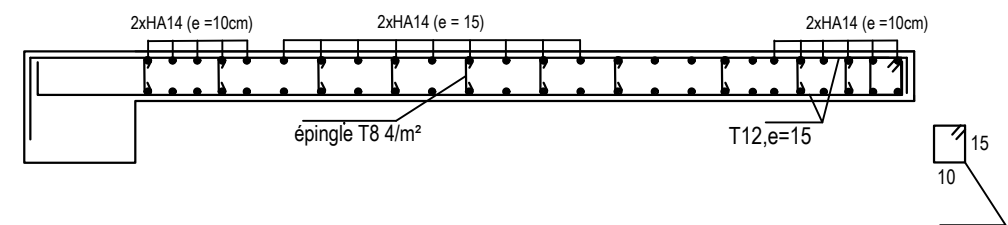
<u>ETUDIE PAR :</u> Melle : CHITTI Lycia		TITRE : FERRAILLAGE DES POTEAUX	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr : IDIR			
PROMOTION : 2020/2021		PLANCHE N°	ECHELLE



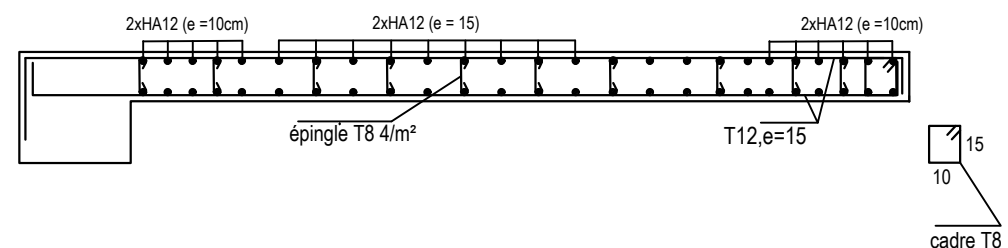
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>ETUDIE PAR :</u> Melle : CHITTI Lycia		TITRE : coffrage ferrailage de Poutres	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr : IDIR			
PROMOTION : 2020/2021		PLANCHE N°	ECHELLE

