REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE

DE FIN D'ETUDES

En Vue d'Obtention du Diplôme MASTER en Génie civil.

Option: Construction Civil et Industrielle.

Thème

Etude d'un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation et commercial.

Dirigé par :

Mr : BOUHERAOUA Ali

Etudié par :

M^{elle} : OUMEILA Dehbia

Promotion 2016/2017

Remerciement

Tous mes remerciements à Dieu, le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur **Monsieur BOUHERAOUA** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il m'est agréable de pouvoir exprimer mes sincères sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin mes sincères remerciements et ma profonde gratitude s'adresse également aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon projet de fin d'étude.

Merci.

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

A ma chère tante ARBAOUI Malika qui est mon exemple dans la vie,

A ma chère sœur Nabila ainsi qu'à ses enfants,

A ma petite sœur Sara,

A toute ma famille sans exception,

A mes camarades : Sabrina, Karima, Katia et Fahima,

A tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

SOMMAIRE

Introduction Page 01

Chapitre I Présentation et description de l'ouvrage Page 03

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments Page 15

Chapitre III Calcul des éléments
- III.1 L'acrotère Page 28
- III.2 Les planchers Page 35
- III.3 Les balcons Page 54
- III.4 Les escaliers Page 59
- III.5 La poutre palière Page 71
- III.6 Dalle salle machine Page 80

Chapitre IV : Modélisation de la structure Page 88

Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA Page 107

Chapitre VI : Le ferraillage
- VI.1 Ferraillage des poteaux Page 115
- VI.2 Ferraillage des poutres Page 125
- VI.3 Ferraillage des voiles Page 135

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure Page 154

Conclusion Page 176

Bibliographie

INTRODUCTION

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace
Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.
Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.
Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- Confort,
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité (duré de vie),
- Résistance au feu.

Rappelons que le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.
Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.
Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble **R+8** en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. **Il** s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOUILLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).
Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **ETABS** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent document s'articule sur les points suivants:

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé;
- La conception structurale du projet;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Le projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation et commercial) contreventée par des voiles et portiques.
L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté au chef-lieu de la willaya de **TIZI-OUZOU**(village de **TAMDA**), classée de moyenne sismicité (zone **IIa**) selon le **RPA99/** version**2003.**
La contrainte admissible du sol, évaluée par un laboratoire de géotechnique, est : σ= 2 bars.

I.2 DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet de fin d'études porte sur le calcul de différents éléments résistants d'un bâtiment (R + 8) à usage multiple, à ossature mixte. Ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance **(groupe d'usage 2).** Il est composé :

- d'un RDC à usage commercial
- de huit (08) étages à usage d'habitation, chacun d'eux étant composé de deux (02) appartements,
- d'une (01) cage d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur.

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques de notre immeuble sont comme suit :

- **En plan**
  - Longueur totale du bâtiment : **16,00** m,
  - Largeur totale du bâtiment : **15,10** m.
- **En élévation**
  - Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère) : 28,9 m,
  - Hauteur du rez-de-chaussée : 4,42 m,
  - Hauteur d'étage courant :3,06m.

I.4 ELEMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE

I.4.1 Ossature

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de structures :

- **Contreventement par portique**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux) capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

- **Contreventement par voiles**

Il est composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I.4.2 Planchers

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

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal. Ils doivent supporter leur poids propre et les charges du niveau et transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour 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.

Cet ouvrage est constitué d'un seul type de plancher : plancher en corps creux. Ces corps creux sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux)

I.4.3 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

I.4.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage. Il est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques mentionnées sur la figure ci-après.

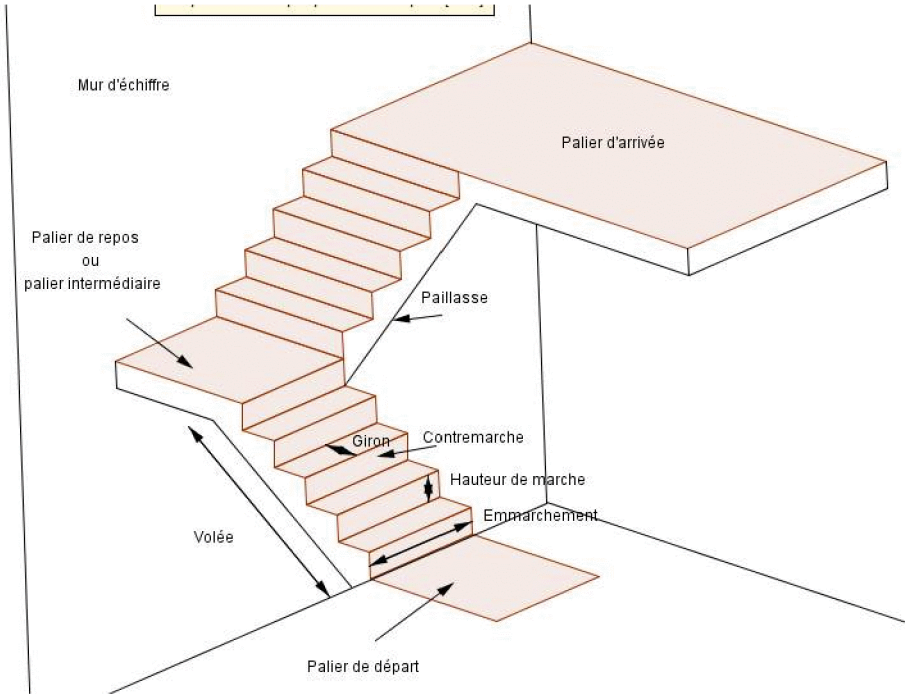


Figure I.1 *Principaux termes relatifs à un escalier.*

L'escalier est composé des éléments suivants :

- Le palier de départ,
- Le palier de repos,
- Le palier d'arrivée,
- la volée qui n'est autre qu'une suite ininterrompue de marches.

I.4.5 Cage d'ascenseur

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

I.4.6 Maçonnerie

On distingue :

- Murs extérieurs (double paroi).
- Murs intérieurs (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- Murs extérieurs : ils sont constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creusesà 8 trous de 10 cm séparéesd'une lame d'aire de **5**cm d'épaisseur,

- Murs intérieurs : ils sontréalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm.

I.4.7 La terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.4.8 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

I.4.9 Acrotère

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 0,6m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.10 Fondation

1. Définition

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

2. Fonction des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

3. Différents types de fondations

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier.

- **Les fondations profondes**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux, puits.

4. Facteurs de choix du typede fondation

- La nature de l'ouvrage à fonder : usage du bâtiment.

- La nature de terrain : connaissance du terrain par sondage et définition de ces caractéristiques géotechniques.

- Le site : urbain, montagne, bord de mer,…

- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,…

- Le coût des fondations : facture importante mais non décisive.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du

béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.5.1.1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1.Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton

I.5.1.2.1. Résistance à la compression f_{cj} [Art. A2.1, 11]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un ciment de classe CPJ 32,5 dosé à 350 Kg/m^3, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (f_{c28} = 25 MPa)

- Pour $f_{cj} \leq 40\,\text{MPa}$: $f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}67 + 0{,}83\,j} f_{c28}$, exprimée en MPa
- Pour $f_{cj} \rangle 40\,\text{MPa}$: $f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40 + 0{,}95\,j} f_{c28}$, exprimée en MPa

I.5.1.2.1 Résistance caractéristique en traction f_{tj} (Art. A2.1, 12 BAEL91)

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton.C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28}$, si $f_{28} \leq 60$ MPa (ART A.2.1.12, BAEL 91)

$f_{tj} = 0{,}275\,(f_{cj})^{2/3}$, si $f_{28} > 60$ MPa (annexe F)

Dans notre cas : $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1$ MPa

I.5.1.1 Module de déformation longitudinale du béton

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa (ART A.2.1.2.1.BAEL 91

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, On a : $E_{i28} = 32164{,}2$ MPa

- **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant). On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépond de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa (art 2.1, 2 BAEL91

$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$ si $f_{c28} > 60$ MPa sans fumée de silice (art 2.1, 2 BAEL91

$E_{vj} = 6100$ si $f_{c28} > 60$ MPa avec fumée de silice (art 2.1, 2 BAEL91

Pour notre cas : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$ soit $E_{vj} = 3700(25)^{\frac{1}{3}} = 10818{,}8656$ MPa.

I.5.1.2 Module de déformation transversale

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{MPa}$$

Avec : **E** : module de Young (module d'élasticité)

ν : coefficient de poisson $\nu = \dfrac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

Et : $\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale

I.5.1.3 Coefficient de Poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversal (Δd/d) et la déformation relative longitudinale (Δl/l) : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$.

- $\nu = 0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations (ART- 2.1.3, BAEL 91)
- $\nu = 2$: à l'ELU, pour le calcul des déformations (ART-2.1.3, BAEL 91).

I.5.1.4 Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, Ev= $E_\infty = 3E_i$.

I.5.1.5Phénomène de retrait

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir ; ceci est dû à l'évaluation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1{,}5x10^{-4}$à $5x10^{-4}$ selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

-Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
-Maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
-Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir lesfissures de retrait,
-Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
-Utiliser des adjuvantes limitant les effets du retrait.

I.5.1.6 Dilatation thermique

Une variation de température peut entrainer des dilatations qui engendrent ensuite des contraintes internes de traction.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voile, façades…) des bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I.5.1.7 Etat limite de contrainte de béton

On distingue deux états limites :

- **Les Etats Limites Ultimes (E.L.U)**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure ou à d'autres formes de ruines structurales qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à L'.E.L.U, le diagramme réel de déformations données sur la figure **I.2** (lediagramme de calcul dit parabole rectangle).

$E_{bc1} = 2{}^{0}\!/_{00}$

$$E_{bc2} = \begin{cases} 3{,}5\,‰ & \text{si } f_{cj} \leq 40\,\text{MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \\ (4{,}5 - 0{,}025 \cdot f_{cj}) & \text{si } f_{cj} > 40\,\text{MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \end{cases}$$

- La valeur du calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

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

Avec : θ =1 pour t >24h

θ =0,9 pour t $1 \leq t \leq 24\,h$

$\theta = 0{,}85\,pour t < 1h$

Et : γ_b coefficient de sécurité partiel

γ_b =1,5 Pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

γ_b =1,15 Pour les cas accidentels (situation accidentelle).

- La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 f_{cj} = 0{,}6 f_{28} = 15\,\text{MPa}$$

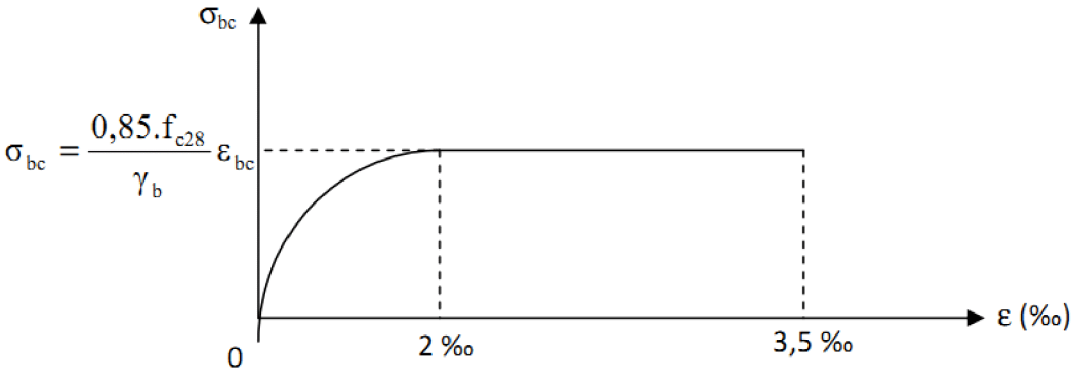


Figure I.3 *Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.*

- **Les Etats Limites de Service (E.L.S)**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hook d'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S.

Pour des charges de longue duréeE_b=E_{vj}et U=0,2 :la résistance mécanique du béton tendu est négligée (art-4.5.1, BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier (E_b=13333 MPa)

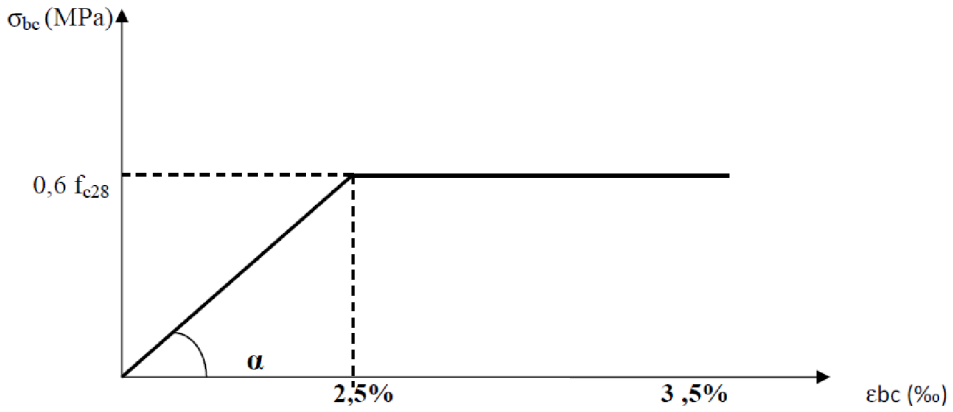


Figure I.4 *Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.*

I.5.1.8 Poids volumique du béton

Le poids volumique est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m^3 s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m^3 s'il est armé.

I.6 ACIER

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%.

Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression. Son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton. Il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module d'élasticité.

I.6.1 Types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures :

- **Les aciers doux :** ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 à 235 MPa, ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I :** ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%, ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%, ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%, ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Tableau I.1 *Valeurs des contraintes admissibles de l'acier*

Barres lisses	Ø	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité fe (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	**HA**	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

I.6.2 Contrainte limite dans les aciers

1. Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Art 2.2.1 BAEL 91)}$$

Avec: γ_s : coefficient de sécurité qui et donné par :

- $\gamma_s = 1{,}15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1{,}0$ pour les situations accidentelles.

▪ Pour les aciers H.A, $f_e = 400$ MPa

- $\gamma_s = 1{,}15 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{400}{1{,}15} = 348$ MPa
- $\gamma_s = 1{,}0 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{400}{1{,}0} = 400$ MPa $\sigma_s = \frac{400}{1.0} = 400$ MPa

▪ Pour les aciers R.L, $f_e = 235$ MPa

- $\gamma_s = 1{,}15 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{235}{1{,}15} = 204$ MPa
- $\gamma_s = 1{,}0 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{235}{1{,}0} = 235$ MPa

▪ Pour les aciers soudés, $f_e = 520$ MPa

- $\gamma_s = 1{,}15 \Longrightarrow \sigma_s = \frac{520}{1{,}15} = 452{,}17$ MPa

➢ $\gamma_s = 1{,}0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \dfrac{525}{1{,}0} = 500\,\text{MPa}$

2. Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque corrosion des armatures) on est amenée à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

On peut distinguer trois types de fissuration :

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments intérieurs, la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- Fissuration préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} =\leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot \mathrm{f_{tj}}}\right)$ (Art.A.4.5.32 BAEL 91).

- Fissurationtrèspréjudiciable

Milieu fortement agressif. Dans ce cas, on note :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} =\leq \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot \mathrm{f_{28}}}\right)$

La valeur de $\overline{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28} = 2{,}1\,\text{MPa}$ et η=1.6 est :

$\sigma_{st} = 164{,}97\,\text{MPa}$, pour les **HA.**

3. Notion d'états limites

Conformément aux règles de BAEL 91 deux catégories d'états limites sont distinguées à savoir :

a) L'état limite ultime (ELU)

A l'état limites ultime on doit satisfaire les critères suivants :

- Equilibre statique de l'ouvrage,
- La résistance de l'un des matériaux utilisés,
- Stabilité de forme (par de flambement).

b) L'état limite de service (ELS)

Les vérifications dans le cas de l'état limite de service portent sur :

- La contrainte maximale du béton à la compression,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

Règlements utilisés :

Les calculs seront faits conformément aux règles BAEL 91 et RPA.

4. Diagramme contraintes déformations de l'acier

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

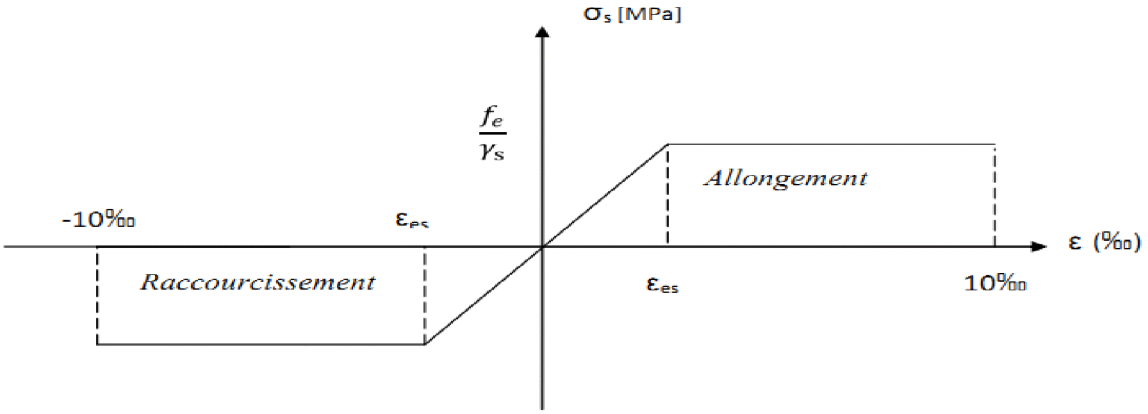


Figure I.4 *Diagramme contraintes déformations de l'acier.*

5. Protection des armatures (BAEL 91 mod 99 Art A.7.2.4)

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

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

Dans notre structure on prend un enrobage : **c = 3 cm.**

I.7 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE SOLS

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble, d'une bonne capacité portante,la contrainte admissible$\sigma_{sol} = 2bars$

I.7.1 Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b0\ Xd}$$

Vu : effort tranchant de la section étudiée (calculé à l'ELU).
b_0 : valeur de largueur de la section cisaillée.
d : valeurs de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min(0{,}13 fc_{28}\ ;\ 4\ MPa)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min(0{,}10 fc_{28}\ ;\ 3\ MPa)$.

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 INTRODUCTION

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous passons au prédimensionnement desdifférents éléments de mon projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.
Ce prédimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / 2003
- Le CBA 93
- Le BAEL 91 révisé en 99

II.2 LES PLANCHERS

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique**

Le plancher doit pouvoir supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation ; En outre, il transmet les efforts aux poutres qui, à leur tour les transmettent aux poteaux. Ces derniers les transmettent aux fondations.

- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique**

Elle est assurée par :

- une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales,
- un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes,
- des hourdis associés avec des poutrelles,
- unedalle de compression contre les bruits.

II.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX

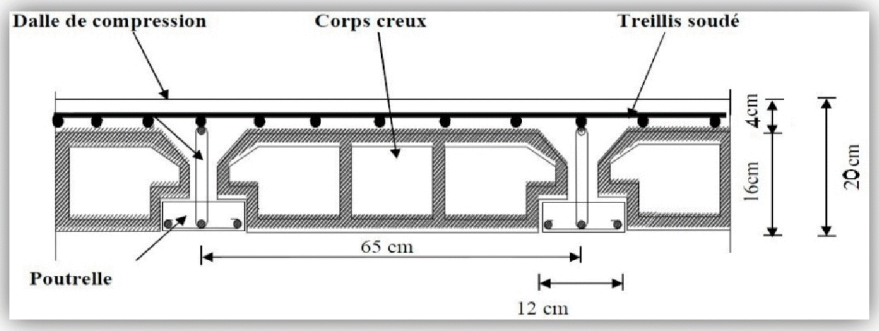


Figure I.1 *Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.*

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t» est donnée par : $\mathbf{h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}}$

Avec : h_t : hauteur du plancher

L_{max} : portée libre de la plus grande portée dans le sens considéré.

Dans notre cas : $L_{max} = 325 - 25 = 300$ cm

On aura donc : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{300}{22,5} = 13,33$cm

Ainsi, on adopte : $\mathbf{h_t = 20cm}$.

Soit donc un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cmpour la hauteur du corps creux,
- 4 cmpour la hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 PLANCHERS A DALLE PLEINE (BALCON ET PORTE A FAUX)

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante que les autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon leur portée.

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

Avec : L_0: portée libre (*L_0 = 1,55m).*

e : épaisseur de la dalle.

$e \geq \frac{1,55}{10} = 0,115$ m $\approx 15,5$cm

Donc on adopte une épaisseur de : **16 cm.**

II.3 LES POUTRES

Ce sont des éléments en béton armé,couléd sur place. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le règlement BAEL 91 modifié 99 les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche et vérifiées par le RPA99 version 2003 **(Art 7.5.1)**.

- Largeur:$\mathbf{b \geq 20cm}$
- Hauteur:$\mathbf{h \geq 30cm}$
- Le rapport:$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq \mathbf{4.}$

La hauteur « h » de la poutre est donnée par:$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}}$**(ArtA4.14BAEL91modifié99)**

Avec:

L: portée max entre nus des appuis.

La largeur b est donnée par :

$$\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$$

II.3.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (SENS LONGITUDINAL)

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre**

On a: $L_{max} = 450 - 25 = 425$ cm.

$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$ $28{,}33 \leq h \leq 42{,}5$

On prend: **h = 40cm.**

- **Largeur de la poutre**

$0{,}4 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40$ ⇨ $16 \leq b \leq 28$

On prend : **b = 30cm.**

- **Vérification des conditions du RPA**

$h = \mathbf{40}$ cm $> 30\ cm$
$b = \mathbf{30}$ cm $> 20\ cm$
$\frac{h}{b} = \mathbf{1,33} < 4$
} Conditions vérifiées

II.3.2 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre**

On a: $L_{max} = 325 - 25 = 300$ cm.

$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$ ⇨ $20 \leq h \leq 30$

On prend **h = 30cm.**

- **Largeur de la poutre**

$0{,}4 \times 30 \leq b \leq 0{,}7 \times 30$ ⇨ $12 \leq b \leq 21$

On prend**b = 30cm.**

- **Vérification des conditions du RPA**

$h = 30$ cm ≥ 30 cm
$b = 20$ cm ≥ 20 cm
$\frac{h}{b} = 1{,}5 \leq 4$
} Conditions vérifiées

- **Conclusion**

- Poutre principale : **30 x 40** cm².
- Poutre secondaire : **20 x 30** cm².

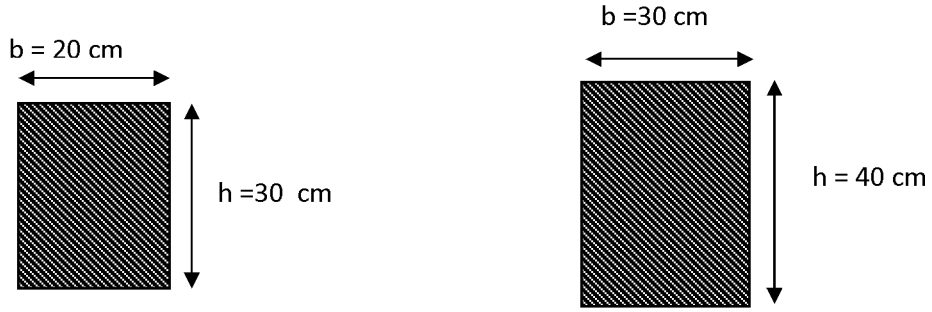


Figure II.2 *Dimensionnement des poutres.*

II.4 LES POTEAUX

II.4.1 GENERALITES

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Prédimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N. O**n calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charges.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{S \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}}; \quad \text{avec:} N_S = G + Q$$

Nous avons :*Ns* : Effort normal de compression à la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

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

- Min(b ; h) ≥ 25 cm : zone **I** et **IIa.**
- Min (b ; h) ≥ 30cm :zone **III** et **IIb**.
- Min (b ; h) ≥ $\frac{h_e}{20}$; he est la hauteur libre entre étages.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

L'effort normal « **Ns** » sera déterminé à partir de la descente de charges. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.2 DESCENTE DE CHARGES

1. Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité B2.

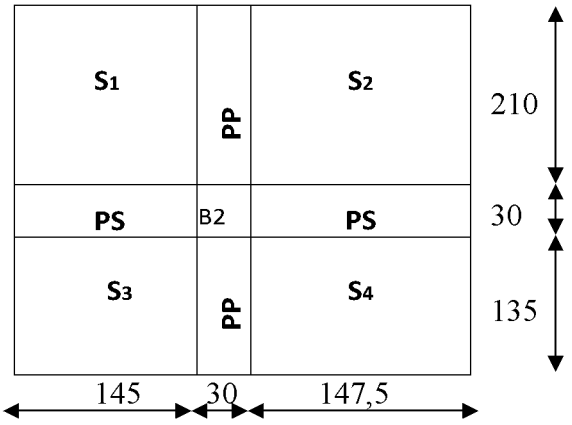


Figure II.3 *Surface d'influence du poteau le plus sollicité.*

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (B_2) sera déterminée comme suit :

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Tel que :

- $S_1 = 2{,}10 \times 1{,}45 = 3{,}045\ m^2$
- $S_2 = 2{,}10 \times 1{,}475 = 3{,}10\ m^2$
- $S_3 = 1{,}35 \times 1{,}45 = 1{,}95\ m^2$
- $S_4 = 1{,}35 \times 1{,}475 = 2\ m^2$

D'où : $\mathbf{S_{tot} = 10,1 m^2}$

2. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

2.1 Les charges permanentes

a. Les planchers

Nous possédons deux types de planchers :

- **Plancher terrasse :** la terrasse est inaccessible.

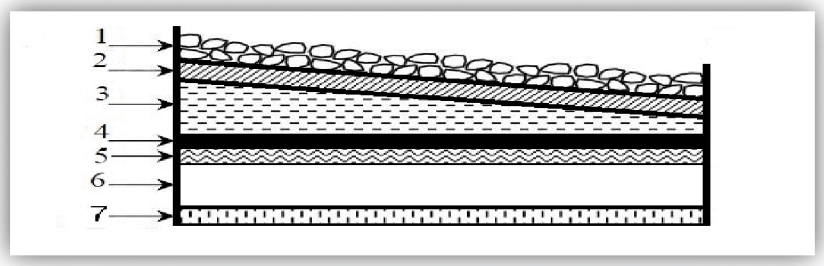


Figure II.4 *Coupe verticale du plancher terrasse.*

Tableau II.1 *Charge permanente du plancher d'étage terrasse*

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN / m^3)	Charge G (KN / m^2)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Étanchéité multiple	2	06.00	0.12
3	Forme de pente	7	20.00	1.4
4	Feuille polyane	4	00.04	0.01
5	Isolation thermique	4	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux	16+4	/	2.85
7	Enduit de plâtre	2	10.00	0.20
		Charge permanente G_{Totale}		**5.74**

- **Plancher étage courant**

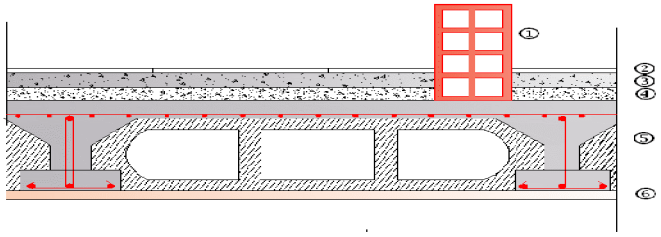


Figure II.5 *Coupe verticale du plancher d'étage.*

Tableau II.2 *Charge permanente du plancher d'étage courant*

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Charge G (KN/m^2)
6	Revêtement carrelage	2	20	0.40
5	Mortier de pose	3	22	0.44
4	Couche de sable	2	18	0.36
3	Plancher en corps creux	16+4	/	2.85
2	Enduit sous plafond	2	10	0.20
1	Cloison de séparation	10	/	0.90
		Charge permanente G_{Totale}		**5.15**

a) **Plancher dalle pleine** (balcon et porte à faux)

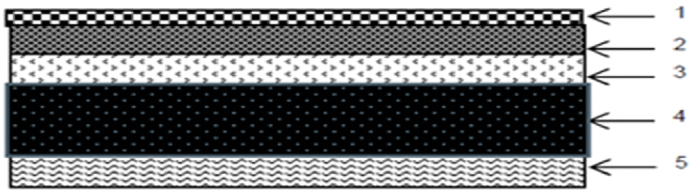


Figure II.6 *Coupe du plancher en dalle pleine.*

Tableau II-3 *Charge permanente de la dalle pleine*

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m^2)	Charge (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	22	0.44
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	16	25	4
5	Enduit plâtre	2	18	0,36
				G_t = 5,5

b. Maçonnerie

Il y a deux types de murs : les murs extérieurs et les murs intérieurs.

- **Murs extérieurs**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à **30** cm.

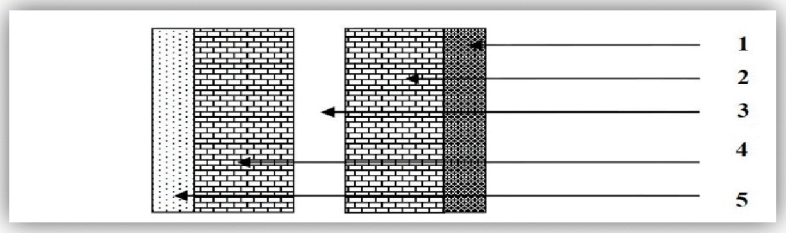


Figure II.7 *Coupe verticale du mur extérieur.*

Tableau II-4 *Charge permanente du mur extérieur*

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charge G (KN/m²)
1	**Mortier de ciment**	2	18	0,36
2	**Briques creuses**	15	0,9	1,35
3	**Lame d'air**	5	/	0,00
4	**Briques creuses**	10	0,9	0,90
5	**Enduit de plâtre**	2	1	0,20
		Charge permanente G_{Totale}		**2,85**

- **Murs intérieurs**

Ils sont constitués de briques creuses de **10** cm et un enduit en plâtre sur les 2 faces.

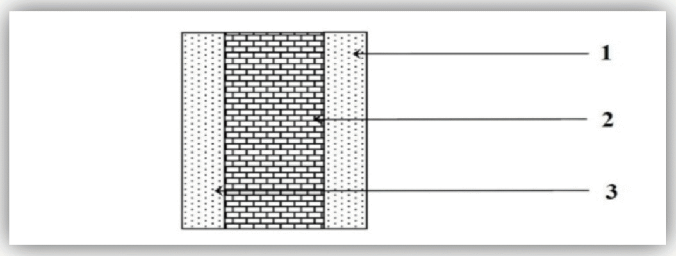


Figure II.8 *Coupe verticale du mur intérieur.*

Tableau II-5 *Charge permanente du mur intérieur*

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charge G (KN/m²)
1	**Enduit de plâtre**	1,5	0,1	0,15
2	**Briques creuses**	10	0,09	0.90
3	**Enduit de plâtre**	1,5	0,1	0,15
Charge permanente $\mathbf{G_{Total}}$				**1,2**

2.2 Les surcharges d'exploitations

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relatives aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.6 *Surcharge d'exploitation des différents éléments*

Eléments	Surcharges Q (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	**1,0**
Plancher à usage habitation	**1,5**
Plancher à usage commercial	**2,5**
Balcons	**3,5**
Escalier	**2,5**
Acrotère	**1,0**

2.3 La descente de charge

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau B2.

A. Aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Elle est déjà calculée : S $= \mathbf{10,1}$ m^2

b. Charges permanentes

- **Plancher terrasse**

$$\mathbf{P = G \times S}$$

$$P = G_t \times S = 5{,}74 \times 10{,}1 = \mathbf{57,97}\ \text{KN}.$$

- **Plancher d'étage courant**

$$P = G_{etg} \times S = 5{,}15 \times 10{,}1 = 52{,}01 \text{ KN.}$$

- **Poids propres des poutres**

$$\mathbf{P = b \times h \times L \times \rho}$$

  - **Poutre principale (30× 40)**

$$P_{PP} = 0{,}30 \times 0{,}40(2{,}10 + 1{,}35)25 = 10{,}35\text{KN.}$$

  - **Poutre secondaire (20×30)**

$$P_{PS} = 0{,}20 \times 0{,}30(1{,}45 + 1{,}475)25 = 4{,}39\text{KN.}$$

D'où le poids des poutres est de :

$$P_{tot} = 10{,}35 + 4{,}39 = \mathbf{14{,}74} \text{ KN.}$$

- **Poids des Poteaux**

la section adoptée selon le RPA : **25 x 25** cm^2

  - **Poteaux étage courant**

$$\mathbf{P = b \times h \times L \times \rho}$$

$$P_{pot_{etg}} = 0{,}25 \times 0{,}25 \times 3{,}06 \times 25 = 4{,}78\text{KN.}$$

  - **Poteaux du RDC**

$$P_{pot_{RDC}} = 0{,}25 \times 0{,}25 \times 4{,}42 \times 25 = 6{,}91\text{KN.}$$

c. Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 10{,}1 = \mathbf{10{,}1}$ KN.
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \cdots = Q_7 = 1{,}5 \times 10{,}1 = \mathbf{15{,}15}$ KN.
- Plancher RDC : $Q_8 = 2{,}5 \times 10{,}1 = \mathbf{25{,}25}$ KN.

d. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage

- **Généralités**

Le document technique réglementaire DTR.B.C.2.2 nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \text{ ; pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_n : charge d'exploitation à l'étage en tenant compte de la dégression des charges

Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage.

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

Coefficients de dégression de surcharges (**DTR B.C. 2.2(4)(art6.3)**

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Nivaux	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

- **Surcharges cumulée d'après la loi de dégression des charges**

Etage 8 : $Q_0 = 10{,}10$ KN.
Etage 7 : $Q_0 + Q_1 = 10{,}10 + 15{,}15 = 25{,}25$
Etage 6: $Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2) = 10{,}10 + 0{,}95(15{,}15 + 15{,}15) = 38{,}88$
Etage 5 : $Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10{,}10 + 0{,}90(3 \times 15{,}15) = 51{,}01$
Etage 4 : $Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 61{,}61$
Etage 3 : $Q_0 + 0{,}80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 70{,}70$
Etage 2 : $Q_0 + 0{,}75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 78{,}27$
Etage 1 : $Q_0 + 0{,}714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 85{,}82$
RDC :$Q_0 + 0{,}687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 100{,}30$.

Tableau II.7 *Récapitulatif de la descente de charge*

	Charges permanentes G en [KN]					Surcharges d'exploitations Q en [KN]		N=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section du poteau
Niv	Plancher	Poutres	Poteaux	G_{tot}	$G_{cumulé}$	Plancher	Q_{cumul}			
8	57,97	14,74	/	72,71	72,71	10,10	10,10	82,81	55,21	35x35
7	52,01	14,74	4,78	71,53	144,24	15,15	25,25	169,49	113,00	35x35
6	52,01	14,74	4,78	71,53	215,77	15,15	40,4	256,17	170,78	35x35
5	52,01	14,74	4,78	71,53	287,3	15,15	55,55	342,85	228,57	40x40
4	52,01	14,74	4,78	71,53	358,83	15,15	70,7	429,53	286,35	40x40
3	52,01	14,74	4,78	71,53	430,36	15,15	85,85	516,21	344 ,14	40x40
2	52,01	14,74	4,78	71,53	501,89	15,15	101,0	602,89	401,93	45x45
1	52,01	14,74	4,78	71,53	573,42	15,15	116,15	589,57	459,71	45x45
RDC	52,01	14,74	6,91	73,66	647,08	25,25	141,4	788,48	525,65	45x45

- **Conclusion**

On adoptera des poteaux dont leurs sectionsest comme suit :

- RDC, 1er et 2ème étage : **45 x 45** cm^2
- 3ème, 4ème et 5ème étage : **40 x 40** cm^2
- 6ème, 7ème et 8ème étage : **35 x 35** cm^2

- **Remarque**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles avec celles des poteaux centraux **(RPA/A.7.4.1).**

e. Vérification relative aux coffrages (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs ($\mathbf{h_e}$) en une seule fois.

f. Vérification des exigences du RPA99/ 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditionssuivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq \mathbf{25}$ cm.
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$avec: h_e : hauteur libre du poteau.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

- **RDC,1er et 2emeétages**
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = \min(45 \times 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = 45 \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \text{ cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$

  } conditions vérifiées.

- **3eme, 4eme et 5eme étages**
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = \min(40 \times 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = 40 \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \text{ cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$

  } conditions vérifiées.

- **6eme, 7eme et 8eme étages**
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = \min(35 \times 35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$
  - ✓ $\min(b_1, h_1) = 35 \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \text{ cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$

  } conditions vérifiées.

g. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement des poteaux selon la formule suivante : $\boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50}$

Avec :

$\boldsymbol{\lambda}$: Élancement du poteau

$\boldsymbol{l_f = 0,7 l_0}$, longueur de flambement (poteau encastré), **BAEL91 Art B.8.3.3.**

$\boldsymbol{l_0}$: Longueur libre de poteau.

i : Rayon de giration ;$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$.

I : Moment d'inertie; $I = \frac{b \times h^3}{12}$.

A: Section transversale du poteau ; $A = b \times h$.

- **Poteau 45 x 45**

$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$ tel que : $i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Dans notre cas $\boldsymbol{i_{min}}$est minimum dans les deux sens (poteaux rectangulaires).

$$I = \frac{45\times45^3}{12} = 341718{,}75\ cm^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{341718{,}75}{45\times45}} = 12{,}99cm^2$$

$$l_0 = h_e - h_p = 306 - 20 = 286\ cm$$

$$\lambda = \frac{0{,}7\times l_0}{i_{min}} = \frac{0{,}7\times286}{12{,}99} = 15{,}41\ cm \leq 50\ cm \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

- **Poteau 40 x 40**

$$I = \frac{40\times40^3}{12} = 213333{,}33cm^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{2133333{,}33}{40\times40}} = 11{,}55cm^2$$

$$l_0 = h_e - h_p = 306 - 20 = 286\ cm$$

$$\lambda = \frac{0{,}7\times l_0}{i_{min}} = \frac{0{,}7\times286}{11{,}55} = 17{,}33cm \leq 50cm \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

- **Poteau 35 x 35**

$$I = \frac{35\times35^3}{12} = 125052{,}08\ \text{cm}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{125052{,}058}{35\times35}} = 10{,}10\ \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{0{,}7\times l_0}{i_{min}} = \frac{0{,}7\times286}{10{,}10} = 19{,}82cm \leq 50\ cm \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

II.4 LES VOILES

II.4.1 GENERALITES

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

Selon le RPA99/2003, Art 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $\boldsymbol{\ell \geq 4\ a}$, avec $\boldsymbol{\ell}$: portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles.

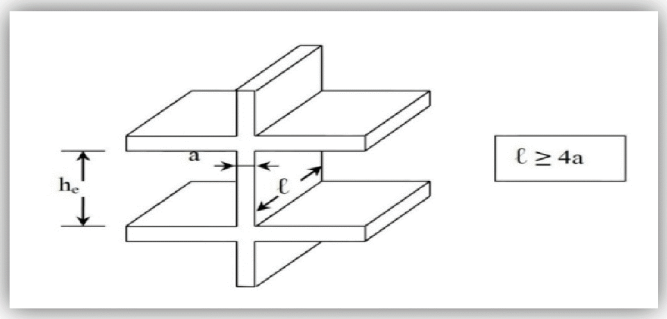


Figure II.9 *Coupe de voiles en élévation.*

L'épaisseur minimale est de **15** cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.10.

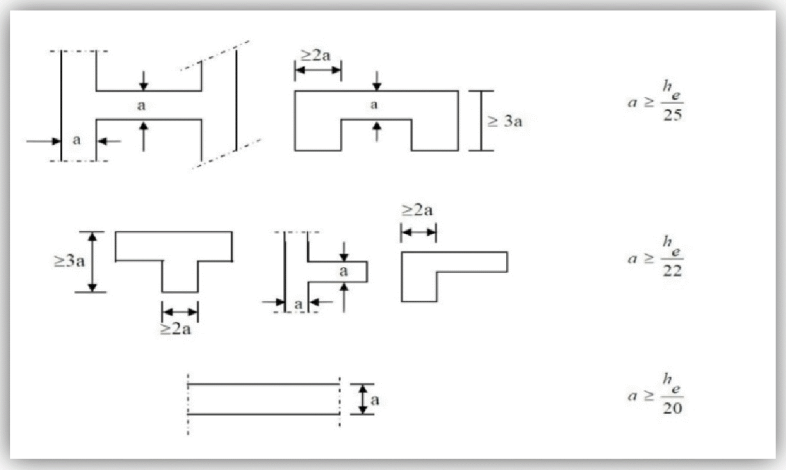


Figure II.10 *Dimensionnement des voiles.*

$\boldsymbol{a \geq \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right)}$ selon le cas.

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, la longueur $\boldsymbol{l}$ doit être au moins égale à **4** fois son épaisseur ; $\boldsymbol{l_{min} \geq 4a.}$

II.4.2 *CALCUL DES VOILES DU REZ-DE-CHAUSSEE (LA PLUS GRANDE PORTEE)*

$h_e = 442 - 20 = 422\text{cm}.$

$a \geq \frac{he}{22} = \frac{422}{22} = 19{,}18$ cm (bout de voile)

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20\text{cm}$ avec : $l_{min} = 80\text{cm}$ pour toute la structure.

II.5 CONCLUSION FINALE

Après le calcul des éléments on opte pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher en corps creux **(16+4) cm.**
- Poteaux :
  - RDC, 1er et 2ème étage **(45x45)**
  - 3ème, 4ème et 5ème étage **(40x40)**
  - 6ème, 7eme et 8ème étage **(35x35)**
- Poutres :
  - Poutres principales : **30 x 40**
  - Poutres secondaires : **20 x 30**
- Voiles : **20 cm** d'épaisseur
- Dalles pleines : **16 cm** d'épaisseur

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS

III INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III.1 L'ACROTERE

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet des deux efforts :

- Un effort normal G du à son poids propre.
- Un effort horizontal Q du à la main courante engendrant un moment de renversement M.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la verification à l'ELS pour une bande de 1 m soumise à la flexion composée.

L'acrotère a pour rôle:

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

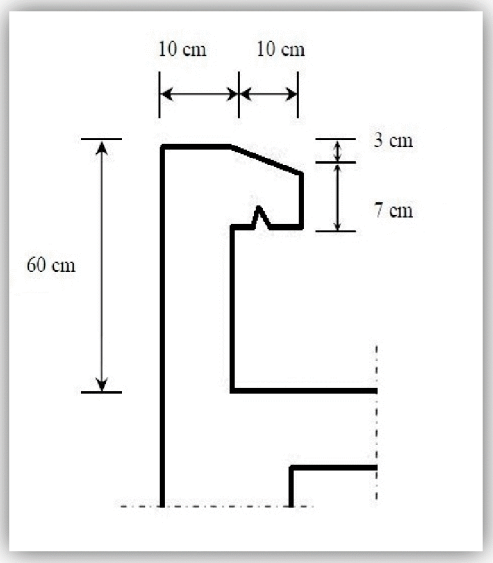


Figure III.1.1 *Coupe verticale de l'acrotère.*

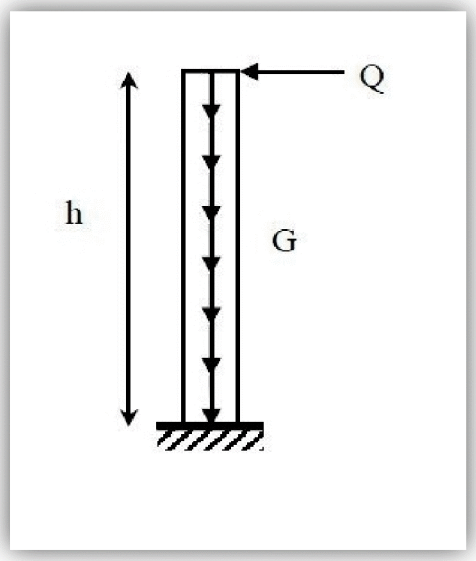


Figure III.1.2 *Schéma statique de l'acrotère.*

III.1.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS

- Poids propre de l'acrotère : $\boldsymbol{G = \rho_{beton} \times S \times 1\ ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
S : section transversale de l'acrotère.

$G = 25\left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right)\right] 1 = 1.71$ KN/ml.

- Surcharge d'exploitation : Q =1.00 KN /ml
- Effort normal dû au poids propre G : N_G= G x 1 =1,71KN
- Effort tranchant : T = Q x 1ml = 1KN
- Effort normal dû à la surcharge Q : N_Q= 0
- Moment de renversement dû à G : M_G= 0
- Moment de renversement dû à Q : M_Q = T x h = 1x0.6 =0.6KN.ml.

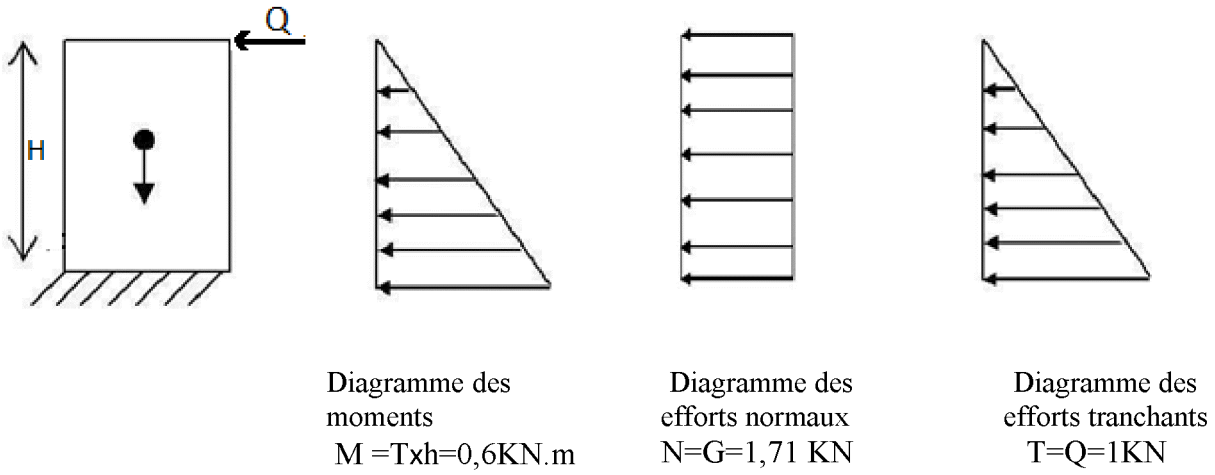


Figure III.1.2.1 *Diagrammes des efforts internes.*

III.1.3 COMBINAISONS DE CHARGES

- **A L'ELU : 1.35G+1.5Q**

- Effort normal de compression: N_u=1,35N_G+1,5N_Q = 1,35 × 1,71 = 2,31 KN
- Moment de renversement : M_u=1,35 M_G+1,5M_Q = 1,5 × 0,6 = 0,9 KN m
- Effort tranchant T : Tu = 1,5T = 1,5 × 1 = 1,5 KN

- **A L'ELS : G+Q**

- Effort normal de compression: N_S =N_G+N_Q =1,71KN.
- Moment de renversement: M_S = M_G+ M_Q = 0,6KN.m.
- Effort tranchant T : Ts = T = 1 KN

III.1.4 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ». Donc, ça consiste en étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.
Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f» afin de déterminer les armatures fictives «A_f» puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

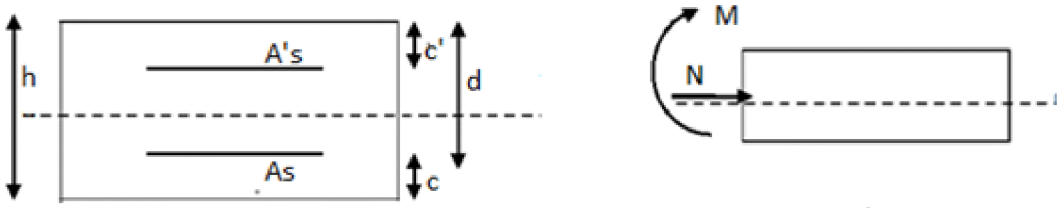


Fig.III.1.4 *Schéma statique de la section de l'acrotère.*

III.1.4.1 Calcul à L'ELU

a. Calcul de l'excentricité

On a : h : épaisseur de section (= 10 cm)
c : enrobage (= 2 cm)
e : excentricité
d = h – c : hauteur utile
M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$e_u = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0{,}9 \times 10^2}{2{,}31} = 38{,}96\ m$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\ cm = 0{,}03m$$

$e_u > \frac{h}{2} - c$ ⟹ Section partiellement comprimée

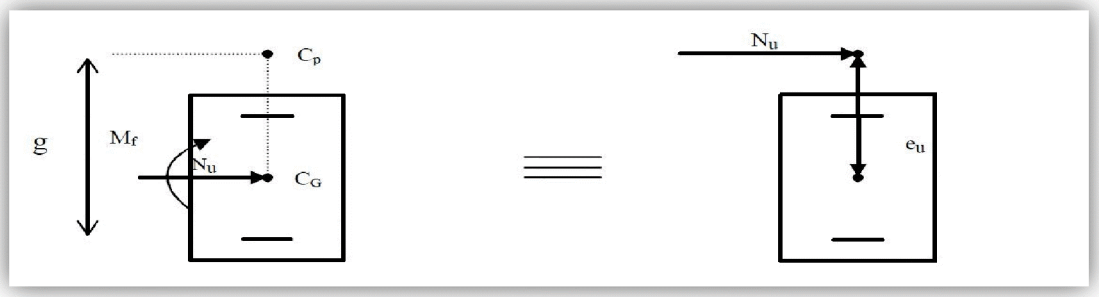


Figure III.1.4.1 *Section rectangulaire soumise à la flexion composée.*

Le centre de pression «Cp» se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression⇨ Section partiellement comprimée (SPC).
Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

- **Moment fictif :** $\mathbf{M_f = N_u \times g}$

Avec : g : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.
$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38{,}96 + \frac{10}{2} - 2 = 41{,}96$ cm
D'où: $M_f = 2{,}31 \times 0{,}42 = 0{,}97$ KN.m

- **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.\, f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{Y_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14{,}2 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0.0106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}995$

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\,\sigma_S} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0{,}35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}83 MPa$$

c. Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}35 - \frac{2{,}31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0{,}28 \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A_{st} = 0{,}28\ cm^2}$ et $\mathbf{A_{sc} = 0\ cm^2}$

III.1.4.2 Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité du béton : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

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.

- **Armatures principales** $\mathbf{A_{st} \geq A_{min}}$

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

avec : $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1$ MPa.

$$e_s = \frac{M_s}{N_S} = \frac{0.6}{1.71} = 35{,}08 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times 100 \times 8 \times \frac{2{,}1}{400} \times \left[\frac{35{,}08 - (0{,}455 \times 8)}{35{,}08 - (0{,}185 \times 8)}\right] = 0{,}90 \text{ cm}^2$$

$$\left.\begin{array}{l} A_{min} = 0{,}90 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0{,}28 \text{ cm}^2 \end{array}\right\} \Leftrightarrow A_{min} \geq A_{st} \Leftrightarrow A_s = \max(A_{min}; A_{st}) \Leftrightarrow A_s = 0{,}90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{min}
$A = A_{min} = 0{,}90 cm^2$

Soit : $\mathbf{A_{doptée}}$ **=4HA8 = 2.01cm²/ml** avec un espacement : $\mathbf{S_t = \frac{100}{4} = 25}$ **cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}50 cm^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** Avec espacement $\mathbf{S_t = \frac{60}{4} = 15}$ **cm.**

b. Vérification au cisaillement (Art A.5.2.2 / BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable, donc: $\boldsymbol{\tau = \tau_u \leq min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right\} = 2{,}5\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$ Avec V_u : effort tranchant ; $V_u = 1{,}5\ Q = 1{,}5\ KN$

$\tau_u = \frac{1.5}{1000 \times 80} 10^3 = 0{,}019\ MPa \leq \bar{\sigma} = 2{,}5\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

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

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art A.6.1. 3)

$$\boldsymbol{\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}}$$

avec : $\boldsymbol{\psi_s}$ Coefficient de scellement ; $\boldsymbol{\psi_s}$ **= 1,5**(Acier de haute adhérence).

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d\ \Sigma \mu_i}}$$

Avec : $\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$\Sigma \mu_i$ = n x π x ϕ = 4 x π x 0.8 = 10,05cm

$\tau_{se}=\frac{1.5 \text{ x } 10}{0.9 \text{ x } 8 \text{ x } 10.05} = 0{,}21$ MPa

$\tau_{se}= 0{,}21$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Il n'y'a pas de risque d'entrainement des barres (le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement), donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Espacement des barres

-Armatures principales

$s_t = 25cm < min\{3h, 33cm\} = 30cm \Longrightarrow$ Condition vérifiée

-Armatures de répartition

$s_t = 15cm < min\{4h; 45cm\} = 40cm \Longrightarrow$ Condition vérifiée

e. Ancrages des armatures

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

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_u} \quad \text{et } \tau_u = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 \text{ MPa.}$$

$L_S = \frac{0{,}8\times400}{4\times2{,}835} = 28{,}22$ m On adoptera: $L_S = 30$ cm.

III.1.4.3 Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.
Il faut vérifier les conditions suivantes :

- la contrainte dans les aciers $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}}$,
- la contrainte dans le béton $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée (SSA).

σ_{bc} : la contrainte dans le béton comprimé,

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton comprimé,

σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendus,

$\bar{\sigma}_{st}$: la contrainte limite dans les aciers tendus,

σ_{sc} : la contrainte dans les aciers comprimés,

$\bar{\sigma}_{sc}$: la contrainte limite dans les aciers comprimés.

a. Vérification des contraintes dans l'acier : (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$\bar{\sigma}_{st} \leq min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1{,}6$ fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_{st} \leq min\{267\ ; 201{,}6\}MPa$ (acier HA)$\Rightarrow \emptyset \geq 6$ mm.

$\bar{\sigma}_{st} = 201{,}6\,MPa$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$ Avec β_1 est fonction de ρ_1

On a: $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0{,}251$

$\rho_1 = 0.251 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}920 \Longrightarrow K_1 = 47{,}69$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10}{0.92 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 47{,}31 MPa$$

$\sigma_{st} = 47{,}31 MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2 / BAEL 91)

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ *avec* $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c25} = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{47{,}31}{47{,}69} = 0{,}99\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 0{,}99\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

L'acrotère sera ferraillé comme calculé précédemment :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01** cm^2 avec : S_t **= 25** cm,
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01** cm^2 avec : S_t **= 15** cm.

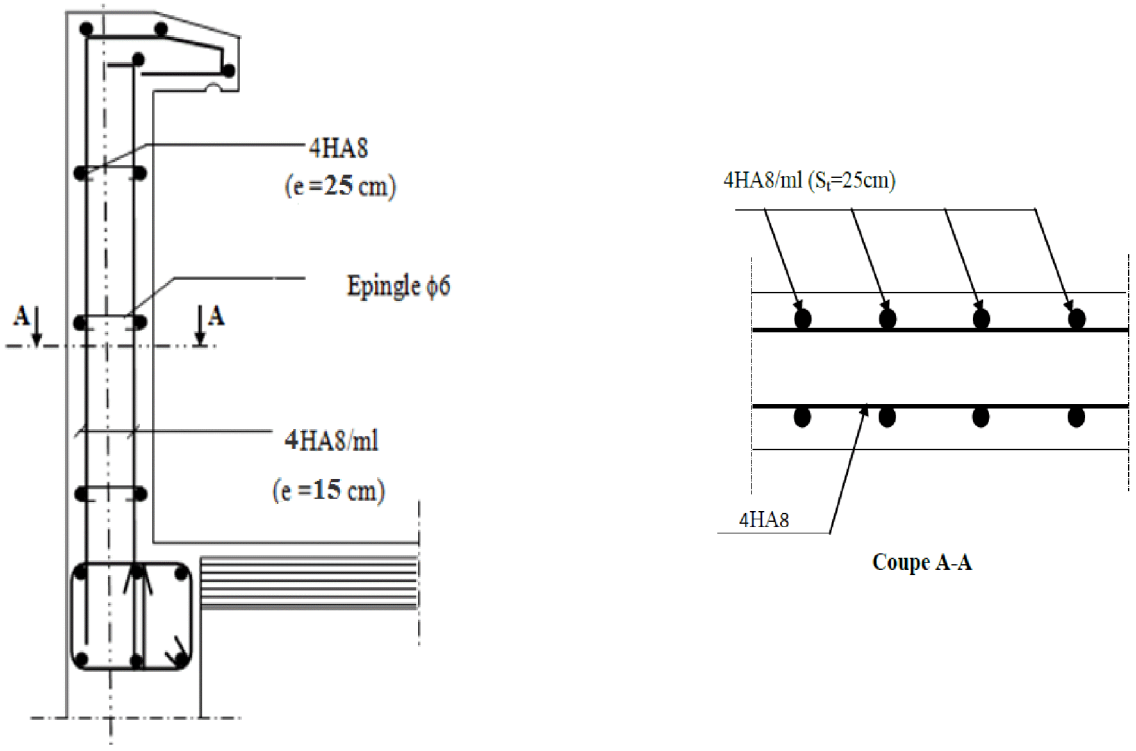


Figure III.1.4.2 *Ferraillage de l'acrotère.*

III.2 PLANCHERS A CORPS CREUX

III.2.1 INTRODUCTION

La structure comporte des planchers en corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant surdes poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- **Nervures** appelées poutrelles, de section en Té, espacées de 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique de dimension 16cm.
- **Dalle de compression** en béton de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage d'armature de nuance **TS 520** dont l'espacement ne doit pas dépasser :
  - **20** cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
  - **33** cm pour les armatures paralleles aux poutrelles.

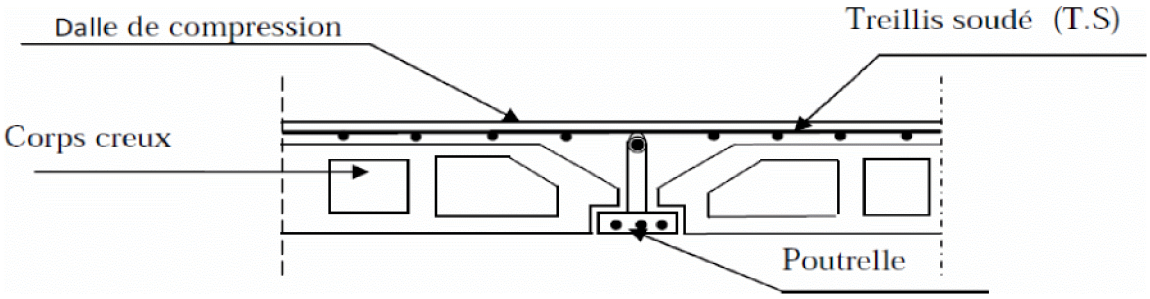


Figure III.2.1 *Coupe transversale d'un plancher en corps creux.*

III.2.2 CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \mathbf{0,5}\ cm^2/ml$$

Avec $\boldsymbol{l'}$: distance entre axe des poutrelles (50 cm $< l' <$ 80 cm).

$\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.

On adopte $\mathbf{5T5/ml} \rightarrow A_{\perp} = \mathbf{0,98}$ cm^2/ml , avec un espacement $\mathbf{S_t = 15}$ cm.

b. Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit :$\mathbf{5T5/ml} \rightarrow \mathbf{A_{//} = 0,49\ cm^2}$/ml , avec un espacement $\mathbf{S_t = 15\ cm}$.

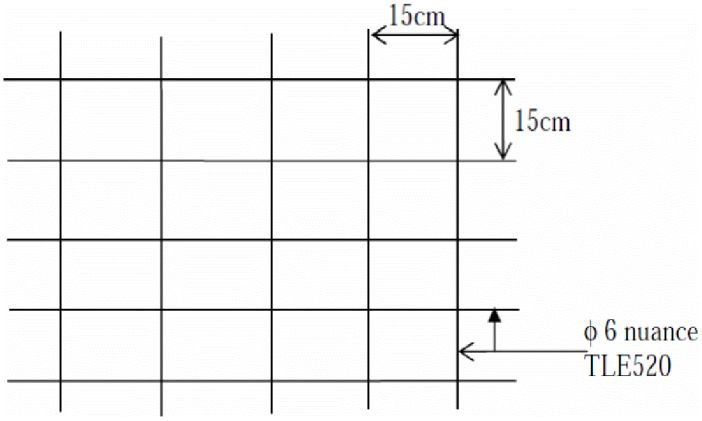


Figure III.2.2 *Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm².*

III.2.3 DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément reparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

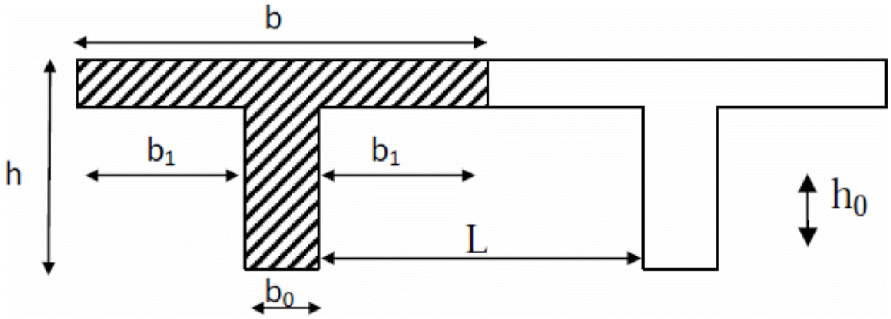


Figure III.2.3 *Construction de la section en Té.*

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \dfrac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \dfrac{L}{10} \\ b_1 \leq \dfrac{2}{3} \times \dfrac{L}{2} \end{cases}$$

Avec :

- $\mathbf{L_1}$: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- **L** :longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L = \mathbf{325}$ cm
- $\mathbf{b_0}$:largeur de la nervure $\Rightarrow b_0 = \mathbf{12}$ cm
- **h :** hauteur de la section$\Rightarrow h = 16 + 4 = \mathbf{20}$cm
- $\mathbf{h_0}$ **:** épaisseur de la dalle de compression$\Rightarrow h_0 = \mathbf{4}$cm

1. Largeur efficace de la table de compression (BAEL 91 Art A.4.1.3)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ;ce phénomène estplus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min\begin{cases} b_1 \leq \dfrac{L_1 - b_0}{2} = \dfrac{65-12}{2} = 26{,}5\text{cm} \\ b_1 \leq \dfrac{L}{10} = \dfrac{325}{10} = 32{,}5\text{cm} \\ b_1 \leq \dfrac{2}{3} \times \dfrac{L}{2} = 108{,}33\text{ cm} \end{cases} \rightarrow b_1 = 26{,}5\text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 26{,}5) + 12 = 65\text{ cm}$$

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

1.1 1^{ERE}ETAPEAVANT COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire **(12 x 4)** cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge del'ouvrier.

a. Chargement

- Poids propre de la poutrelle :$G = 0.12 \text{ x } 0.04 \text{ x } 25 = 0.12$ KN/ml
- Poids du corps creux : $G' = 0.65 \text{ x } 0.95 = 0.62$ KN/ml
- Surcharge due à l'ouvrier :$Q = 1.00$ KN/ml

Donc :

- Charge permanente : $\mathbf{G = 0.74\ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1KN/ml}$

b. Ferraillage à l'ELU

❖ ***Combinaison de charges***

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$q_u = 1{,}35(0{,}74) + 1{,}5(1) = 2{,}5$ KN/ml

❖ ***Calcul du moment en travée***

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (3{,}25)^2}{8} = 3{,}3 \rightarrow M_u = 3{,}3\text{ KN. m.}$$

❖ *Calcul de l'effort tranchant*

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,25}{2} = 4,06 \rightarrow T = 4,06\ KN$$

❖ *Calcul de la section d'armatures*

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

La hauteur : $d = (h - c) = (4 - 2) = \mathbf{2}$ cm

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,3 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14,17 \times 10^2} = 4,68 \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow \mathbf{S.D.A}$$

c. Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section **4 x 12 cm²**de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit donc des étaisintermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant, pendant et après lecoulage.

1.2 2EME ETAPEAPRES COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continuede section en **Té** avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sontconsidérés comme des encastrements partiels et les autres comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément repartie(combinaison des charges et surcharges).

Ace stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de ladalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

a. Evaluation des charges et surcharges

Poids propre du plancher : $G = 5,15 \times 0,65 = \mathbf{3,34}$ KN/ml

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975}$ KN/ml.

b. Combinaison de charges

A ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,34) + 1,5(0,975) = \mathbf{5,97}$KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = (3,34) + (0,975) = \mathbf{4,32}$ KN/ml

III.2.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide d'une des méthodes suivantes :

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

a. Conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL91 modifie 99, Art B.6.2, 2)

Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (étage courant à usage habitation) sont : $Q = 1{,}5\ KN/m^2$

$G = 5{,}15\ KN/m^2$.

On notera que :

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- $Q = 1{,}5 < max\{2G\ ; 5\ KN/m^2\} = 10{,}30\ \ KN/m^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1{,}25,$$

Soit :

$$0{,}8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3{,}20}{3{,}25} = 0.985 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{ Vérifié}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3{,}25}{2{,}8} = 1{,}16 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{2{,}8}{3{,}25} = 0{,}861 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3{,}25}{3{,}20} = 1{,}015 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{ Vérifié}$$

- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Conclusion

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée.
Toutes les conditions sont vérifiées ; donc la méthode forfaitaire est applicable.

b. Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées $\mathbf{M_t}$ et des moments sur appuis $\mathbf{M_e}$ et $\mathbf{M_w}$ à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment$\mathbf{M_0}$ dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

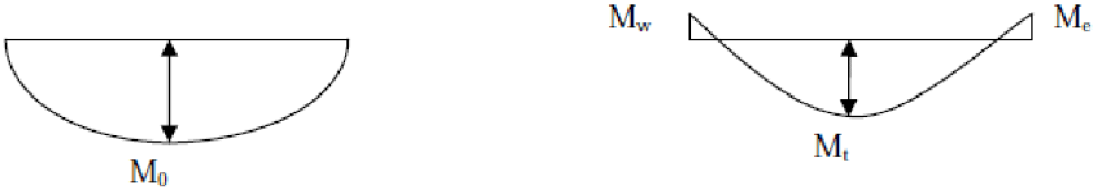


Figure III.2.4 Diagramme des moments

c. Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérée $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à $\frac{2}{3}$ pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée,
- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis :

$$M_0 = \frac{q \times L}{8}$$

Avec :

L : longueur de la travée.

q : Charge uniformément répartie

M_w Et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

Mt : moment maximum en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

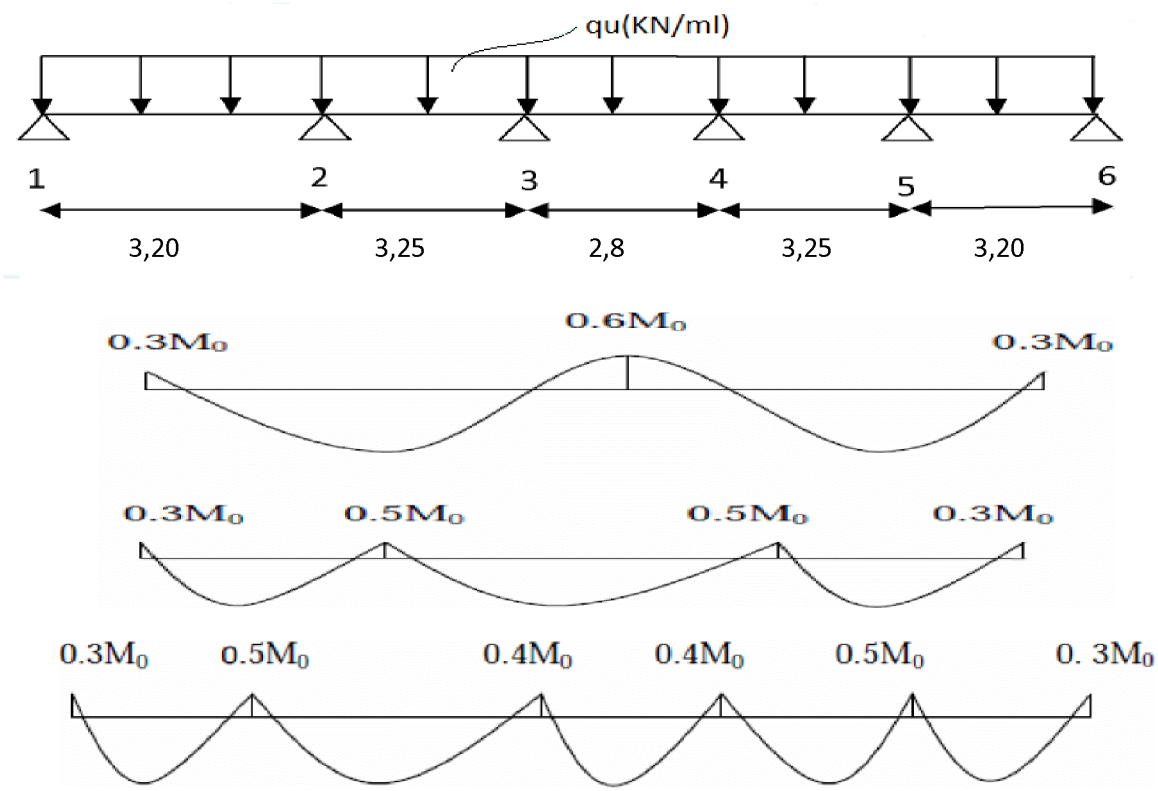
Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0{,}3\alpha) M_0 \text{ , avec : } (1 + 0{,}3\alpha) \geq 1{,}05 \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0 \text{ , dans le cas d'une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0 \text{ , dans le cas d'une travée de rive.} \end{cases}$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rives semi encastrés.

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, selon le sens Y car le sens X est considéré comme un sens porteur.



d. Calcul des coefficients

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,15} = 0,2250 \leq \alpha \leq 2/3 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

$$\begin{cases} 1 + 0.3\,\alpha = 1,067 \\ \dfrac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533 \\ \dfrac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{cases}$$

III.2.5 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

1. Calcul des moments fléchissant

a. Calcul des moments isostatiques

$$M_0^1 = M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,97 \times 3.20^2}{8} = 7,645 \text{ KN/m}$$

$$M_0^2 = M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,97 \times 3,25^2}{8} = 7,886 \text{ KN/m}$$

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,97 \times 2,80^2}{8} = 5,853 \text{ KN/m}$$

b. Calcul des moments sur appuis

$M_A = 0{,}3 \times M_{01} = 0{,}3 \times 7{,}645$, soit : $M_A = \mathbf{2{,}294}$ KN.m

$M_B = \max 0{,}5(M_0^1 ; M_0^2) = \max 0{,}5\,(7{,}645 ; 7{,}886) M_B = \mathbf{3{,}943}$ KN.m

$M_C = \max 0{,}4(M_0^2 ; M_0^3) = \max 0{,}4\,(7{,}886 ; 5{,}853)$, soit $M_C = \mathbf{3{,}155}$ KN.m

$M_D = \max 0{,}4(M_0^3 ; M_0^4) = \max 0{,}4(5{,}853 ; 7{,}886)$, soit $M_D = \mathbf{3{,}155}$ KN.m

$M_E = \max 0{,}5(M_0^4 ; M_0^5) = \max 0{,}5\,(7{,}886 ; 7{,}645) M_E = \mathbf{3{,}943}$ KN.m

$M_F = 0{,}3\,(M_0^5) = 0{,}3\,(7{,}645) M_F = \mathbf{2{,}294}$ KN.m

c. Calcul des moments en travée

- **Travée de rive AB**

$$\begin{cases} Mt \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0^1 \qquad M_t \geq 0{,}633 M_0^1 \\ M_t \geq 0{,}633 \text{ x } 7{,}645 = 4{,}839\ KN.m \\ M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1{,}067\ M_0^1 M_t + \frac{2{,}294 + 3{,}943}{2} \geq 1{,}067(7{,}645) \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad M_t = 5{,}039 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{M_{tAB} = 5{,}039}$ KN.m

- **Travée intermédiaire BC**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0^2 \Longrightarrow \quad M_t \geq 0{,}533 M_0^2 = 0{,}533 \text{ x } 7{,}886 = 4{,}203 \text{ kN.m} \\ M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1{,}067\ M_0^2 M_t + \frac{3{,}943 + 3{,}155}{2} \geq 1{,}067(7{,}886) \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad M_t = 4{,}865 \text{ KN.m}$$

On prend $\boldsymbol{M_{tBC} = 4{,}865}$ **KN.m**

- **Travée intermédiaire CD**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0^3 \Longrightarrow M_t \geq 0{,}533 M_0^3 = 0{,}533 \text{ x } 5{,}853 = 3{,}119 \text{ KN.m} \\ M_t \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1{,}068\ M_0^3 M_t + \frac{3{,}155 + 3{,}155}{2} \geq 1{,}067(5{,}853) \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_t = 3{,}09 \text{ KN.m}$$

On prend : $\boldsymbol{M_{tCD} = 3{,}119}$ KN.m

- **Travée intermédiaire DE**

$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^4 \quad \Longrightarrow M_t \geq 0,533 M_0^4 = 0,533 \text{ x } 7,886 = 4,203 \text{ KN.m}$

$$M_t \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068\, M_0^4 M_t + \frac{3,155 + 3,943}{2} \geq 1,067(7,886)$$

$$\Longrightarrow M_t = 4,865 \text{ KN.m}$$

On prend $\boldsymbol{M_{tDE} = 4,865 KN.m}$

- **Travée de rive EF**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^5 M_t \geq 0,633 M_0^5 = 0,633 \text{ x } 7,645 = 4,839\ KN.m$$

$$\Longrightarrow M_t + \frac{M_E + M_F}{2} \geq 1,067\, M_0^5 M_t + \frac{3,943+2,294}{2} \geq 1,067(7,645)$$

$$\Longrightarrow M_t = 5,038 \text{ KN.m}$$

On prend $\boldsymbol{M_{tEF} = 5,038 KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchant

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_i(X) = \theta(X) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right] \quad ; \text{ M avec signe } (-)$$

Avec : $\theta(X = 0) = \frac{q_u \times L_i}{2}$ et $\theta(X = L_i) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$

$$\Rightarrow T_i(X) = -q_u X + \frac{q_u \times L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right]$$

$$\begin{cases} T_e(X) = \frac{q_u \times L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right] \\ T_w(X) = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right] \end{cases}$$

Avec :

- $T_i(x)$: effort tranchant sur appui,
- $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique,
- M_i et M_{i+1} : moments sur appuis,
- T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée,
- T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée,
- L_i : longueur de la travée.

❖ **Application**

On a : $\mathbf{q_u = 5,97}$ KN/ml

➢ **Travée AB**

$$\begin{cases} T_A = \dfrac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[\dfrac{M_B - M_A}{L_{AB}}\right] \\ T_B = -\dfrac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[\dfrac{M_B - M_A}{L_{AB}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_A = \dfrac{5{,}975 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{-3{,}943 + 2{,}294}{3{,}20} = 9{,}044\text{KN} \\ T_B = -\dfrac{5{,}975 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{-3{,}943 + 2{,}294}{3{,}20} = -10{,}075\ \text{KN} \end{cases}$$

➢ **Travée BC**

$$\begin{cases} T_B = \dfrac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[\dfrac{M_C - M_B}{L_{BC}}\right] \\ T_C = -\dfrac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[\dfrac{M_C - M_B}{L_{BC}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_B = \dfrac{5{,}975 \times 3{,}25}{2} + \dfrac{-3{,}155 + 3{,}943}{3{,}25} = 9{,}95\ \text{KN} \\ T_C = -\dfrac{5{,}975 \times 3{,}25}{2} + \dfrac{-3{,}155 + 3{,}943}{3{,}25} = -9{,}467\ \text{KN} \end{cases}$$

➢ **Travée CD**

$$\begin{cases} T_C = \dfrac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[\dfrac{M_D - M_C}{L_i}\right] \\ T_D = -\dfrac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[\dfrac{M_D - M_C}{L_{CD}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_C = \dfrac{5{,}975 \times 2{,}80}{2} + \dfrac{-3{,}155 + 3{,}155}{2{,}80} = 8{,}365\ \text{KN} \\ T_D = -\dfrac{5{,}975 \times 2{,}80}{2} + \dfrac{-3{,}155 + 3{,}155}{2{,}80} = -8{,}365\ \text{KN} \end{cases}$$

➢ **Travée DE**

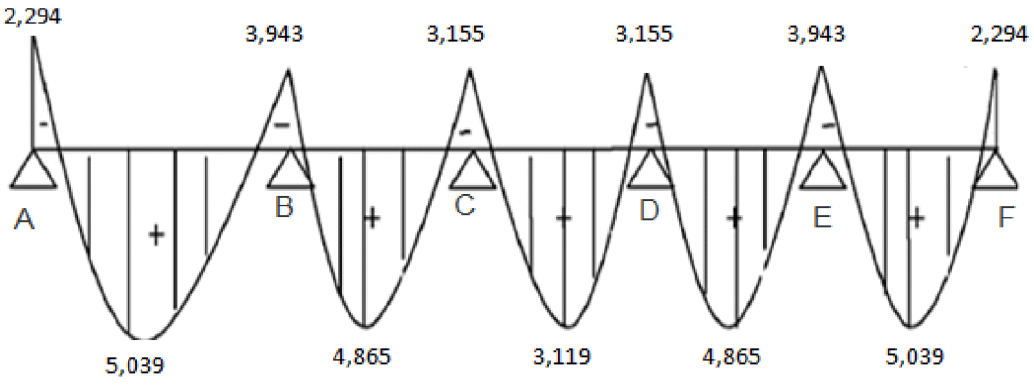
$$\begin{cases} T_D = \dfrac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[\dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right] \\ T_E = -\dfrac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[\dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_D = \dfrac{5{,}975 \times 3{,}25}{2} + \dfrac{-3{,}943 + 3{,}155}{3{,}25} = 9{,}467\ \text{KN} \\ T_E = -\dfrac{5{,}975 \times 3{,}25}{2} + \dfrac{-3{,}943 + 3{,}155}{3{,}25} = -9{,}952\ \text{KN} \end{cases}$$

➢ **Travée EF**

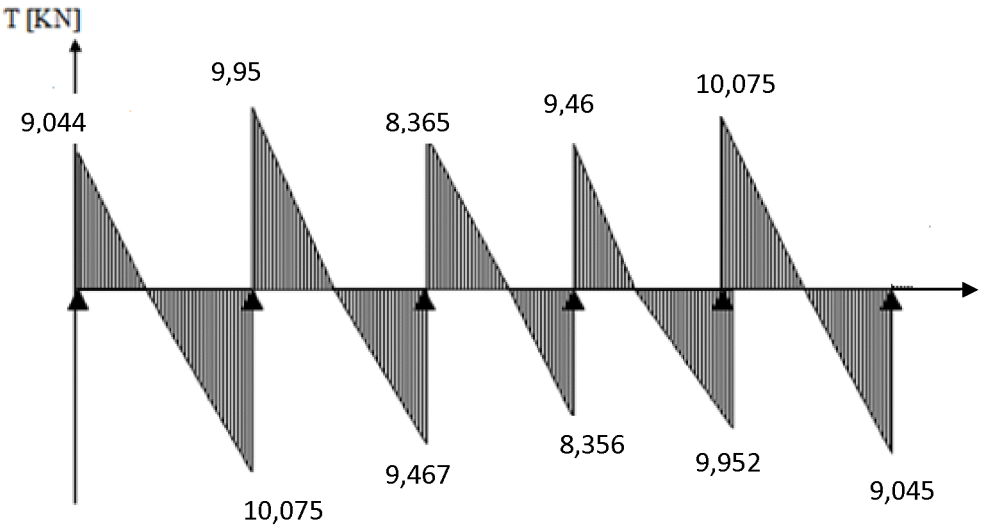
$$\begin{cases} T_E = \dfrac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left[\dfrac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right] \\ T_F = -\dfrac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left[\dfrac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_E = \dfrac{5{,}975 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{-2{,}294 + 3{,}943}{3{,}20} = 10{,}075\ \text{KN} \\ T_F = -\dfrac{5{,}975 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{-2{,}294 + 3{,}943}{3{,}20} = -9{,}045\ \text{KN} \end{cases}$$

3. Diagrammesdes efforts internes à l'ELU

a. Diagramme des moments fléchissant



b. Diagramme d'effort tranchant



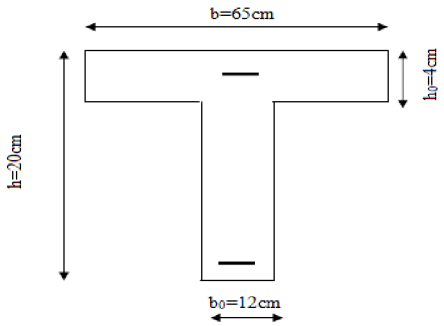
III.2.6 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

a. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en Té.
Le ferraillage se fera avec le moment maximal :

$$M_t^{max} = \mathbf{5,039}\ \text{KN.m}$$

$$M_a^{max} = \mathbf{3,943}\ \text{KN.}m$$



- **Armature en travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,17 \times 10^3 = \mathbf{58,95}\ \text{KN.m}$$

$$M_t = 58,95\text{KN.m} > M_t^{max} = \mathbf{5,039}\ \text{KN.m}$$

L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension (b x h) = 65 x20 cm.

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{5,039\times10^5}{65\times18^2\times14,17\times10^2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{5,039 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times \frac{520}{1,15} \times 10^2} = 0,81\ \text{cm}^2$$

On adopte pour : $\mathbf{3HA10 = 2,35\ cm^2}$

- **Armatures aux appuis**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire :

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 . d^2 f_{bc}} = \frac{3{,}943 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14{,}17 \times 10^2} = 0{,}0714 < 0{,}392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée **(SSA)**

$$\Longrightarrow \mu_b = 0{,}0714 \; \beta = \mathbf{0{,}964}$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{M_a^{max}}{\beta . d . (f_e/\gamma_s)} = \frac{3{,}943 \times 10^3}{0{,}964 \times 18 \times \frac{520}{1{,}15}} = \mathbf{0{,}653} \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $\mathbf{2HA10} = \mathbf{1{,}57}$ cm^2

b. Calcul des armatures transversals

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset < min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_{max}\right) , \; Art\ 7.2.21/BAEL91$$

$$\emptyset < min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = \mathbf{5{,}71} \text{ mm}$$

On prend$\emptyset = 8$ mm

On adopte : armature transversale : **2HA8** $\rightarrow$ $A_t = \mathbf{1}$ cm^2.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA8.

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91** modifié **99, Art A.5.1.22)**

$$St \leq min(0{,}9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0{,}9 \times 18 ; 40) = 16{,}2\text{cm}$$

On prend : $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{15}$ cm.

III.2.7.VERIFICATION A L'ELU

a. Vérification au cisaillement (BAEL 91 Art A5.1.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPA\right)$$«Fissurationnon préjudiciable»

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3{,}33 ; 5) = 3{,}33$$

- **Appui de rive**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{10{,}075 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}466$$

$\tau_u = 0{,}466 < \bar{\tau}_u = 3{,}33 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Appui intermédiaire**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{9{,}95 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}460$$

$\tau_u = 0{,}460 < \bar{\tau}_u = 3{,}33 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

b. Condition de non fragilité (BAEL91, ART A.4.2, 1)

$$A_{min} = 0{,}23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{520} = 0{,}2$$

• En travée :

$A_t = 2{,}35 cm^2 > A_{min} = 0{,}2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

• Aux appuis :

$A_a = 1{,}13 > A_{min} = 0{,}2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

c. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

Ψs : Coefficient de scellement (acier haute adhérence $\Psi s = 1{,}5$).

n : Nombre de barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1 = 9{,}42 \text{ cm}$$

$$\tau_{sc} = \frac{10{,}075 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 9{,}42 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0{,}66 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}66 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n y a pas de risque d'entrainement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$ avec: $\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 f_{t28}$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$

$\boldsymbol{l_s} = \frac{1{,}0 \times 520}{4 \times 2{,}835} = 46$ cm

Soit le crochet : $\mathbf{Lc = 0{,}4Ls = 0{,}4 \times 46 = 18{,}4\ cm}$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On vérifie que : $V_U^{max} \leq 0{,}4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; avec a = 0,9d.

$V_U^{max} \leq 0{,}4 \times 0{,}2 \times 0{,}9 \times 0{,}18 \times 10^3 \times \frac{25}{1{,}5} = 129.6$

$\boldsymbol{V_U^{max} \leq 129{,}6\ KN}$

- **Appuis de rive :**

$V_U^{max} = 10{,}075\ KN < 129{,}6\ KN \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Appuis intermédiaires**

$V_U^{max} = 9{,}95\ KN < 129{,}6\ KN \Longrightarrow$ Condition vérifiée

e. Influence de l'effort tranchant sur les aciers

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

➢ **Appuis de rive**

$\mathbf{A_a} = 1{,}57\ cm^2$. $M_a^{max} = 2{,}996$ KN. m , $V_{max} = \mathbf{10{,}075}$ KN

$A_a \geq \frac{1{,}15}{520} \times \left(10{,}075 \times \frac{-2{,}294}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) = -0{,}011\ cm^2$

➢ **Appuis intermédiaires**

$A_a = 1{,}57\ cm^2$. $M_a^{max} = 3{,}943$ KN. m , $V_{max} = \mathbf{9{,}95}$ KN

$A_a \geq \frac{1{,}15}{520} \times \left(9{,}95 \times -\frac{3{,}943}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) = -0{,}535 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.8 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELS

a. Calcul des moments fléchissant

- **calcul des moments isostatiques**

Travée AB : $M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3{,}20^2}{8} = 5{,}525$ KN/m

Travée BC : $M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3{,}25^2}{8} = 5{,}698\ KN/m$

Travée CD : $M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 2{,}80^2}{8} = 4{,}299$ KN/m

Travée DE : $M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3{,}25^2}{8} = 5{,}698$ KN/m

Travée EF : $M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3{,}20^2}{8} = 5{,}525$ KN/m

- **Calcul des moments sur appuis**

$M_A = 0{,}3\ M_0^1 = 0{,}3 \text{x} 5{,}525 = 1{,}658\ KN.m$

$M_B = \max 0{,}5\ (M_0^1 ; M_0^2) = \max 0{,}5\ (5{,}525 ; 5{,}698) = 2{,}849\ KN.m$

$M_C = \max 0{,}4 (M_0^2 ; M_0^3) = \max 0{,}4\ (5{,}698 ; 4{,}299) = 2.279\ KN.m$

$M_D = \max 0{,}4 (M_0^3 ; M_0^4) = \max 0{,}4\ (4{,}299 ; 5{,}698) = 2{,}279\ KN.m$

$M_E = \max 0{,}5\ (M_0^4 ; M_0^5) = \max 0{,}5\ (5{,}698 ; 5{,}525) = 2{,}849 KN.m$

$M_F = 0{,}3\ (M_0^5) = 0{,}3\ (5{,}525) = 1{,}658\ KN.m$

- **Calcul des moments en travée**

➢ **Travée de rive AB**

$$M_t \geq \left(\frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_0^1 = 0{,}633\ M_0^1 = 0{,}633 \text{ x } 5{,}525 = 3{,}497\ KN.m$$

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1{,}067\ M_0^1 M_t + \frac{1{,}658 + 2{,}849}{2} \geq 1{,}067\ (5{,}525)$$

$$\Longrightarrow \quad M_t = 3{,}641\ KN.m$$

On prend le moment max : $\boldsymbol{M_{tAB} = 3{,}641\ KN.m}$

➢ **Travée intermédiaire BC**

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_0^2 = 0{,}533 M_0^2 = 0{,}533 \text{ x } 5{,}698 = 3{,}037\ KN.m$$

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1{,}067\ M_0^2 M_t + \frac{2{,}849 + 2{,}279}{2} \geq 1{,}067 (5{,}698)$$

$$\Longrightarrow \quad M_t = 3{,}516 \text{ KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_{tBC} = 3{,}516\ KN.m}$

➢ **Travée intermédiaire CD**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^3 = 0,533 M_0^3 = 0,533 \text{ x } 4,299 = 2,291 \text{ KN.m}$$

$$M_t \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,067\, M_0^3 M_t + \frac{2,279+2,279}{2} \geq 1,067(4,299)$$

$$\Longrightarrow \quad M_t = 2,308 \text{ KN.m}$$

On prend : $\boldsymbol{M_{tCD} = 2,308 KN.m}$

- **Travée intermédiaire DE**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^4 = 0,533\, M_0^4 = 0,533 \text{ x } 5,698 = 3,037 \text{ KN.m}$$

$$\Longrightarrow M_t \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068\, M_0^4 M_t + \frac{2,279+2,849}{2} \geq 1,067(5,698)$$

$$M_t = \mathbf{3,516} \text{ KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_{tDE} = 3,516\ KN.m}$

- **Travée de rive EF**

$$\text{Mt} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0^5 = 0,633 M_0^5 = 0,633 \text{ x } 5,525 = 3,497 \text{KN.m}$$

$$\text{M}_\text{t} + \frac{\text{M}_\text{E} + \text{M}_\text{F}}{2} \geq 1,067\, \text{M}_0^5 \text{M}_\text{t} + \frac{2,849+1,658}{2} \geq 1,067(5,525)$$

$$\Longrightarrow M_t = 3,641 \text{ KN.m}$$

On prend : $\boldsymbol{M_{tEF} = 3,641}$ KN.m

- **Calcul des efforts tranchants**

$$\text{T}_\text{w} = \frac{\text{M}_\text{W} + \text{M}_\text{e}}{\text{L}} - \frac{\text{q}_\text{s} \times \text{L}}{2}$$

$$T_e = T_W + q_s L$$

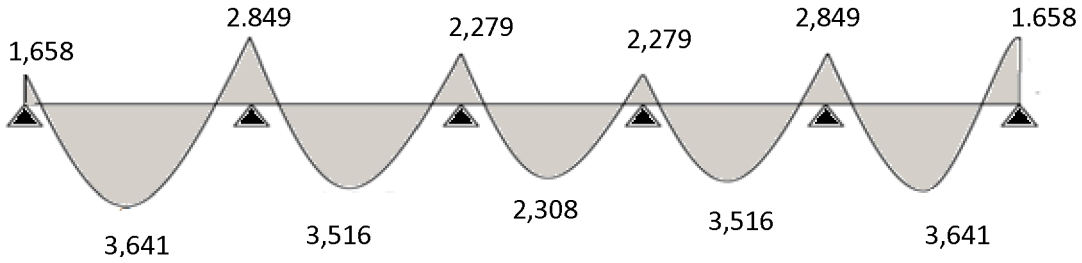
Avec : T_w et $T_e$sont respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Tableau III.2.3 *Efforts internes*

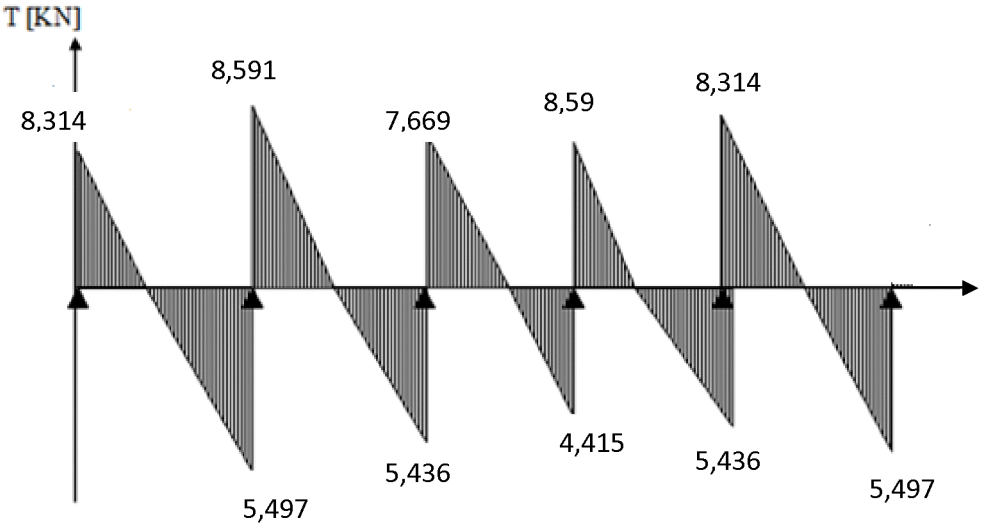
	AB=3,2	BC=3,25	CD=2,80	DE=3,25	EF=3,2
M_w	1,658	2,849	2,279	2,279	2,849
M_e	2,849	2,279	2,279	2,849	1,658
T_w	-5,497	-5,436	-4,415	-5,436	-5,497
T_e	8,314	8,591	7,669	8,591	8,314
M_t	3,641	3,516	2,308	3,516	3,641

b. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

- **Diagramme des moments fléchissant**



- **Diagramme des efforts tranchant**



III.2.9 VERIFICATIONS A L'ELS

Les états limites de services sont définis en tenant compte des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression,
- Etat limite de déformation,
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

a. Etat limite de résistance de béton à la compression (BAEL91, Art A.4.5, 2)

Il y a lieu de vérifier si $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15$ MPa

et : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1}}$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_s = \dfrac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}}$

$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte de traction des aciers

$\boldsymbol{\beta_1}$ et $\mathbf{k_1}$ en fonction de $\boldsymbol{\rho_1}$.

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2{,}35}{12 \times 18} = 1{,}08$$

$$\rho_1 = 1{,}08 \beta_1 = 0{,}8565 k_1 = 19{,}84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3{,}641 \times 10^3}{0{,}8565 \times 18 \times 2{,}35} = 100{,}496 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{100{,}496}{19{,}84} = 5{,}065 < 15MPa$$

$\sigma_{bc} = 5{,}065 < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}73$$

$$\rho_1 = 0{,}73 \beta_1 = 0{,}876 k_1 = 25{,}32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3{,}641 \times 10^3}{0{,}876 \times 18 \times 1{,}57} = 147{,}07\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{147{,}07}{25{,}32} = 5{,}80 < 15\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 5{,}80 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$, Condition vérifiée

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.4.5.3)

La fissuration étant peunuisible; aucune vérification n'est nécessaire.

c. Etat limite de déformation (BAEL91 Art B.6.5.1)

L'article B.6.5.1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

- **h** : hauteur totale de la section de nervure.
- $\mathbf{M_0}$: Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,
- $\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant max de flexion en travée,
- $\mathbf{b_0}$: La largeur de la nervure,

- ***l*** *:* portée libre maximale,
- **d** : hauteur utile.

✓ $\frac{h}{L} = \frac{20}{325} = 0{,}061 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \Rightarrow$Condition vérifiée

✓ $\frac{h}{L} = 0{,}061 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{3{,}641}{10\times5{,}698} = 0{,}064 \Rightarrow$Condition vérifiée

✓ $\frac{A_t}{b_0 d} = \frac{1{,}57}{12\times18} = 0{,}007 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \Rightarrow$Condition vérifiée

Conclusion : les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

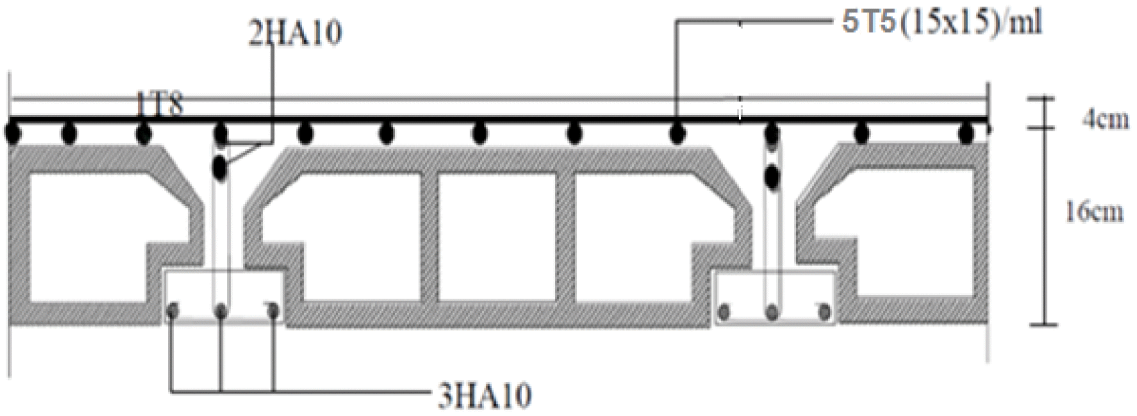


Figure III.2.5 *Ferraillage du plancher*

CHAPITRE III

III.3 DALLE BALCON ET PORTE A FAUX

III.3.1 Introduction

Ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive du plancher et libre aux extrémités, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

III.3.2 Dimensionnement

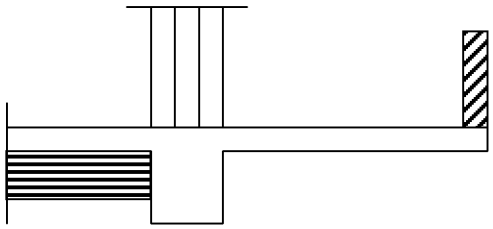


Figure III.3.1 *Coupe descriptive.*

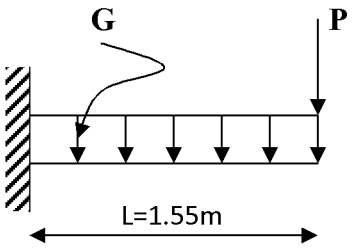


Figure III.3.2 *Schéma statique.*

Avec : G : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

P : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur extérieur en double cloisons.

- L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $\mathbf{e_p = 16\ cm}$ (déterminée dans le chapitre II).

III.3.3 Détermination des charges et surcharges

a- Charges permanentes

La charge permanente de la dalle pleine définie dans le chapitre précédent est de: $\mathbf{G_1 = 5{,}5\ KN/m^2}$

Puisqu'on travaille sur une bonde de 1m de largeur, donc G = 5,5 x1m = **5,5 KN/ml**

Mur extérieur en double cloisons de (10+15) cm : P= 2,85x 2,9 x 1 = **8,265KN/ml**

b- Surcharge d'exploitation

Surcharge de l'étage courant : Q = 3,5 KN/m^{2}x1,00 m =**3,5 KN/ml.**

III.3.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le porte à faux est calculé en flexion simple.

1. **La combinaison des charges**
   - **Dalle :** $q_{u1} = 1,35\ G + 1,5\ Q = 1,35\times5,5+1,5\times3,5 =$ **12,675 KN/ml.**
   - **Double cloison :** $q_{u2} = 1,35\ P = 1,35x8,265 =$ **11,157 KN.**

III.3.5 Les sollicitations

- **Le moment provoqué par la charge q_{u1}**

$M_{u1} = -\frac{qu1\times L^2}{2} = -\frac{12.675\times(1.55)^2}{2} = -15,22$ KN.m

- **Le moment provoqué par la surcharge q_{u2}**

$M_{u2} = -q_{u2}\times L = -11,157\times1.55 = -17,29$ KN.m

✓ **Le moment total**

$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -15,22 + (-17,29) = -32,51$ KN.m

Remarque : Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

✓ **Effort tranchant :**

$V_u = q_{u1}\times L + q_{u2} = 12,675\times1.55 + 11,157$

$V_u = 30,8$ KN

III.3.6 Ferraillage

- **Les armatures principales**

$\mu = \frac{Mu}{b\times d^2\times fbu} = \frac{32,51\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.135 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

On a: $\mu = 0,135 \Rightarrow$ après interpolation : $\beta = 0,9275$

$A_p = \frac{Mu}{\beta\times d\times\sigma st} = \frac{32,51\times10^3}{0,9275\times13\times348} = 7,75\ cm^2$

On adopte 6HA14 = 9,23 cm^2 avec $S_t =$ 17 cm (St = b / nombre de barre)

- **Les armatures de répartition**

$A_r = \frac{Ap}{4} = \frac{9.23}{4} = 2,31 cm^2$

On adopter 4HA10 = 3,14 cm^2 avec $S_t =$ 25cm

III.3.7 Vérifications

a. Vérification de l'écartement des barres

Armature principales : $S_t = 17$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armature secondaires : $S_t = 25$ cm < min (4h ; 45cm) = 45 cm $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1 / BAEL 91)

$A_{min} = 0{,}23\ b\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 13 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}57 cm^2$

$A = 10{,}06\ cm^2 > 1{,}57\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL 91)

$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum Ui} < \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3{,}14 \times 1{,}4 = 26{,}376$ cm

Avec : U_i : périmètre utile de la barre.
Φ : diamètre de la barre.
n : nombre de barres.

$\tau_{se} = \frac{30{,}8 \times 10^3}{0.9 \times 13 \times 26{,}376 \times 10^2} = 0{,}998$ MPa < 3.15 MPa $\Rightarrow$ **condition vérifiée.**

d. Vérification au cisaillement

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

Avec : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}50$ MPa (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30{,}8 \times 10}{100 \times 13} = 0{,}237$ MPa $\leq 2{,}50$ MPa $\Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Longueur de scellement droit

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$L_s = \frac{\Phi\ f_e}{4\ \overline{\tau}_s}$ Avec : $\tau s = 0{,}6 \psi_s^2 f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$MPa.

$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49{,}30\text{cm}$

$\Rightarrow$ Soient des crochets de longueur $L_a = 0{,}4\ L_s$; (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

L_a = 20 cm

III.3.8 Calcul à l'état limite service (ELS)

- **Combinaison de charge (G+Q)**

q_{s1}= (G+Q) 1m= (5,5+3,5) ×1m = 9 KN/ml
q_{s2}= P × 1m = 8,265 KN

- **Moment fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur :

$M_s = -\left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l\right) = -\left(\frac{9 \times 1.55^2}{2} + 8.265 \times 1.55\right) = -23{,}62$ KN.m

III.3.9 Ferraillage

$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{23{,}62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu = 0.098 \Rightarrow \beta = 0{,}948$

$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma st} = \frac{23{,}62 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 348} = 5{,}51\ cm^2 < A_{adoptée}$

✓ Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

III.3.10 Vérification

a. Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{K1} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\text{MPa}$$

on a : $\rho_1 = \frac{100 \times As}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}23}{100 \times 13} = 0{,}71 \Rightarrow$ d'après les tableaux : $\{\beta_1 = 0{,}8774\ ;\ K_1 = 25{,}85\}$

d'où: $\sigma_s = \frac{Ms}{\beta 1 \times As \times d} = \frac{23{,}62 \times 10^3}{0.8774 \times 9{,}23 \times 13} = 224{,}35$ MPa

enfin: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{K1} = \frac{224{,}35}{25{,}85} = 8{,}68$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

b. Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie que :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{16}{155} = 0.1032 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{16}{155} = 0.1032 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{32,51}{10\times32,51} = 0,1 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{9,23}{100\times12} = 0.0077 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

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

Chapitre III

III.4 CALCUL DES ESCALIERS

III.4.1 DEFINITION

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. Les escaliers des étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire, quant aux escaliers du RDC sont à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adapterons le même ferraillage pour ceux à trois volées.

III.4.2 TERMINOLOGIES

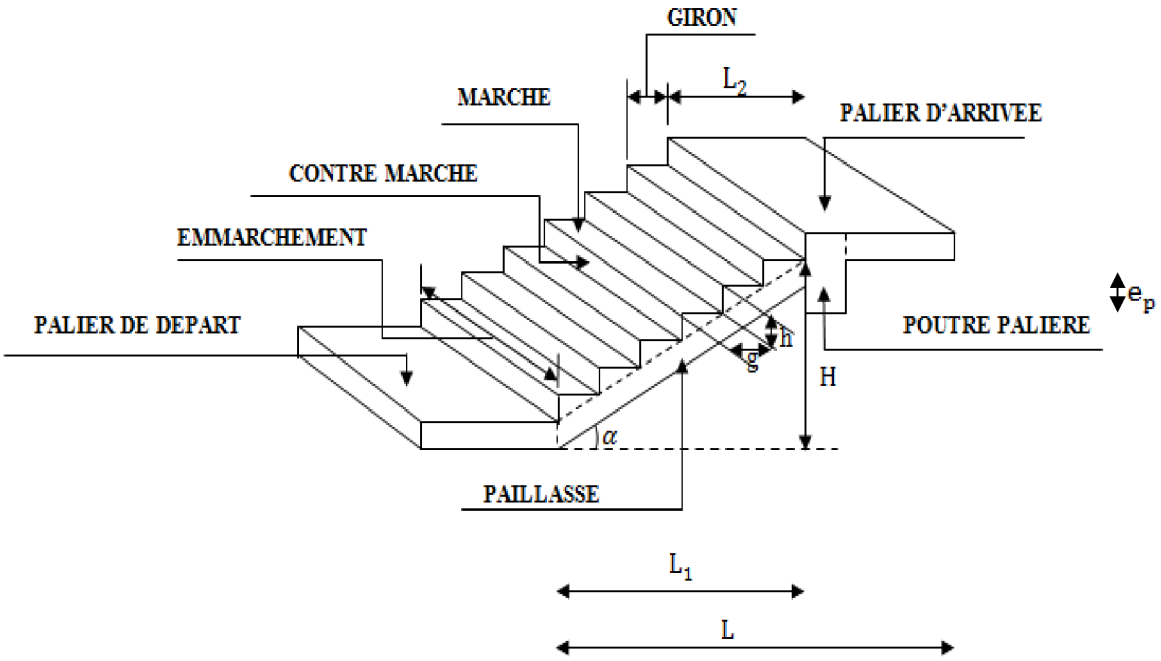


Figure III.4.1 *Constituants d'un escalier.*

-La marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.

-La contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm.

- La hauteur de la contre marche (h) : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

-Le giron (g) : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches.

- Une volée : c'est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier :** c'est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E) :** il représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** c'est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.
- **La ligne de foulée :** elle représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.4.3 PRE-DIMENSIONNEMENT D'ESCALIER

Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a. Calcul du nombre de marches et contre marches

L'escalier comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire
Pour que l'escalier soit confortable, il faut que :

$$\mathbf{14\ cm \leq h \leq 18\ cm.}$$

On prend : $\mathbf{h = 17cm}$

- Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche.}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

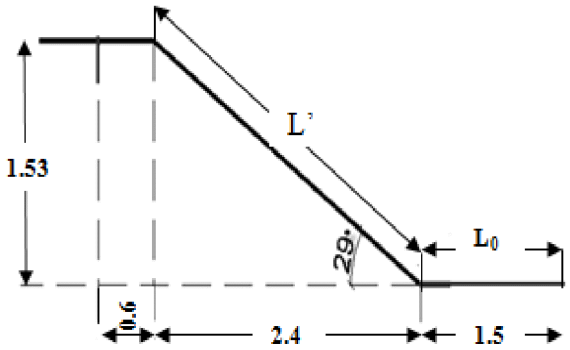


Figure III.4.2 *Schéma statique.*

- Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$\mathbf{59\ cm \leq g + 2h \leq 65\ cm}$$

$59\ \text{cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \leq 65\ \text{cm}$ → **La relation est vérifiée.**

b. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

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

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

Avec L : longueur du palier et de la paillasse.

$$\tan\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \rightarrow \alpha = 29{,}53°$$

$$L_0 = 1{,}50\ \text{m} \quad ; \quad ; \quad L' = \frac{240}{\cos 29{,}53} = 2{,}758\ \text{m}$$

$$L = L_0 + L' = 1{,}50 + 2{,}758 = 4{,}258\ \text{m}$$

Donc :

$$\frac{4{,}258}{30} \leq e_p \leq \frac{4{,}258}{20} \quad \rightarrow\ 14{,}19\ \text{cm} \leq e_p \leq 21{,}29\ \text{cm}$$

On prend : $\mathbf{e_p = 15\ cm}$.

Conclusion

Nous prenons une épaisseur de **15**cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.4.4 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 ml de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a. Les Charges permanentes

- ***Palier***

Tableau III.4.1 *Charge totale du palier*

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en béton	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	10	0,20
G_{total}			**5,49**

- ***La volée***

Tableau III.4.2 *Charge totale de la volée*

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	18	0,54
Marches	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Paillasse	0,15	25	$25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} = 4,31$
Enduit ciment	0,02	10	0,20
Garde-corps	/	/	0,20
G_{total}			**8,375**

b. La charge concentrée

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur **(P).**

$$\mathbf{P} = (\mathbf{h_e} - \mathbf{e_p}) \text{x } \mathbf{G_{mur\ ext}} \text{ x } \mathbf{1ml}$$

$$P = (3,06 - 0,2) \text{ x } 2,85 \text{ x } 1 = 8,15 \text{ KN}$$

c. Les surcharges d'exploitation

Surcharge d'exploitation selon le **DTR C2-2** pour une construction à usage d'habitation est

$\mathbf{Q = 2.5\ KN/m^2}$.

d. Combinaison de charges

- ***Palier***

ELU: $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(5{,}49) + 1{,}5(2{,}5) = 11{,}17\ \text{KN/ml}$
ELS: $q_s = G + Q = (5{,}49) + (2{,}5) = 8\ \text{KN/ml}$

- ***La volée***

ELU: $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(8{,}375) + 1{,}5(2{,}5) = 15{,}06\ \text{KN/ml}$
ELS: $q_s = G + Q = (8{,}375) + (2{,}5) = 10{,}88\ \text{KN/ml}$

- ***Charge concentrée***

ELU: $q_{Umur} = 1{,}35G = 1{,}35(8{,}15) = 11\ \text{KN}$
ELS: $q_{Smur} = G = 8{,}15\ \text{KN}$

III.4.5 CALCUL A L'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

a. Calcul des efforts internes

- ***Réactions d'appui à l'ELU***

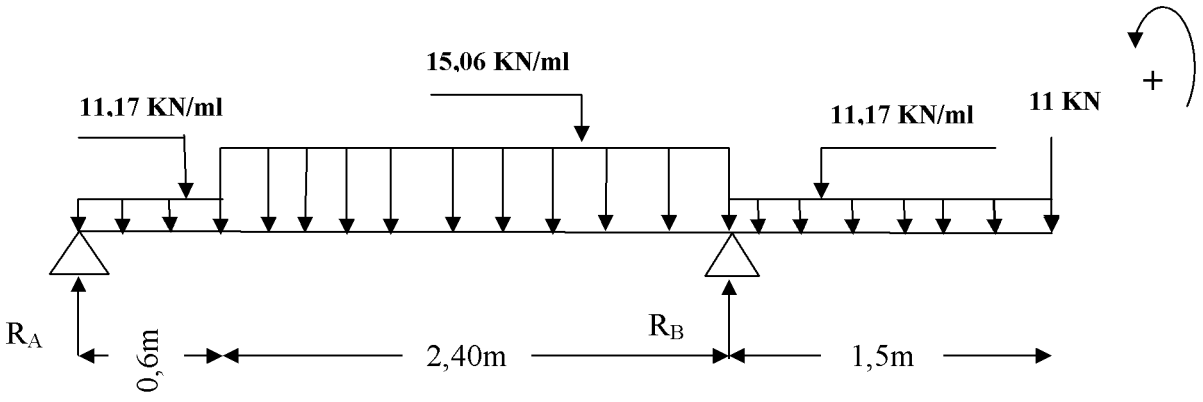


Figure III.4.3 *Schéma statique des réactions d'appuis à l'ELU.*

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11 + 11{,}17 \times ((1{,}5) + (0{,}60)) + 15{,}06 \times (2{,}40)$$

$$R_A + R_B = 70{,}6\ KN$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3{,}9\ R_A = 11{,}17 \times 0{,}6 \times 4{,}2 + 15.06 \times 2{,}4 \times 3{,}6 + 11{,}17\left(\frac{1{,}5^2}{2}\right)$$

$$2{,}4\ R_B = 138{,}3$$

$\rightarrow \mathbf{R_A = 35,46\ KN}$

$\rightarrow \mathbf{R_B = 24,14\ KN}$

b. Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.4.3 *Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU*

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moments fléchissant	x (m)	T_y (kN)	M_z (kN.m)
0 ≤ x ≤ 0,6	$11{,}17x$	$-\left(11{,}17 \times \frac{x^2}{2}\right)$	**0**	**0**	**0**
			0,6	**6,70**	**-2,01**
0,6 ≤ x ≤ 3,0	$11{,}17 \times 0{,}6 - R_A + 15{,}06(x - 0{,}6)$	$-11{,}17 \times 0{,}6(x - 0{,}3) + R_A(x - 0{,}6) - 15{,}06 \times \frac{(x-0{,}6)^2}{2}$	**0,6**	**-28,75**	**-2,01**
			3,0	**7,39**	**23,64**
3≤ x ≤ 4,5	$11{,}17 \times 0{,}6 - R_A + 15{,}06 \times 2{,}4 + 11{,}17(x - 3)$	$-11{,}17 \times 0{,}6(x - 0{,}3) + R_A(x - 0{,}6) - 15{,}06 \times 2{,}4(x - 1{,}8) + -11{,}17 \times \frac{(x-3)^2}{2}$	**3,0**	**7,39**	**23,64**
			4,5	**24,14**	**0**

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- ***Moment en appuis B***

$M_a^{max} = (-0{,}3)M_{z\,max} = (-0{,}3) \times (23{,}64) = 7{,}09\ \ KN.m$

- ***Moment en travée***

$M_t^{max} = \frac{dMz(x)}{dx} = 0$; $0{,}60m \leq x \leq 3m$

$11{,}17 \times 0{,}6 - R_A + 15{,}06(x - 0{,}6) = 0$

$x = 2{,}5\ m$

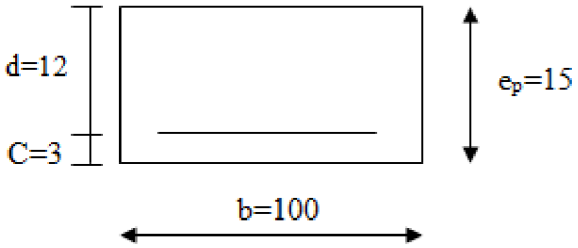
D'où : $M_t^{max} = M_{(x=2{,}5)} = 25{,}44\ \ KN.m$

III.4.6 FERRAILLAGE A L'ELU

Le calcul se fera à en flexion simple pour section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont : b = 100 cm ; c = 3 cm ; d = 12 cm. et d'épaisseur (e_p=15cm).

- **En travée**

➢ ***Armatures principales***



$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14{,}2\text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{25{,}44 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}124 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}124 \rightarrow \beta = 0{,}934$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}, \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \mathbf{348}\ \text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{25{,}44 \times 10^5}{0{,}934 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 6{,}52\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 7HA12=7,9 cm², avec un espacement **St** = **15**cm.

➢ ***Armatures de répartition***

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7{,}9}{4} = 1{,}975\text{cm}^2$$

Soit :

A_r = 7HA10 = 5,49 cm² avec S_t = 15 cm

- **Aux appuis**

➢ ***Armatures principales***

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{23{,}64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}116 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}116 \rightarrow \beta = 0{,}938$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{23{,}64 \times 10^5}{0{,}938 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 5{,}96\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons :7HA12= 7,9 cm², avec un espacement **St** = **15**cm

➢ ***Armatures de répartition***

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7,9}{4} = 1,975 cm^2$$

Soit

A_r = **7HA10 = 5,49** cm^2 avec S_t = **15** cm

III.4.7 CALCUL A L'ELS

a. Calcul des efforts internes

- **Réactions d'appui**

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8,15 + 8 \times (1,50) + 8 \times (0,60) + 10,88 \times (2,40) = 51,06 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 51,06 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3,9\, R_A = 8 \times 0,6 \times 4,2 + 10,88 \times 2,4 \times 3,6 + 8\left(\frac{1,5^2}{2}\right)$$

$$3,9\, R_A = 114,52 \text{ KN}$$

$\rightarrow \mathbf{R_A = 29,36\ KN}$

$\rightarrow \mathbf{R_B = 21,69\ KN}$

c. Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.4.3 *Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS*

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moments fléchissant	x (m)	T_y (kN)	M_z (kN.m)
0 ≤ x ≤ 0,6	$8x$	$-\left(8 \times \frac{x^2}{2}\right)$	**0**	**0**	**0**
			0,6	**4,8**	**-1,44**
0,6 ≤ x ≤ 3,0	$8 \times 0,6 - R_A + 10,88(x - 0,6)$	$-8 \times 0,6(x - 0,3) + R_A(x - 0,6) - 10,88 \times \frac{(x-0,6)^2}{2}$	**0,6**	**-24,56**	**-1,44**
			3,0	**1,55**	**26,17**
3≤ x ≤ 4,5	$8 \times 0,6 - R_A + 10,88 \times 2,4 + 8(x - 3)$	$-8 \times 0,6(x - 0,3) + R_A(x - 0,6) - 10,88 \times 2,4(x - 1,8) - 8 \times \frac{(x-3)^2}{2}$	**3,0**	**1,55**	**26,17**
			4,5	**13,55**	**14,84**

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- ***Moment en appuis***

$M_a^{max} = (-0{,}3)M_{z\,max} = (-0{,}3) \times (26{,}17) = -7{,}85\ \text{KN.m}$

- ***Moment en travée***

$M_t^{max} = \frac{dMz(x)}{dx} = 0 \quad ; \quad 0{,}60\text{m} \leq x \leq 3\text{m}$

$8 \times 0{,}6 - R_A + 10{,}88\,(x - 0{,}6) = 0$

$x = 2{,}85\ m$

D'où : $M_t^{max} = M_{(x=2{,}85)} = 26{,}28\ \text{KN.m}$

$M_t = 0{,}85 \times M_t^{max} = (0{,}85) \times 26{,}28 = 22{,}33\ \text{KN.m}$

III.4.8 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91, Art A.4.2 .1)

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

$A_{calculée} \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 12 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{1{,}45}\ \text{cm}^2$

$A_a = 7.9\ \text{cm}^2 > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_t = 7{,}9\ \text{cm}^2 > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91, Art 5.1.2)

$V_u^{max} = 24{,}14\ \text{KN}$

Pour une fissuration non préjudiciable:

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}33; 5\text{MPa})$

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{24{,}14 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}201\text{MPa}$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ **condition vérifiée.**

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- **Dans le béton (**BAEL91 modifié 99, Art A.5.1, 313)

$V_u^{max} = 24{,}14\ \text{KN}$

$\bar{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 12 \times 100 = 720\ \text{KN}, \quad \text{avec } a = 0{,}9d$

$V_u^{max} = 24{,}14\ \text{KN} \leq \bar{V}_u = 720\ \text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Les aciers** (BAEL 91 modifié 99, Art A.5.1, 321)

$$A_a = 7{,}9\text{cm}^2 \quad . \quad M_u^a = -23{,}64\ \text{KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_u^a}{0{,}9d}\right)$$

$$A_a = 7{,}9 \geq \frac{1{,}15}{400}\left(24{,}14 - \frac{23{,}64}{0{,}9\times 12} = 0{,}063\right) \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant $\mathbf{V_u}$ n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91, A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$$

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

Ψ_s: coefficient de scellement(aciers haute adhérence $\rightarrow$ $\Psi s = 1.5$).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 7 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 26{,}38\text{cm}.$$

Avec : n: Nombre de barres.

$$\tau_{sc} = \frac{24{,}14 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 26{,}38 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0{,}85\ \text{MPa}$$

$$\left.\begin{matrix}\tau_{se} = 0{,}85\ \text{MPa}\\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ \text{MPa}\end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Espacement des barres (BAEL91, Art A.8.2.4,2)

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :** $S_{tmax} \leq$ min (3h, 33cm) = 33cm

Appuis : St = 15cm < 33cm
Travée : St = 15cm < 33cm
$\Rightarrow$Condition vérifiée.

- **Armature de répartition :** $S_{tmax} \leq$ min (4h, 45cm) = 45cm.

Appuis : St = 15cm < 45 cm
Travée : St = 15cm < 45 cm
$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

f. Calcul de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s^{\,2} \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}825\text{MPa}$

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}825} = 42{,}47\text{cm}$$

On prend $\mathbf{L_s = 50\ cm.}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre a laquelle les barres seront ancrée alors le BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

pour les aciers H.A $L_c = 0{,}4 \times L_s$

$L_c = 0{,}4 \times 50 = 20\text{cm}$

III.4.9 VERIFICATION A L'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression,
- état limite de déformation,
- état limite de l'ouverture des fissures.

a. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION (BAEL91, ART A.4.5, 2)

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

avec : $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ (contrainte de traction des aciers)

β_1 et k_1 est fonction de ρ_1

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7{,}9}{100 \times 12} = 0{,}66 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}881 \\ K_1 = 27{,}02 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7{,}85 \times 10^6}{0{,}881 \times 120 \times 7{,}9 \times 10^2} = 93{,}75\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{93,75}{27,02} = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,46 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,9}{100 \times 12} = 0,471 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{22,33 \times 10^6}{0,881 \times 120 \times 7,9 \times 10^2} = 267,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{267,36}{27,02} = 9,89 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,89 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b. ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

D'après l'article (B.6.3 du BAEL91), 0n admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

c. VERIFICATION DE LA FLECHE

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

1. **Paillasse**

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{2,75} = 0,065 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,065 \leq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{22,33}{10 \times 26,28} = 0,085 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7,9}{100 \times 12} = 0,0065 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

2. Console

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{150} = 0,113 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,113 \leq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{14,84}{10 \times 9} = 0,164 \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

avec : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8 \times (1,50)^2}{2} = 9 \text{ KN.m}$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7,9}{100 \times 12} = 0,0065 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées.

CHAPITRE III

III.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse, semi encastré à ses extrémités. Sa portée max est de **2,80 m**.

III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT

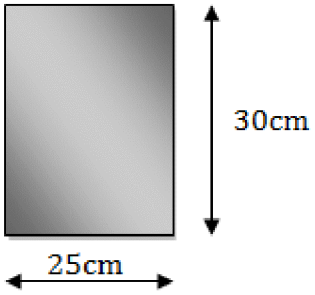
L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré ⇒**L= 280**cm

a. Hauteur de la poutre

Elle est donnée par :

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

On prend : $\mathbf{h_t = 30}$ cm



b. Largeur de la poutre

Elle est donnée par :

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$

On prend :$\mathbf{b = 25}$ cm

- **Vérification des exigences du RPA99, Art7.5, 1**

  $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

  $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

  $h/b = 1{,}2 \leq 4 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc on opte pour une poutre de dimensions **(25 x30)** cm^2.

III.5.2 CHARGE REVENANT A LA POUTRE

Poids propre de la poutre: $0{,}30 \times 0{,}25 \times 25 = 1{,}875\text{KN/ml}$

L'effort tranchant a l'appui A :

A **l'ELU : T_u=27,79**KN

A **l'ELS : T_s=19,82**KN

ELU: $q_u = 1{,}35G + \frac{T_u}{l} = 1{,}35(1{,}875) + \frac{27{,}79}{1\text{ml}} = 30{,}32\ \text{KN/ml}$

ELS: $q_s = G + \frac{T_s}{l} = (1{,}875) + \frac{19{,}42}{1ml} = 21{,}25\ KN/ml$

III.5.3 CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

a. Calcul du moment et de l'effort tranchant

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30{,}32 \times 2{,}8}{2} = 46{,}24\ KN$$

- **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30{,}32 \times (2{,}8)^2}{8} = 35{,}26\ KN.m$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs, d'après la méthode forfaitaire :

- **En travée :** $M_t = 0{,}85M_0 = 29{,}98\ KN.m$
- **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0{,}3M_0 = -10{,}58\ KN.m$

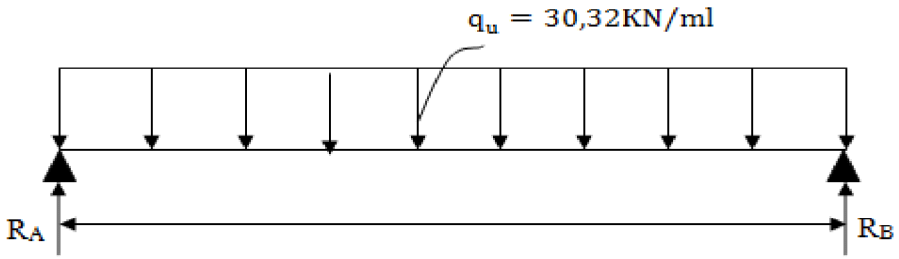


Figure III.5.1 *Schéma statique de calcul*

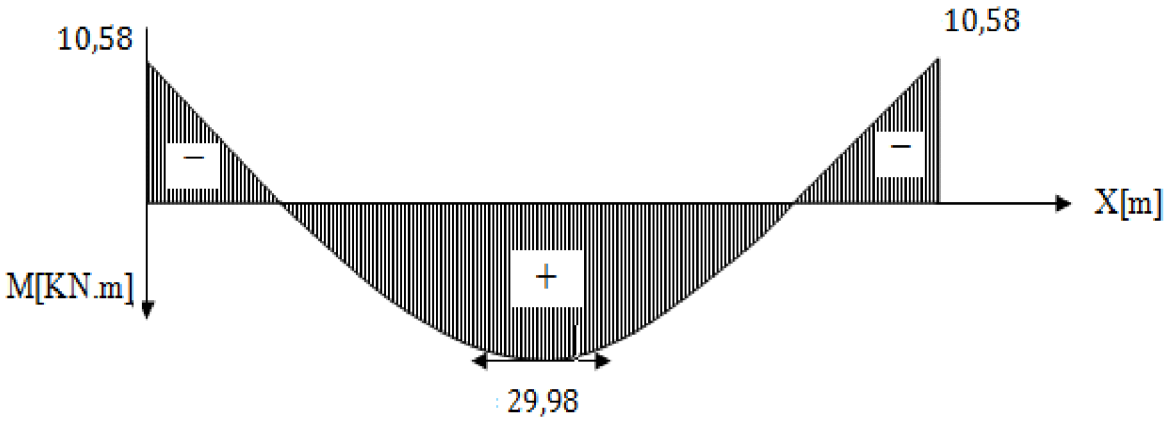


Figure III.5.2 *Diagramme des moments fléchissant*

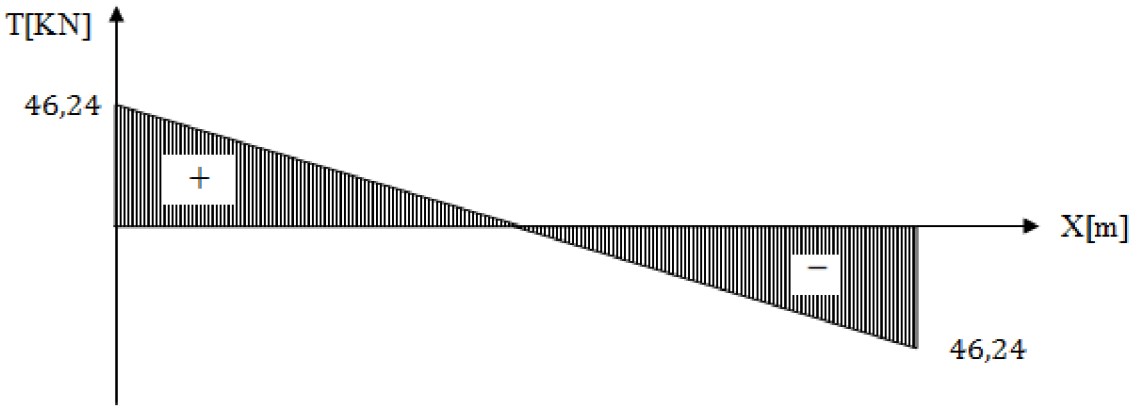


Figure III 5.3 *Diagramme des efforts tranchant.*

b. Le ferraillage

Soit un enrobage : c = 3cm d'où : d = 27cm.

En travée et aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} < \mu_l = 0{,}392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$La section est simplement armée**(SSA).**

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14{,}2 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} \qquad \text{avec:} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Mu (KN.m)	μ_b	β	As (cm^2)	adoptée(cm^2)
Appuis	10,58	0,040	0,980	1,149	**3 T 12 = 3, 39**
Travée	29,98	0,116	0,938	3,40	**3 T 12 = 3,39**

c. Armatures transversales (BAEL 91)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{15}\right] = \min[8.57; 12; 16.67]$$

On prend :$\emptyset_t = 8$ mm

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier : $\mathbf{A_t}$**=4T8 = 2,01**cm^2

- **Espacement**

D'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

➢ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\emptyset; 30\ cm\right) = (7.5\ ; 9.6; 30\ cm)$$

$\Rightarrow S_t \leq 7{,}5\ cm$ On prend : $S_t = 7\ cm$

➢ **Zone courante**

$$s_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15\ cm$$

On prend : $S_t = 15\ cm$

III.5.4 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art A.4.2.1)

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

$$A_{calculée} \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 25 \times 27 \times 2{,}1}{400} = 0{,}82\ cm^2$$

- $A_a = 3.39\ cm^2 > A_{min} = 0{,}82\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $A_t = 3{,}39\ cm^2 > A_{min} = 0{,}82\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification de l'effort tranchant

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0{,}10f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{46{,}24 \times 10^3}{250 \times 270} = 0{,}685\ MPa$$

On a : $\tau_u = 0{,}685\ MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- **Dans le béton** (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1, 313)

On a : $\bar{V}_u = 46{,}24KN$

$$\bar{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 27 \times 25 = 405\ KN \qquad avec\ a = 0{,}9d$$

$V_{max} = 46{,}24KN < \bar{V}_u = 405\ KN \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Les aciers** (BAEL 91modifié99, Art A.5.1, 321)

$A_a = 3{,}39cm^2$. $M_u^a = -10{,}58KN.m$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e}\left(v_u + \frac{M_u^a}{0,9d}\right)$$

$$\frac{1,15}{400}\left(46,24 - \frac{10,58}{0,9 \times 27} = 0,131\right) \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant Vu n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91 (A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

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

Ψ_s :Coefficient de scellement (acier haute adhérence Ψ_s=1.5),

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}.$$

N: Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{46,24 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,304 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1,683 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{matrix}\tau_{se} = 1,683 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}\end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1,683\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet« L_c » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

L_c = 0,4Ls = 0,4× 42,33 = 16,932cm On adopteL_c =17cm

III.5.5 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELS

Il faut rappeler que$q_s = 21{,}25$ KN/ml.

- **Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21{,}25 \times 3{,}05}{2} = 32{,}40 \text{ KN}$$

- **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21{,}2 \times (3{,}05)^2}{8} = 24{,}71 \text{ KN.m}$$

- **Les moments après correction**
  - **En travée :** $M_t = 0{,}85M_0 = 21{,}00$ KN.m
  - **Aux appuis :** $M_a = -0{,}3M_0 = -7{,}413$ KN.m

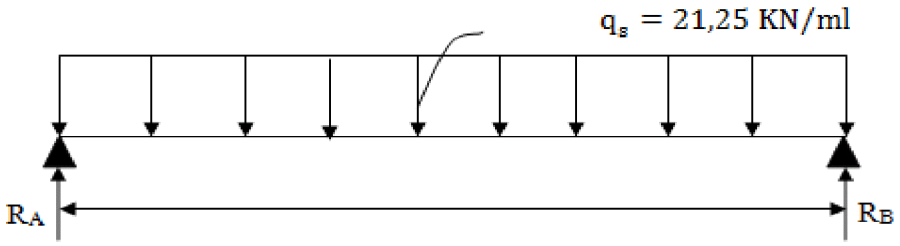


Figure III.5.4 Schéma *statique de calcul.*

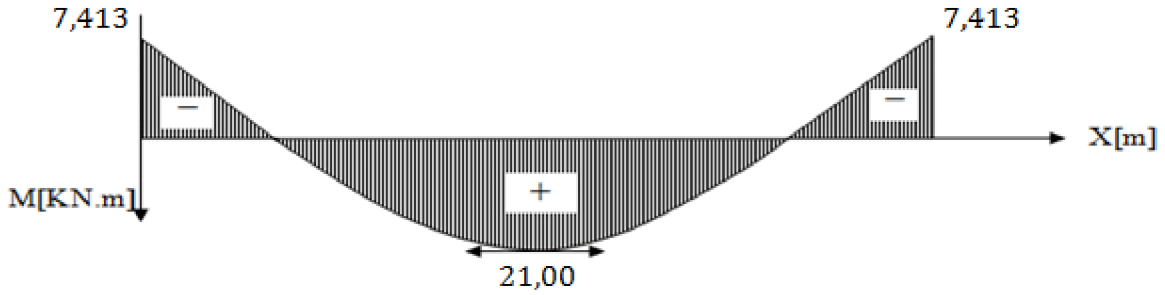


Figure III.5.5 *Diagramme des moments fléchissant.*

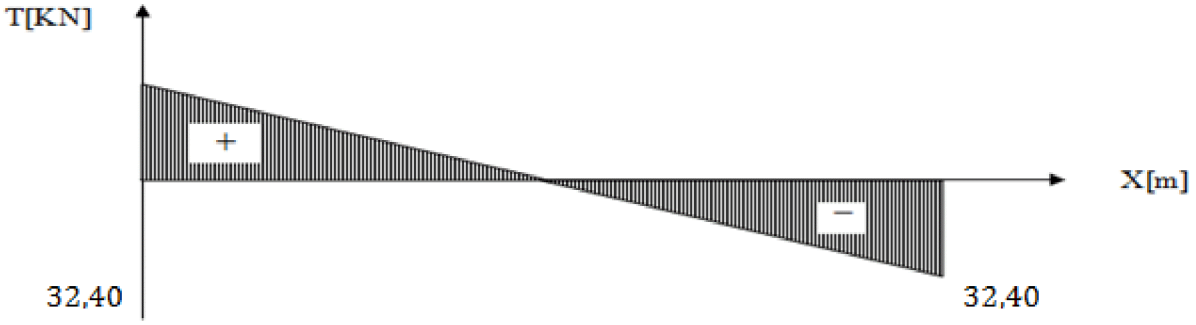


Figure III.5.6 *Diagramme de l'effort tranchant.*

a. Vérification des contraintes

- **Les aciers :** la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.
- **Le béton :** à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

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

Avec : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{25 \times 27} = 0{,}50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}893 \\ K_1 = 31{,}73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7{,}413 \times 10^6}{0{,}893 \times 270 \times 3{,}39 \times 10^2} = 90{,}69\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{90{,}69}{31{,}73} = 2{,}86\ \text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2{,}86\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{25 \times 27} = 0{,}50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}893 \\ K_1 = 31{,}73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{21{,}00 \times 10^6}{0{,}893 \times 270 \times 3{,}39 \times 10^2} = 256{,}92\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{256{,}92}{31{,}73} = 8{,}10\ \text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 8{,}10\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\}$$
$$= \min\{266{,}66\ ;\ 201{,}63\}$$

$\sigma_{st} = 90{,}69\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201{,}63\text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} = \dfrac{30}{305} = 0{,}098 > 0{,}0625 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée,} \\ \dfrac{h}{L} = 0{,}098 \geq \dfrac{M_t}{10M_0} = \dfrac{21{,}00}{10 \times 24{,}71} = 0{,}084 \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée,} \\ \dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} = \dfrac{3{,}39}{25 \times 27} = 0{,}005 < 0{,}0105 \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

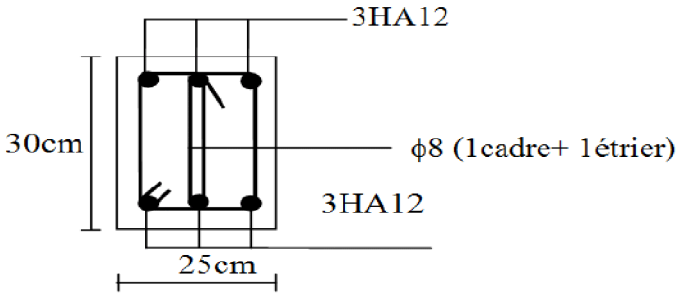
Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Conclusion

Le ferraillage de la porte palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
  - **3HA12** en travée
  - **3HA12** aux appuis
- **Armatures transversales**

  01 cadre et 01 étrier en **4HA8**.



Coupe A-A

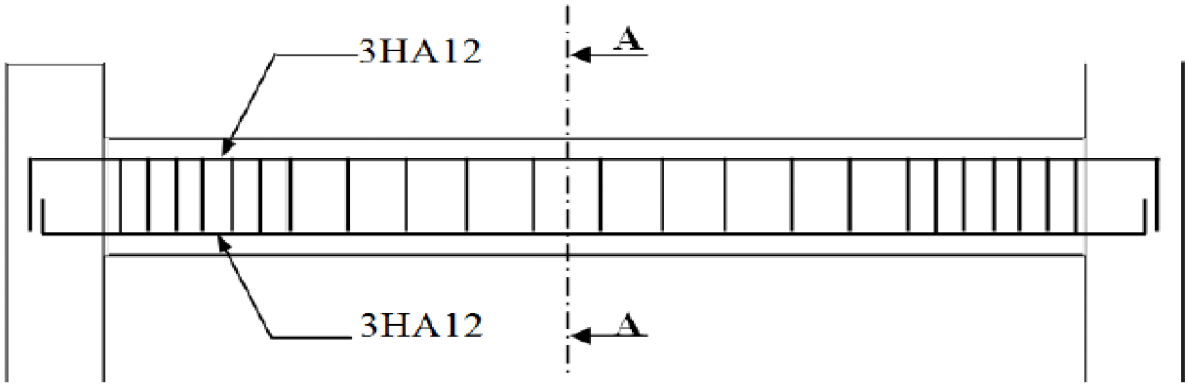


Figure III.5.6 *Schémas de ferraillage de la poutre palière.*

Chapitre III

III.6 CALCUL DE LA SALLE MACHINE

III.6.1 INTRODUCTION

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.
L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

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

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(1.80× 2.00)** m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **09** tonnes (90 KN), repartie sur une surface de **(0,8 × 0,8)** m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.
L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD** qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

III.6.2 DIMENSIONNEMENT

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

$\mathbf{h_t}$: doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version**2003**) →Soit $\mathbf{h_t = 15}$ cm.

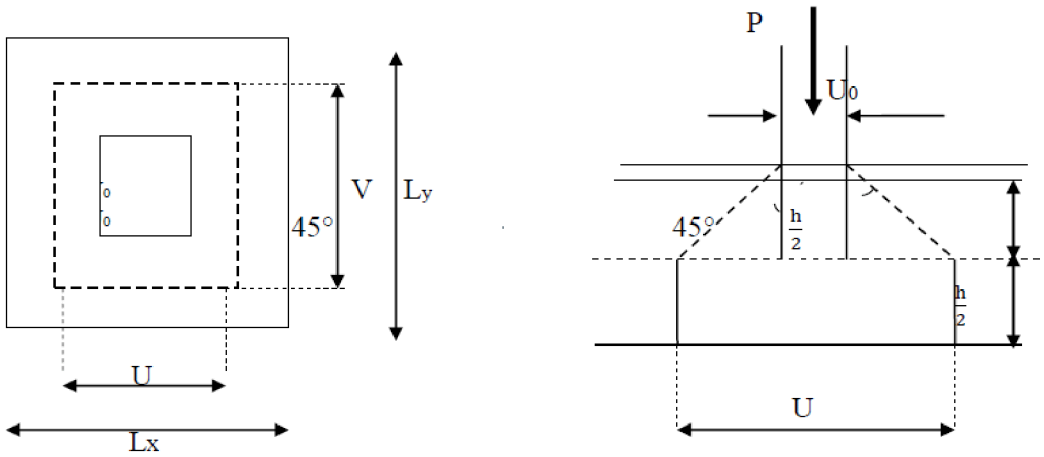


Figure III.6.1 Schéma statique de la salle machine**.**

$\mathbf{U = u_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right)} = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105$ cm.

$\mathbf{V = v_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right)} = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105$ cm.

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle, $h_0 = 15$ cm,
- e : épaisseur de revêtement, e = 05 cm,
- **ξ :** coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, ξ= 1.0,
- U ×V: surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans le quel la charge est centrée $u_0=v_0=$ 80 cm.

III.6.3 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

a. à L'ELU

$\mathbf{q_u = 1,35G + 1,5Q}$ (Charge uniformément repartie sur une bonde de 1m.)

$\mathbf{P_u = 1,35P}$ (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0{,}15) + (22 \times 0{,}05) = 4{,}85 KN/m^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 KN/m^2$

Alors :

$q_u = 1{,}35 \times 4{,}85 + 1{,}5 \times 1 = 8{,}05 KN/ml$

$P_u = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5 KN$

b. à L'ELS

$\mathbf{q_s = G + Q} = 4{,}85 + 1 = 5{,}85$ KN/ml

$\mathbf{P_s = P} = 90$ KN

III.6.4 CALCUL DES MOMENTS

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_X^1 = p_u(M_1 + \upsilon M_2) \\ M_y^1 = p_u(M_2 + \upsilon M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 : coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de $\left(\frac{U}{l_x}\right)$, $\left(\frac{V}{l_y}\right)$ et ρ .

υ : Coefficient de Poisson $\begin{cases} \upsilon = 0 & \text{à L'ELU} \\ \upsilon = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{200} = 0,90$; $0{,}4 \leq \rho \leq 1$ $\Longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \frac{U}{L_X} = \frac{105}{180} = 0,6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,52 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M1=0,088 \\ M2=0,066 \end{cases}$$

1. **à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x_1} = q_u \text{ x } M_1 = 121,5\text{x } 0,088 = 10,69 \text{ KN.m} \\ M_{y_1} = q_u \text{ x } M_2 = 121,5\text{x } 0,066 = 8,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. **à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_X^1 = 90 \times (0,088 + 0,2 \times 0,066) = 9,10 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = 90 \times (0,066 + 0,2 \times 0,088) = 7,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $\mathbf{M_X^2 = \mu_x \times q \times (l_x)^2}$

Dans le sens L_y : $\mathbf{M_y^2 = \mu_y \times M_X^2}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ.

$\rho = 0,9$

- **à l'ELU** $\upsilon = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_X^2 = 0,0458 \times 8,05 \times (1,8)^2 = 1,19 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,778 \times 1,19 = 0,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **à l'ELS** $\upsilon = 0,2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_X^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1,8)^2 = 1,00 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,846 \times 1,00 = 0,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. superposition des moments

1. **à l'ELU**

$$\begin{cases} M_x^u = M_X^1 + M_X^2 = 10,69 + 1,19 = 11,88 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 8,02 + 0,93 = 8,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. **à l'ELS**

$$\begin{cases} M_x^s = M_X^1 + M_X^2 = 9,10 + 1,00 = 9,10 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_y^1 + M_y^2 = 7,52 + 0,85 = 8,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Correction des moments

1. à l'ELU

- **En travée** $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85M_X^u = 0{,}85 \times 11{,}88 = 10{,}10\ \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85M_y^u = 0{,}85 \times 8{,}95 = 7{,}61\ \text{KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\begin{cases} M_x^a = -0{,}3M_X^u = -0{,}3 \times 11{,}88 = -3{,}56\ \text{KN/m} \\ M_y^a = -0{,}3M_y^u = -0{,}3 \times 8{,}95 = -2{,}68\ \text{KN/m} \end{cases}$

2. à l'ELS

- **En travée** $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85\ M_X^s = 0{,}85 \times 9{,}10 = 7{,}73\ \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85M_y^s = 0{,}85 \times 8{,}37 = 7{,}11\ \text{KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\begin{cases} M_x^t = -0{,}3\ M_X^s = -0{,}3 \times 9{,}10 = -2{,}73\ \text{KN/m} \\ M_y^t = -0{,}3\ M_y^s = -0{,}3 \times 8{,}37 = -2{,}51\ \text{KN/m} \end{cases}$

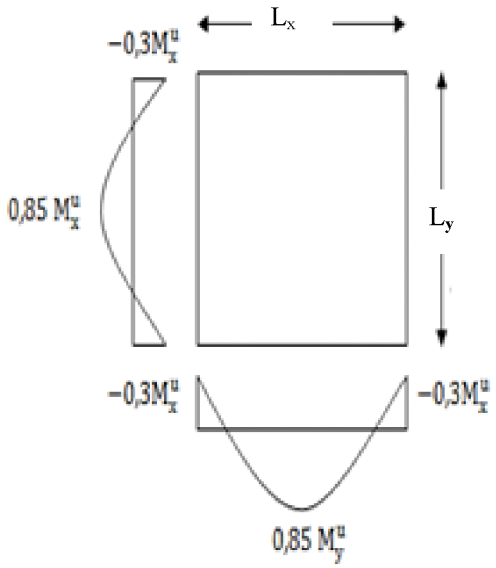


Figure III.6.2 *Correction des moments dans les deux sens(l_x,l_y).*

III.6.5 FERRAILLAGE

a. En travée

- **Sens de la petite portée (sens xx)**

$d = h_t - 2cm = 13cm$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10{,}10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}040 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ La section est simplement armée(**SSA**).

$$\mu_b = 0{,}040 \rightarrow \beta = 0{,}980$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{10{,}10 \times 10^5}{0{,}980 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 2{,}27\ cm^2$$

Nous adopterons : **5HA12= 5,65** cm^2, avec S_t **= 20 cm**

- **Sens de la grande portée (sens yy)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7{,}61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}032 < 0{,}392 \rightarrow \mathbf{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0{,}032 \rightarrow \beta = 0{,}984$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{7{,}61 \times 10^5}{0{,}984 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 1{,}71\ cm^2$$

Nous adopterons : **5HA12= 5,65** cm^2, avec S_t **= 20 cm.**

b. Aux appuis

- **Sens de la petite portée (Sens xx)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{3{,}56 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}014 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}993$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{3{,}56 \times 10^5}{0{,}993 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}79\ cm^2$$

Nous adopterons : 5HA12= 5,65 cm^2, avec S_t = **20** cm.

- **Sens de la grande portée (Sens yy)**

On adopte le même ferraillage que celui du sens (x-x), soit **5HA12** avec S_t **= 20 cm**.

III.6.6 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à l_x**

$$\mathbf{w_x = w_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right)}$$

$$\mathbf{w_x = \frac{A_{min}}{S}}$$

avec : $\mathbf{A_{min}}$: section minimale d'armatures,

$\mathbf{S}$: Section totale du béton,

$\mathbf{W_0}$: Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400) $\rightarrow w_0 = 0{,}8‰$.

$$w_x = 0{,}0008 \times \left[\frac{(3-0{,}9)}{2}\right] = 0{,}00084$$

$$A_{min} = 0{,}00084 \times (100) \times (15) = 1{,}26\ cm^2$$

$A_{adp} = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 1{,}26\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures parallèles à l_y**

$\mathbf{A_{min} \geq b \times h \times w_0} = 100 \times 15 \times 0{,}8 \times 10^{-3} = 1{,}2\ cm^2$

$A_{adp} = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

$$\mathbf{P_u \leq 0{,}045\ \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle.

$\mathbf{P_u} = 121{,}5$ KN

$\mu_c = 2(U+V) = 2(1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2$ m

$P_u = 121{,}5\ KN < 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25\times10^3}{1{,}5} = 472{,}5\ KN \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a U = V.

Au milieu de U on aura :

$$\mathbf{T_u} = \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{2U+V})} = \frac{121{,}5}{2\times1{,}05+1{,}05} = 38{,}57\ KN$$

Au milieu de V on aura :

$$\mathbf{T_u} = \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{3U})} = \frac{121{,}5}{3 \times 1{,}05} = 38{,}57\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38{,}57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}296\ MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}17 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0{,}296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1{,}17 \text{ MPa}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

d. La longueur de scellement

$$\mathbf{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}}$$

Avec :

$\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal et assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet«L_c » est au moins égale à 0,4 Ls pour les aciers H.A.

$L_c = 0{,}4Ls = 0{,}4 \times 42{,}32 = 16{,}92\text{cm}$; On adopte $\mathbf{L_c = 17cm}$.

e. Diamètre minimal des barres (BAEL91modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ m}$$

$\emptyset = 12 \text{ mm} < \emptyset_{max} = 15 \text{ mm}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

f. Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42)

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

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min \leq (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$,
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

- **Sens xx**

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$.
Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$,

- **Sens yy**

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$.
Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$,

III.6.7 VERIFICATION A L'ELS

a. État limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 13} = 0{,}43 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}900 \\ K_1 = 35{,}00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \dfrac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

$$\sigma_s = \frac{7{,}73 \times 10^6}{0{,}900 \times 130 \times 5{,}65 \times 10^2} = 117{,}01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{117{,}01}{35{,}00} = 3{,}34 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3{,}34 \text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91, Art. A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification.

c. Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_{tx}}{20M_x} \\ \dfrac{A_x}{bd_x} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1m.
- A_x: Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1m.

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} = \dfrac{15}{180} = 0{,}083 > \dfrac{M_{tx}}{20M_x} = \dfrac{7{,}73}{20 \times 9{,}10} = 0{,}042 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \\ \dfrac{A_x}{b.d} = \dfrac{5{,}65}{100 \times 13} = 0{,}0043 < \dfrac{2}{f_e} = 0{,}005 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

Conclusion

Le ferraillage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**

  5HA12 (sens x-x), S_t=20cm
  5HA12 (sens y-y), S_t=20cm

- **En appuis**

  5HA12 (sens x-x), S_t=20cm
  5HA12 (sens y-y), S_t=20cm

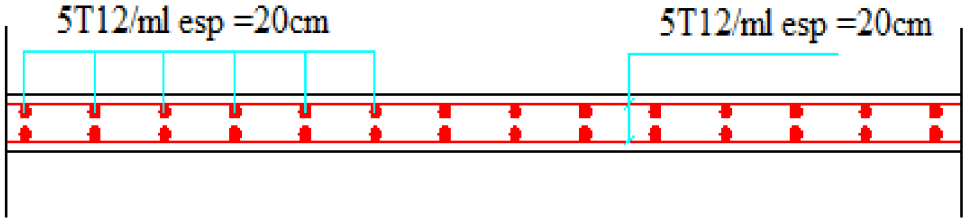


Figure III.6.3 *Ferraillage de dalle salle machine.*

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.1 INTRODUCTION

La révolution scientifique a changée les habitudes de travail. Certains métiers sont apparus et d'autre ont disparu. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable, n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû se confronter au monde de l'informatique par l'apparition de logiciels de calcul.
Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.).

IV.2 LE CONCEPT DE LA BASE DE LA MEF

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments. Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.
La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 DÉFINITION DE L'ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV.3.1 *RAPPEL (TERMINOLOGIE)*

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Loads : charges
Elément : élément
Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
Uniformedloads: point d'application de la charge
Define : définir
Frame section : coffrage

Column : poteau
Beam : poutre
Shell : voile
Frame : portique (cadre)
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier

IV.3.2 MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.6.0.
Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :

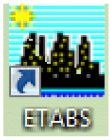


Figure IV.1 *Icône d'ETABS.*

Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK.**

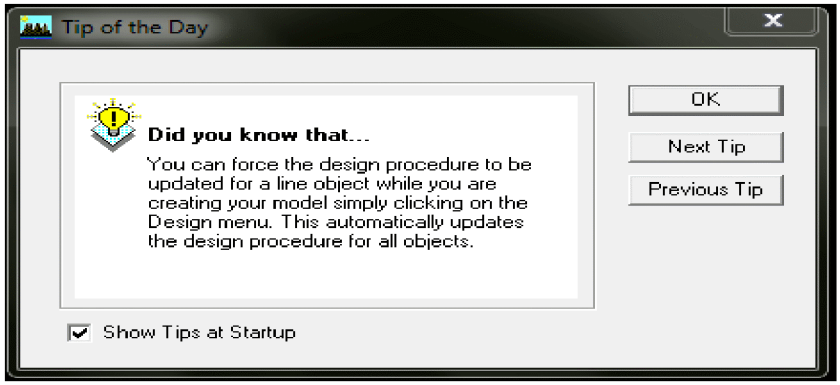


Figure IV.2 *Fenêtre de dialogue.*

IV.4 ÉTAPES DE MODÉLISATION

a. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS.

En bas à droite de l'écran, on sélectionne le **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

Figure IV.3 *Choix des unités*

- **Géométrie de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **No.**

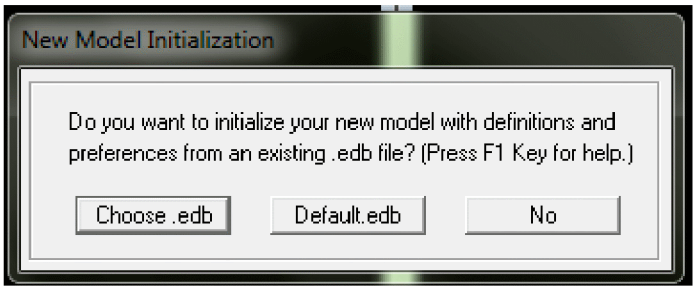


Figure IV.4 *Choix de géométrie de base.*

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portique suivant y-y,
- Le nombre des étages.

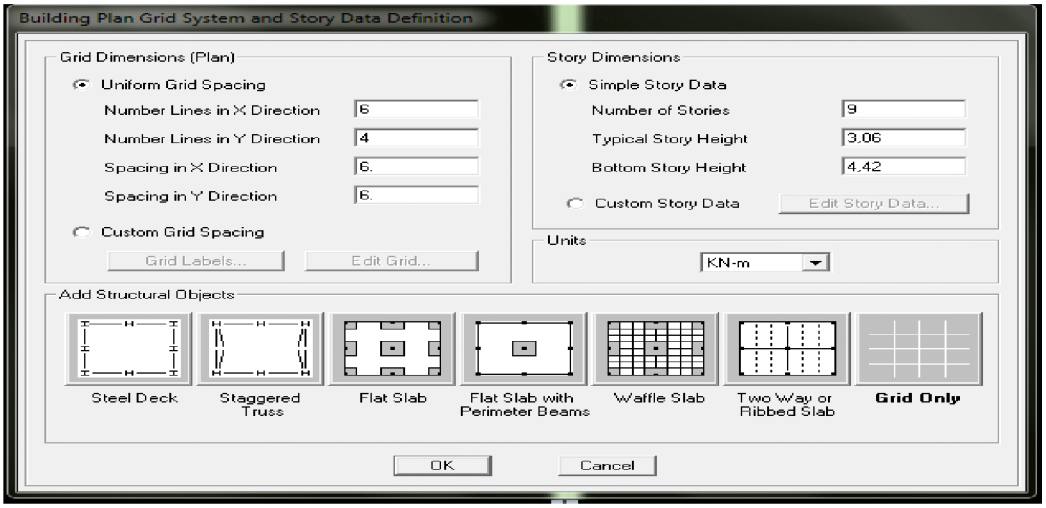


Figure IV.5 *Introduction des lignes de construction.*

On introduit le nombre de portiques suivant x-x et suivant y-y.

On clique sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid…**, une fenêtre s'affiche :

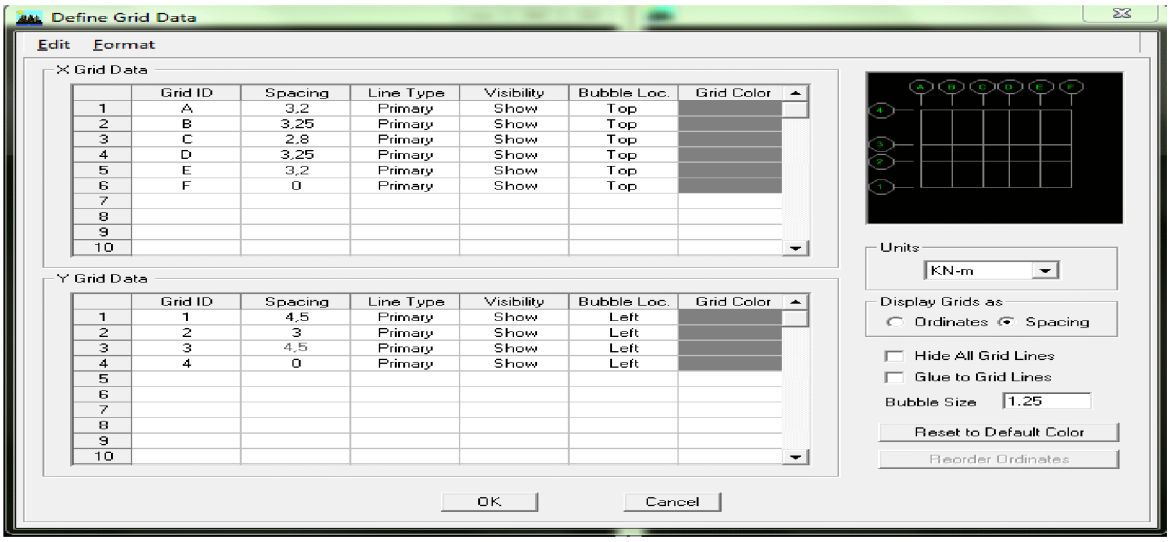


Figure IV.6 *Introduction des distances selon x-x et y-y*

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
- Puis **ok**

Pour introduire le nombre de niveaux, on clique sur **simple story data** et on remplie les cases puis on coche **Custom Story Data** puis on clique sur **Edit Story Data.**

La fenêtre suivante s'affiche :

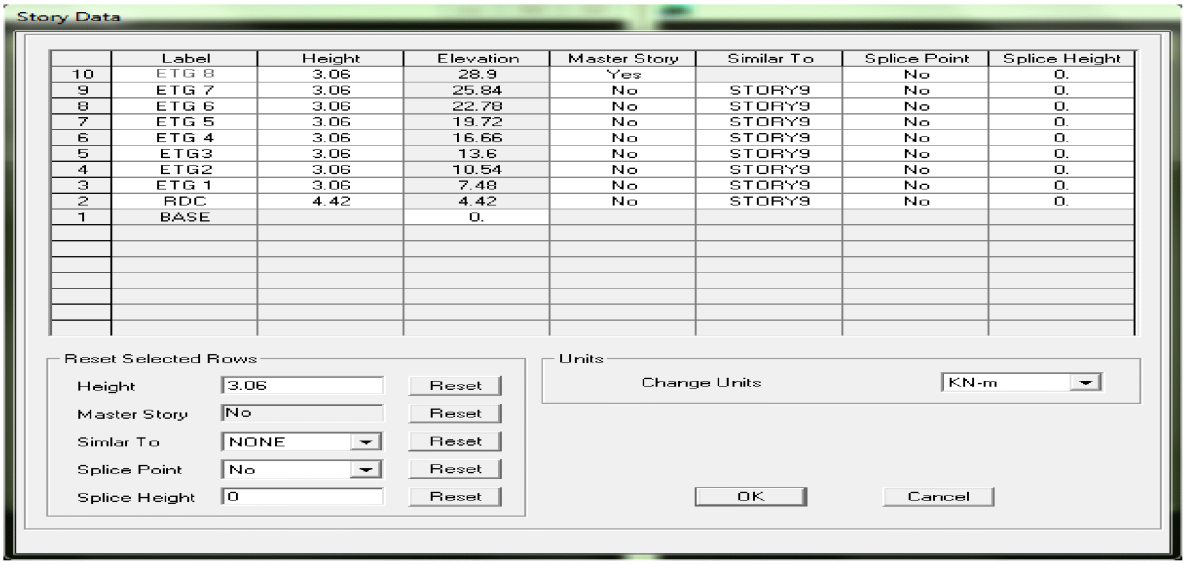


Figure IV.7 *Introduction des hauteurs d'étages.*

Une fois terminé on clique sur **ok** pour confirmer les données.
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en **3D** et l'autre en **2D** suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

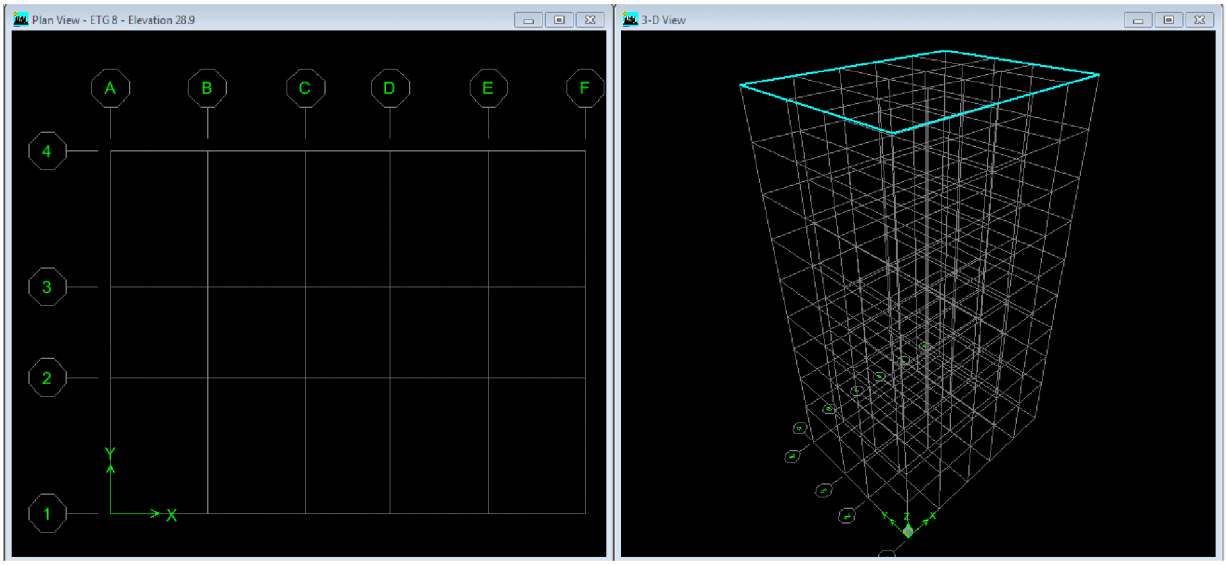


Figure IV.8 *Lignes de constructions de la structure.*

- **Modification de la géométrie de base**
  - Pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
  - Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**
  - Pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit ReferencePlanes,** cette fenêtre s'affiche :

  On remplié lacase **Z-Ord** puis **Add** puis **ok.**

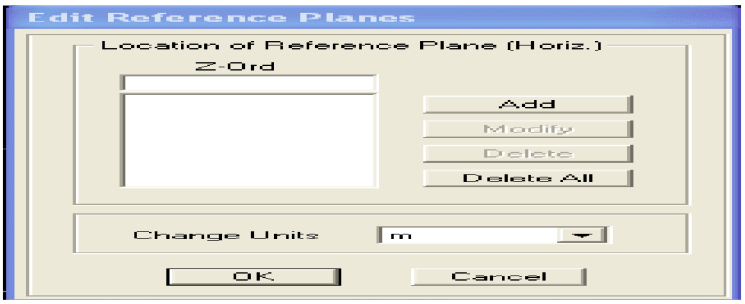


Figure IV.9*Introduction des hauteurs supplémentaires.*

b. Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien directement sur l'icône .
On sélectionne le matériau **CONC.**

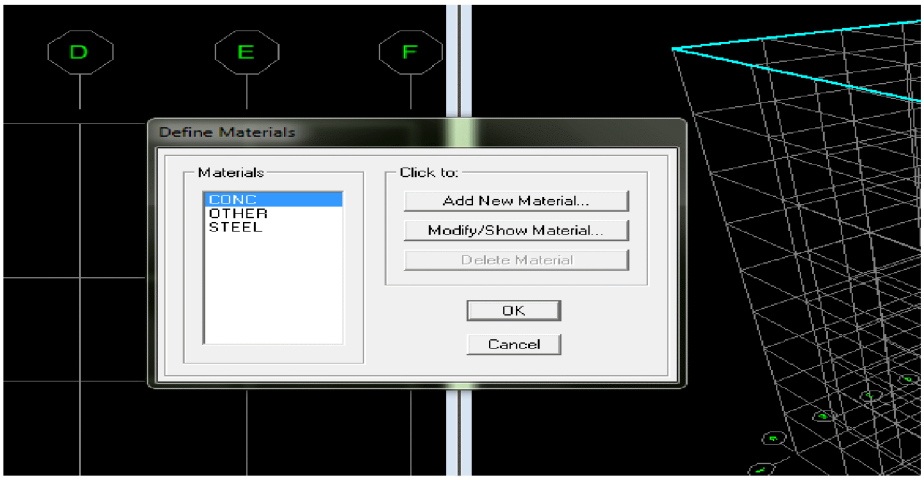


Figure IV.10 *Définition du matériau CONC (béton).*

On clique sur **Modify /Show Material**puis on introduit les propriétés mécaniques du matériau béton. On confirme par OK.

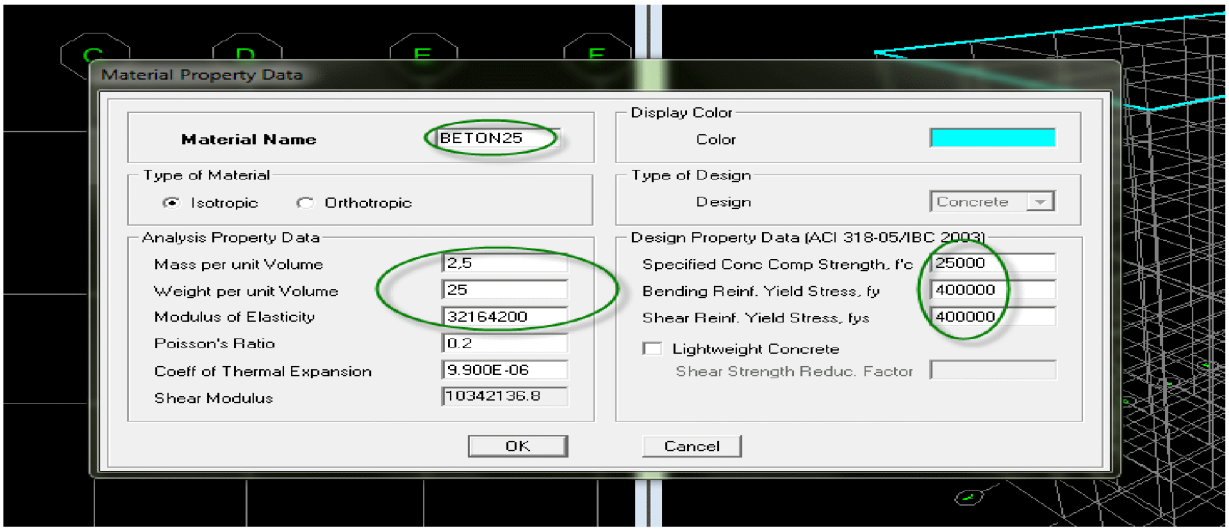


Figure IV.11 *Définition des propriétés du matériau CONC (béton).*

c. Troisième étape

La troisième étape consiste à créer et affecter les **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...).

1. Poteaux et poutres

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien **.** On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire.

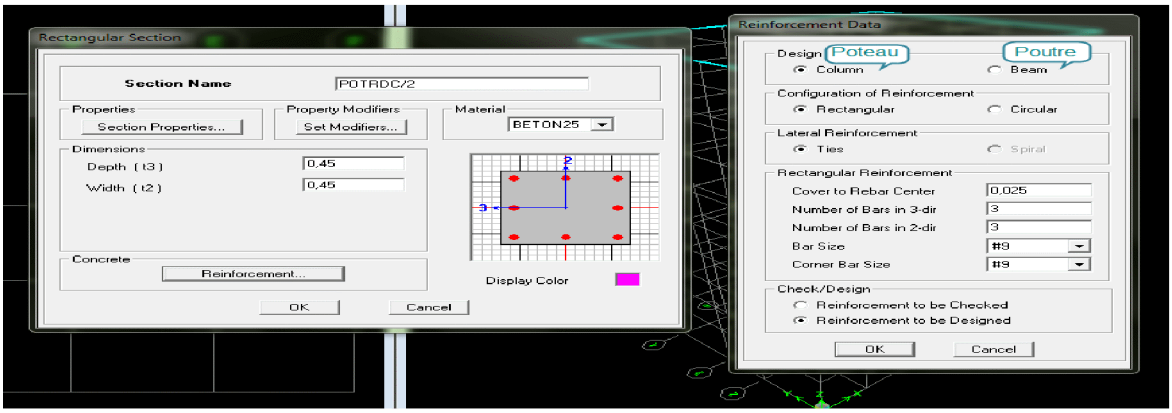


Figure IV.12 *Définition des poteaux.*

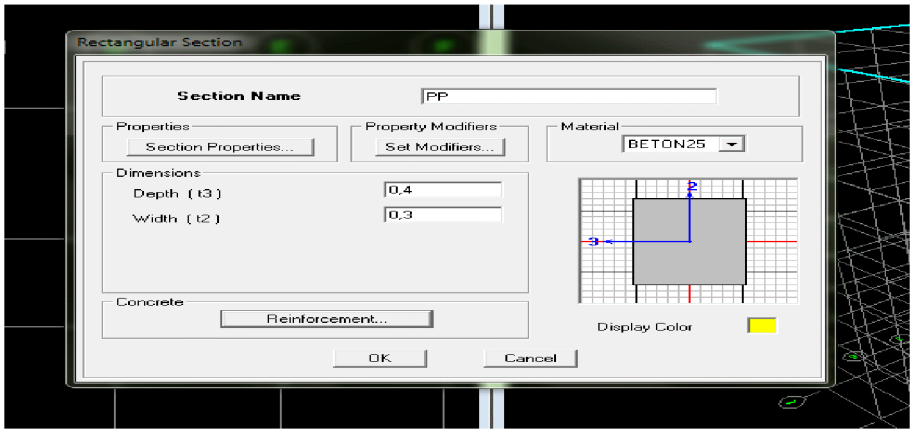


Figure IV.13 *Définition des poutres.*

2. Plancher corps creux

On utilise la méthode de **bardage,** panneau virtuel qui n'a ni épaisseur ni matériau ; son utilité est la répartition des charges sur les éléments porteurs.

- On clique sur l'icône , puis sur **Add New Material.**

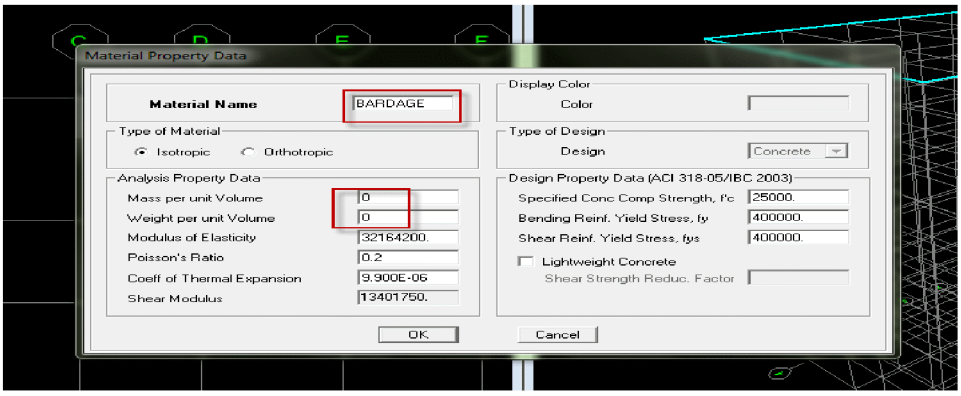


Figure IV.14 *Définition du matériau élément creux.*

Pour créer le plancher à corps creux on clique sur . Puis sur **Add New Deck.**

On fait rentrer les caractéristiques du plancher.

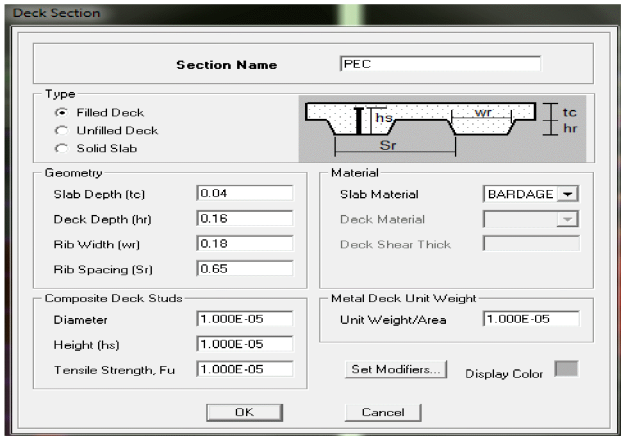


Figure IV.15 *Création du plancher corps creux.*

3. Dalles pleines et voiles

Pour créer les dalles pleines et voiles on clique sur .

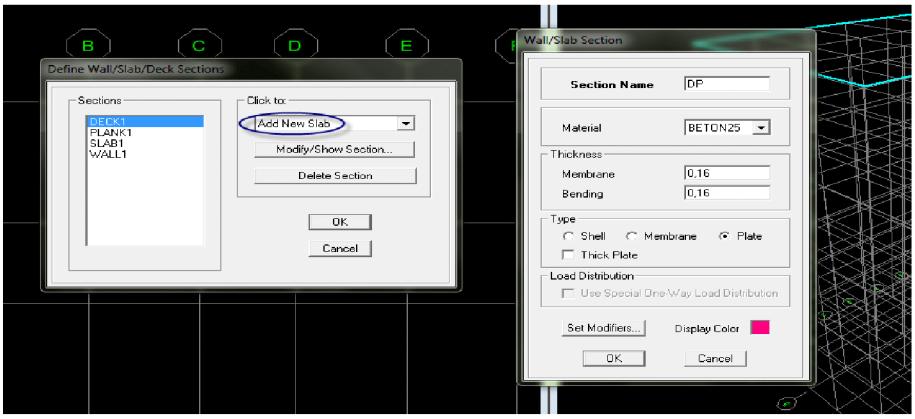


Figure IV.16 *Création de dalle pleine.*

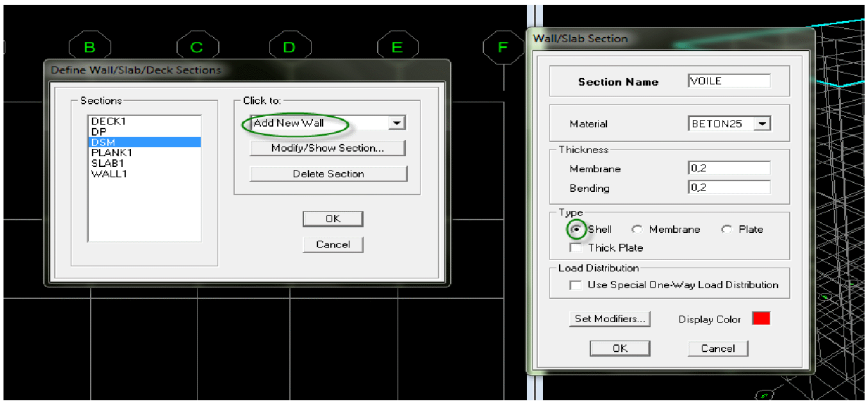


Figure IV.17 *Création de voiles.*

- **Affectation des éléments dans le modèle:**

a. Poutres principales et poutres secondaires

On clique sur puis on choisit **PP**ou **PS.**

b. Les poteaux

On clique sur puis on choisit le poteau qui correspond pour chaque étage.

c. Plancher corps creux

On clique sur puis on choisit**PEC.**
On modélise par clique.

d. Dalles pleines

On commence par modéliser les portes à faux en cliquant sur , puis on choisit DP.

Pour modéliser les balcons on insert un nouveau système cylindrique :

On clique sur le bouton droit de la souris sur la zone graphique puis sur **Edit Grid Data** ⟶ **Add New Système** puis on remplie les cases**.**

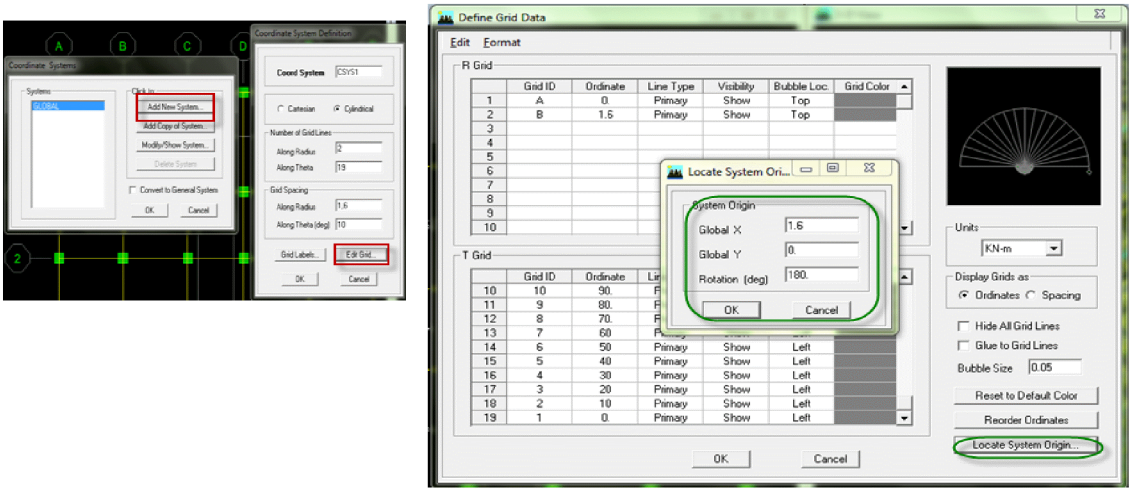


Figure IV.18 *Création d'un système cylindrique.*

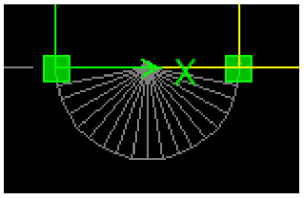


Figure IV.19 *Lignescylindriques.*

Pour modéliser les balcons on appuie sur ; on choisi **DP** puis on clique sur chaque point des lignes cylindriques.

Finalement : on modélise la dalle salle machine avec l'icone .

e. Les voiles

Pour modéliser les voiles on sélectionne all stories puis on clique sur ,

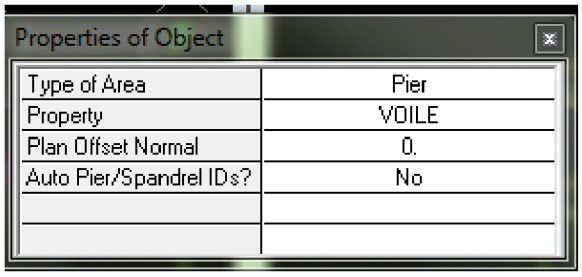


Figure IV.20 *Affectation des voiles.*

- Regrouper les voiles

Sélectionner les voiles longitudinaux selon les étages.

⇨ Cliquer sur **Assign, Shell /Area** puis sur **Pier label** .

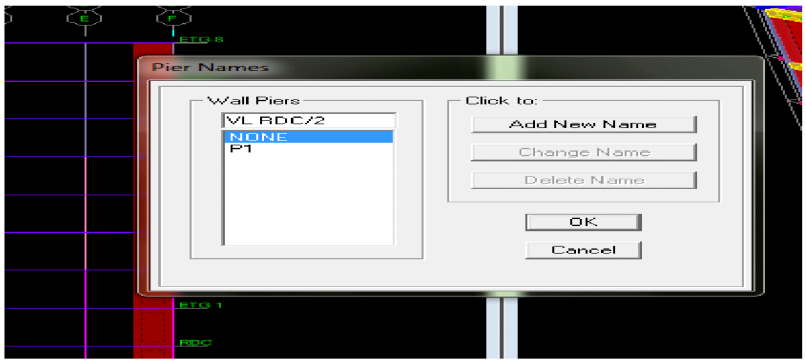


Figure IV.21*Regroupement des voiles.*

- Apres avoir regroupé les voiles on effectue les raidisseurs (transformer les poteaux et les voiles en un seul élément). Pour cela ; on sélectionne les voiles et les poteaux collés à ces voiles puis on clique sur **Assign Frame /Line →Pier label.**
  On choisi le groupe qui convient.

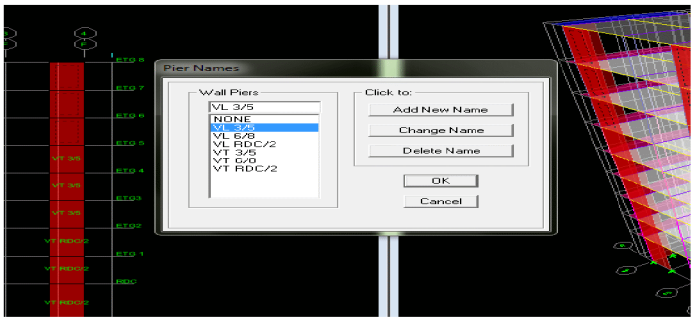


Figure IV.22 *Les raidisseurs.*

d. Quatrième étape

Définition des charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **static Load Cases**, ou bien .

Figure IV. 23 *Définition des charges statiques.*

- **Charges sismiques**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003.

- **Définition du spectre**

On ouvre le programme puis on introduit les données concernant notre projet d'étude.

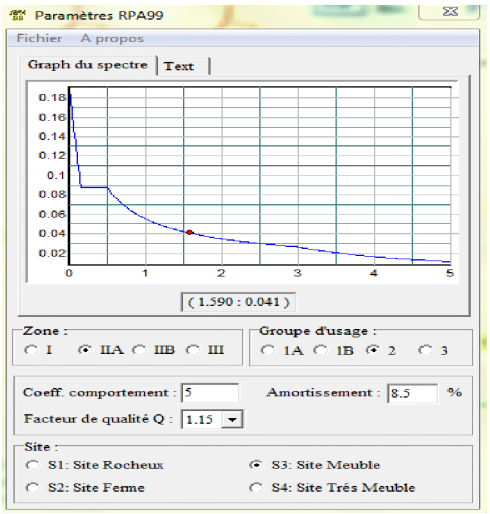


Figure IV.24 *Définition du spectre.*

Rmq : *On enregistre le texte du spectre dans le même fichier que la modélisation.*

- **Fonctions sismiques**

Define→ Response spectrum functions… ( )

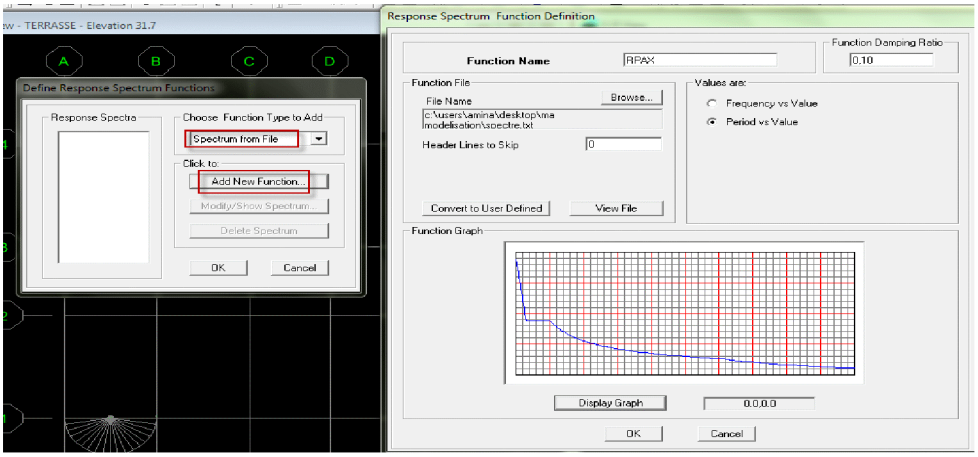


Figure IV.25 *Définition des fonctions sismiques.*

- **Directions sismiques EX et EY**

Define→ Response spectrum cases

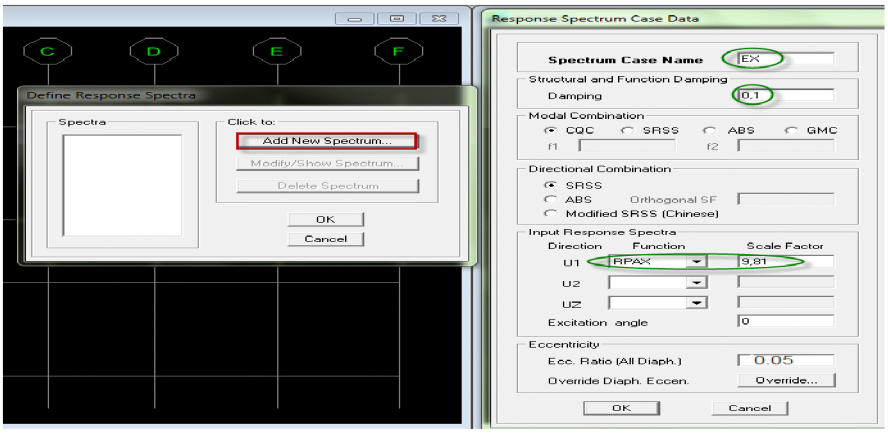


Figure IV.26 *Définition des directions sismiques.*

- **Masse sismique**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme dont cette masse est égale à:

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération ; $\beta = 0.2$(usage habitation)

Define→ masse source

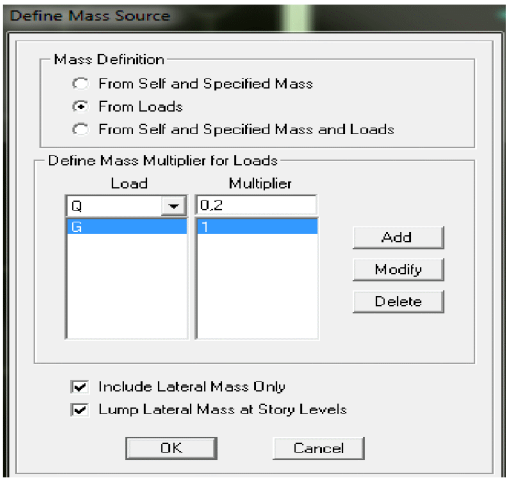


Figure IV.27 *Définition de la masse sismique.*

- ***Charge dynamique***

Consiste à définir le nombre de mode de la structure.

Analyze ⟶ Set Analysis Option

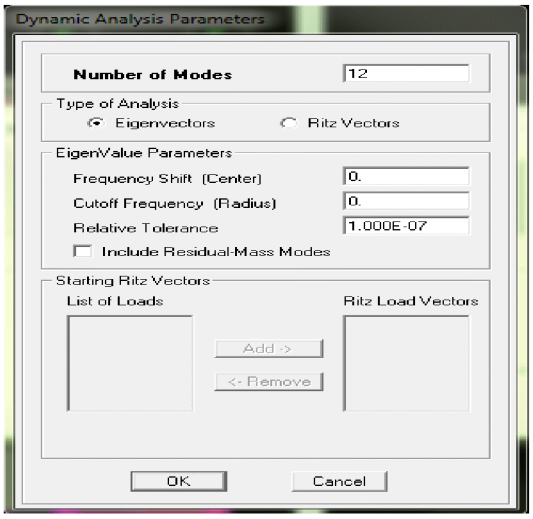


Figure IV.28 *Insertion de la charge dynamique.*

e. Cinquième étape

Elle consiste en la définition des **combinaisons d'actions ;**il y a 11 combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations.

- **Combinaisons aux états limites**

  ELU : 1.35G+1.5Q

  ELS : G+Q

- **Combinaison poids**

$$G + \beta Q = G + 0{,}2Q$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

  GQE : G + Q ± E

  08GE :0.8G ± E

Pour introduire ces combinaisons clique sur ; **Add New Combo**

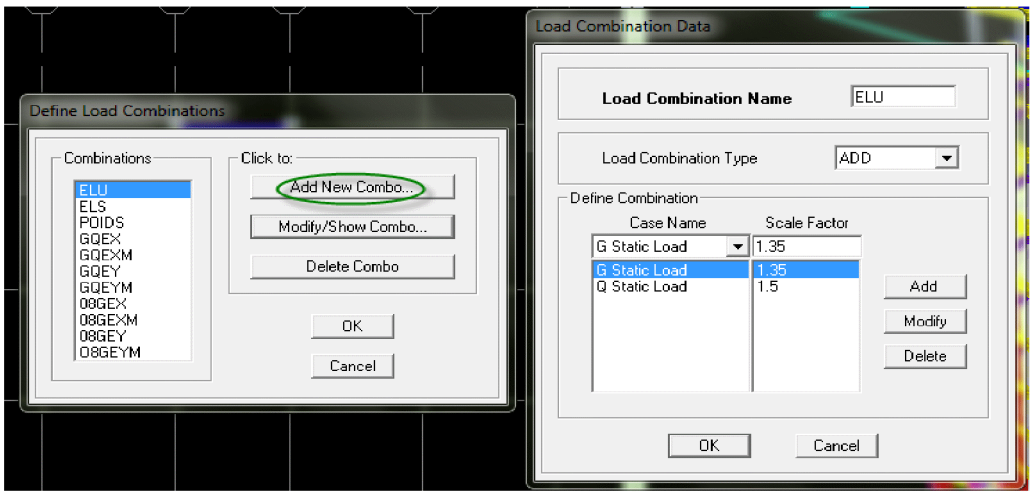


Figure IV.29 *Création des combinaisons de charges.*

f. Sixième étape

Cette étape consiste le chargement des différents éléments de la structure.

1. Chargement des planchers et poutres

- **Planchers et PP**

All Stories; Select by wall/ Slab/ Deck Sections → PEC

On clique sur ; puis on introduit les charges G et Q.

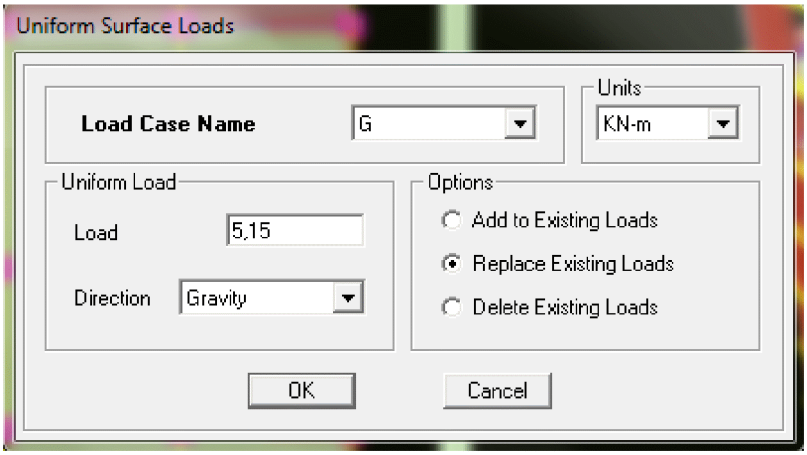


Figure IV.30 *Chargement du plancher corps creux.*

- **PS**

On sélectionne les poutres secondaires puis on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign→Frame/line loads→Distributed ou bien directement par

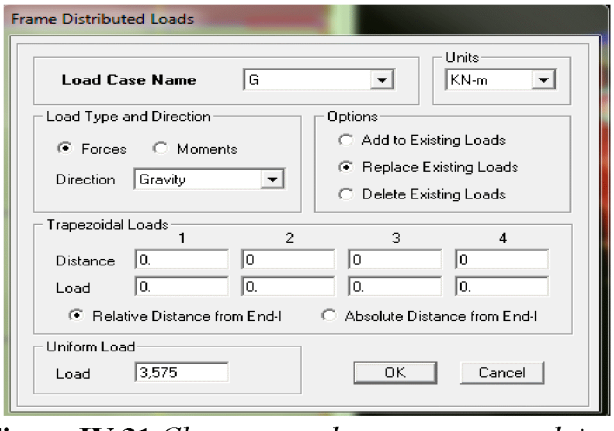


Figure IV.31 *Chargement des poutres secondaires.*

Rmq : il faut différencier les poutres de rives des poutres intermédiaires.

2. Dalles pleines

Rmq: pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leurs poids propres :$G = G_{DP} - \rho_{bet} \times e_p$

All Stories ⟹ Select → by wall/ Slab/ Deck Sections → DP

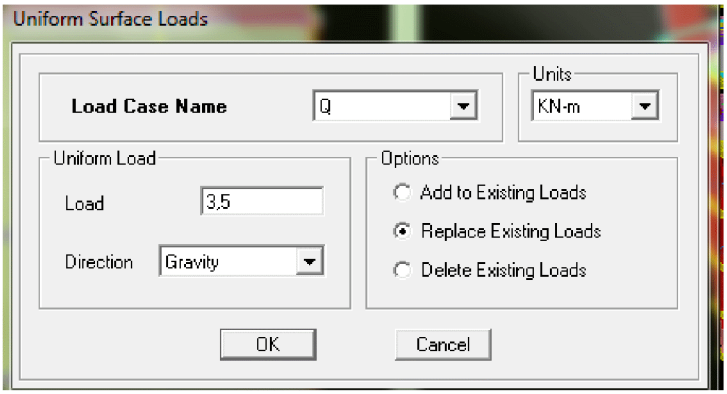


Figure IV.32 *Chargement des poutres secondaires.*

➢ **DalleSalle Machine**

On applique une charge concentrée, pour cela on doit d'abord deviser la dalle par4.
Sélectionner la DSM ; **Edit Mesh Area**…

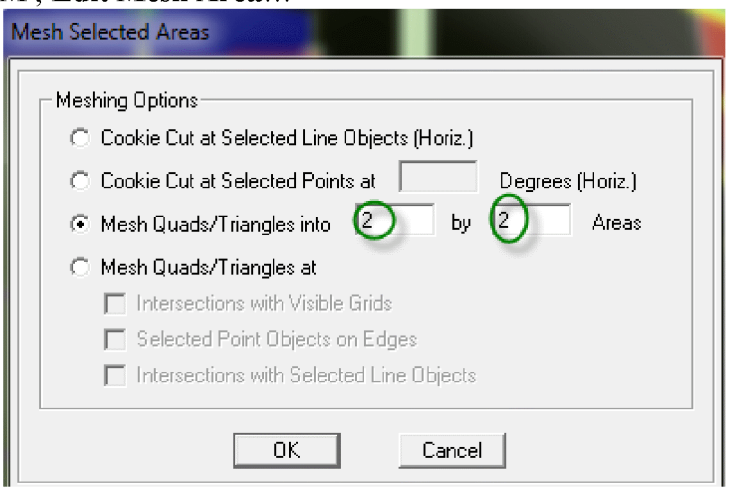


Figure IV.33 *Chargement de la dalle salle machine.*

La dalle sera devise par 4.
On sélectionne le nœud du milieuAssign ⟹ joint /point loads Forces…
On fait introduire les charges.

g. Septième étape

Cette étape consiste le maillage des voiles et dalles pleines.

Pour des résultats plus exacts on introduit le maillage qui consiste à deviser les éléments par parties pour plus de précision dans les résultats.

On sélectionne tout les voiles ⟹ Edit → Mesh Area…

Puis on introduit le nombre de division.

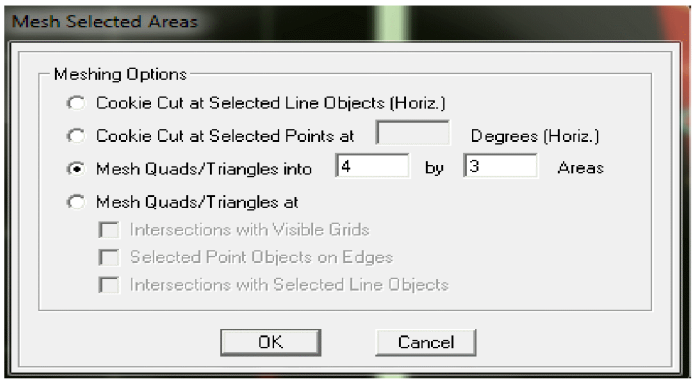


Figure IV.34 *Insertion du nombre de devisions des voiles.*

Rmq : même procédure pour les dalles pleines.

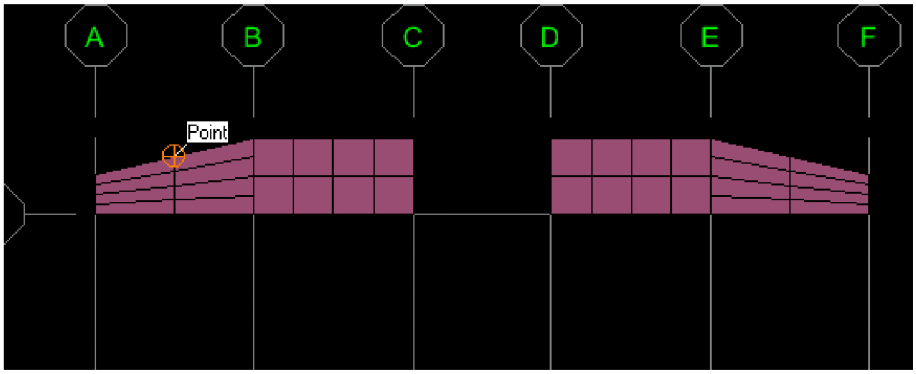


Figure IV.35 *Maillage des dalles pleines.*

Une fois terminé on sélectionne tout avec .

Edit Divide Line

On coche Break intersections with selected line and point.

h. Huitième étape

- **Encastrement des appuis**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour effectuer cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis à la base.

Assign→ Joint/point ou bien **→Restraints**

Cocher toutes les cases.

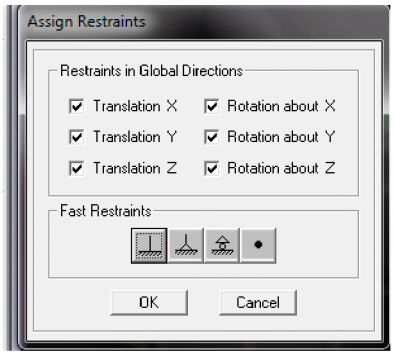


Figure IV.36 *Encastrement des appuis.*

- **Diaphragmes**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign→ Joint/point →Diaphragm, ou bien **→Add New Diaphragm.**

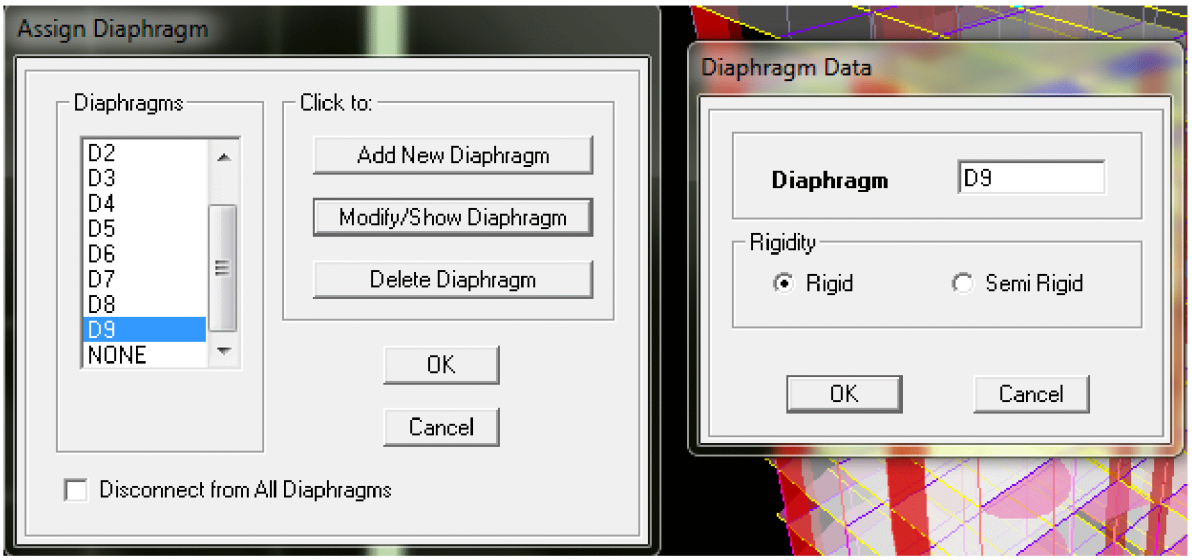


Figure IV.37 *Spécification de diaphragme de chaque plancher.*

On refait la même opération pour chaque plancher.

i. Neuvième étape

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

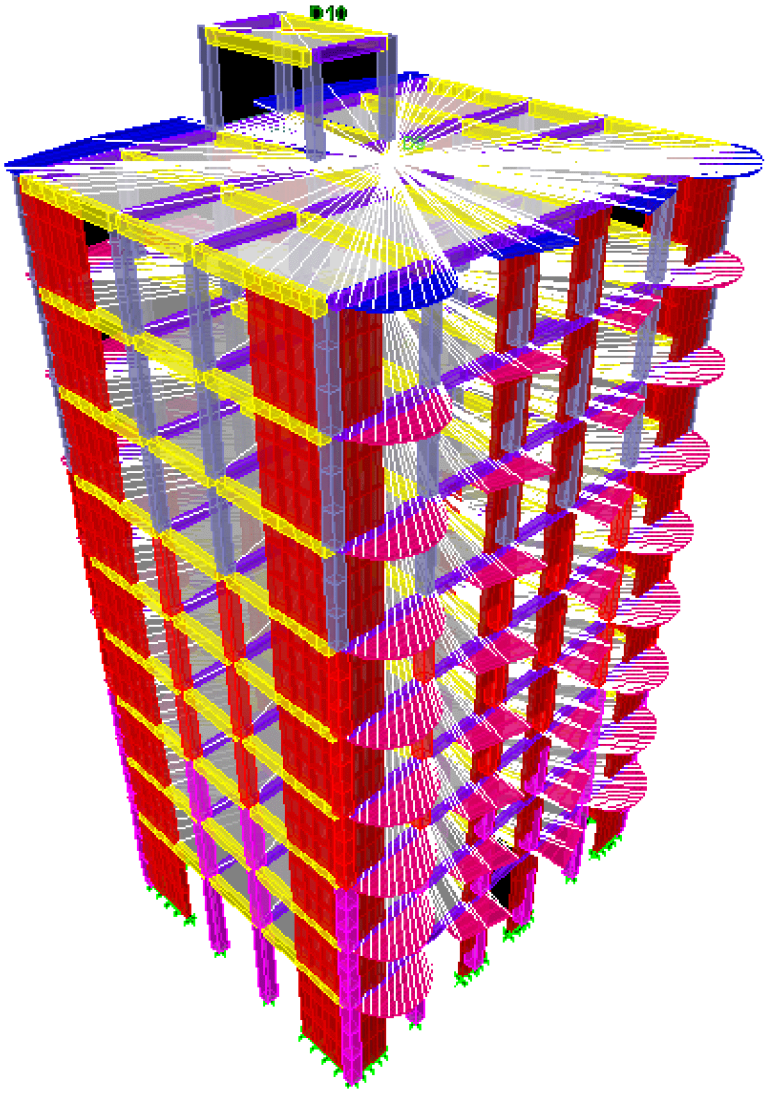


Figure IV.38 *Schéma final de la structure en 3D.*

CHAPITRE V

VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

V.1 INTRODUCTION

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulée dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (RPA) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2 METHODES DE CALCUL

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

- **principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3 ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.6.0 à l'aide de l'option « section cut », voir les tableaux ci-après :

Sens x – x

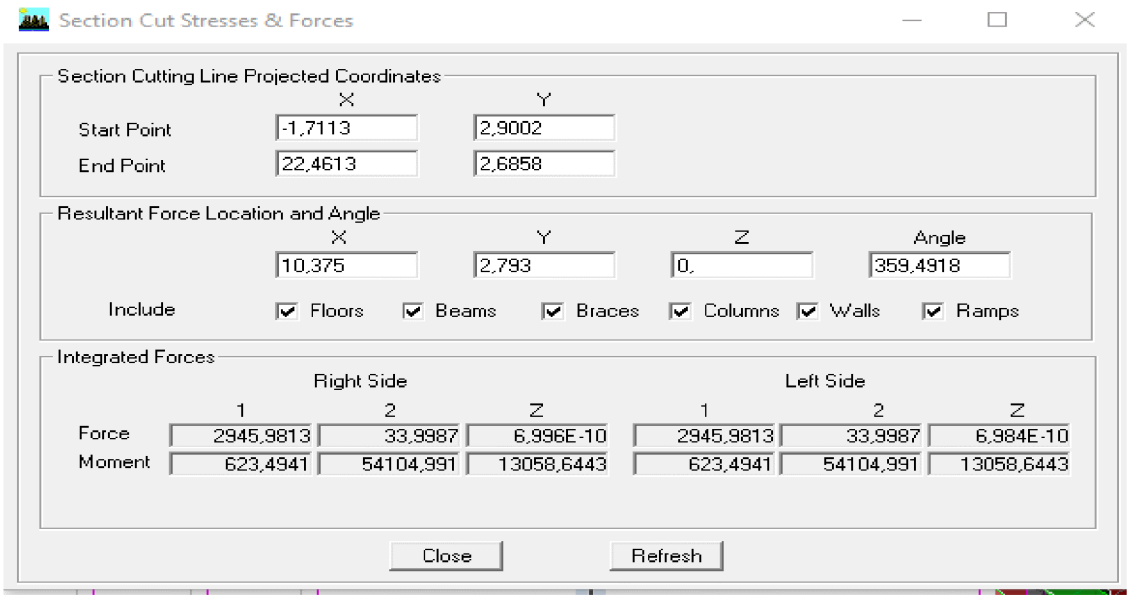


Figure V.1 *Figure donnant le type de contreventement*

Effort repris par les portiques = 12.62 %
Effort repris par les voiles = 87.40 %

Sens y – y