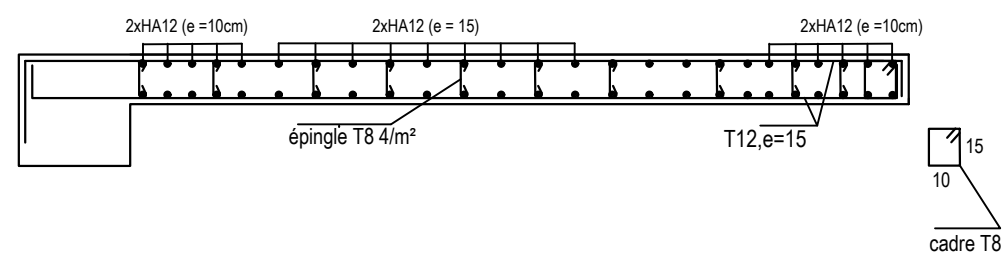
Ferrailage voile de 3,15 m Zone I



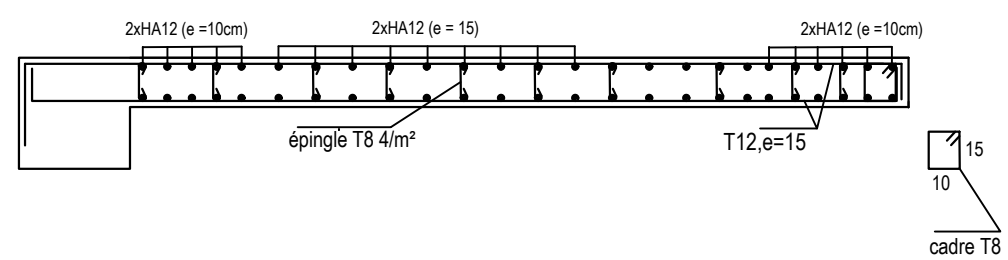
Ferrailage voile de 3,15 m Zone II



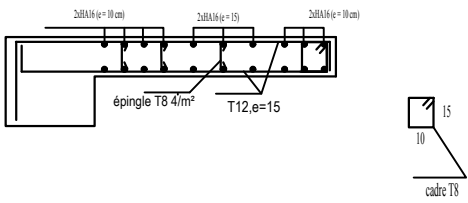
Ferrailage voile de 3,15 m Zone II



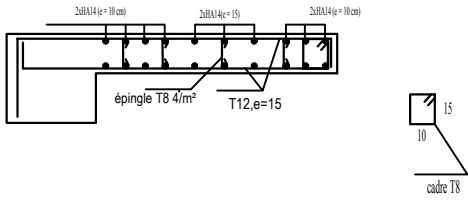
Ferrailage voile de 3,15 m Zone IV



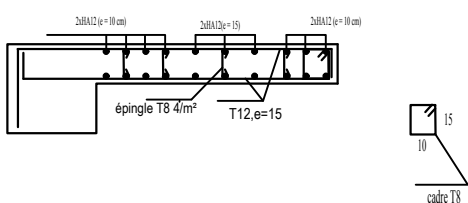
Ferrailage voile de 1,2 m Zone I



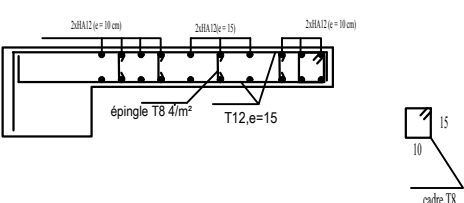
Ferrailage voile de 1,2 m Zone II



Ferrailage voile de 1,2 m Zone III



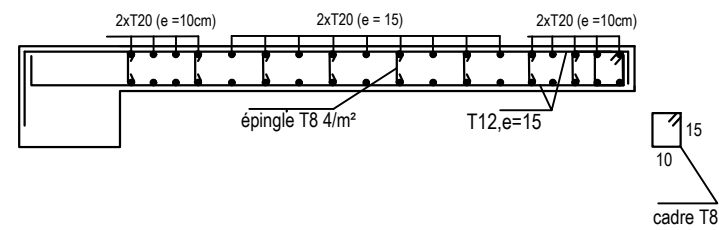
Ferrailage voile de 1,2 m Zone IV



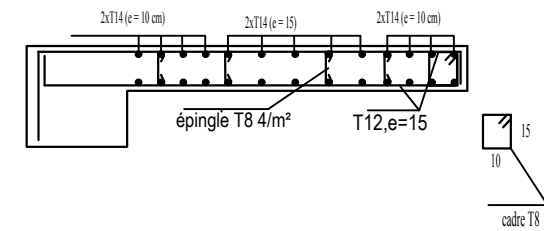
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>ETUDIE PAR :</u> Melle : CHITTI Lycia		TITRE : ferrailage des Voiles	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr : IDIR			
PROMOTION : 2020/2021		PLANCHE N°	ECHELLE

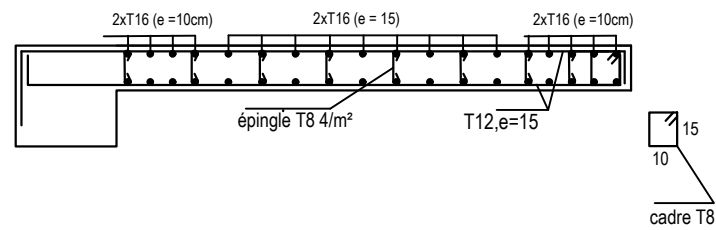
Ferrailage voile de 2,3 m Zone I



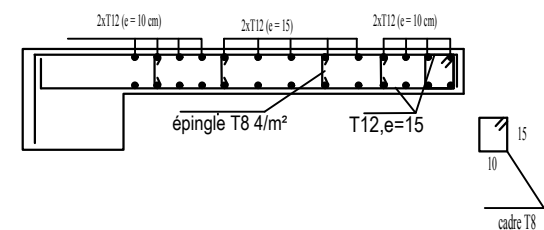
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



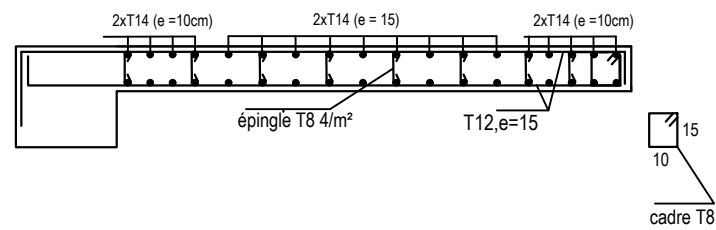
Ferrailage voile de 2,3 m Zone II



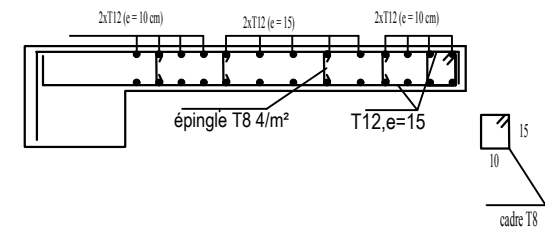
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



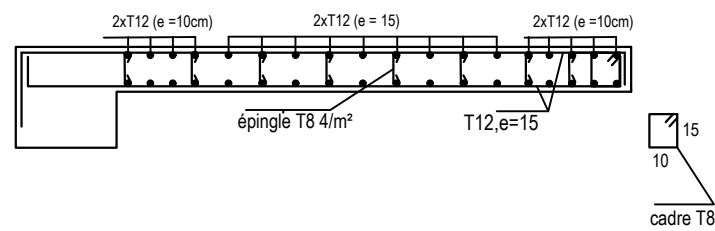
Ferrailage voile de 2,3 m Zone III



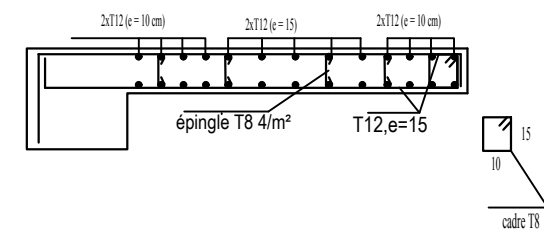
Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



Ferrailage voile de 2,3 m Zone IV



Ferrailage voile de 1,5 m Zone IV



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle : CHITTI Lycia	TITRE : ferrailage des Voiles	
DIRIGE PAR : Mr : IDIR		
PROMOTION : 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE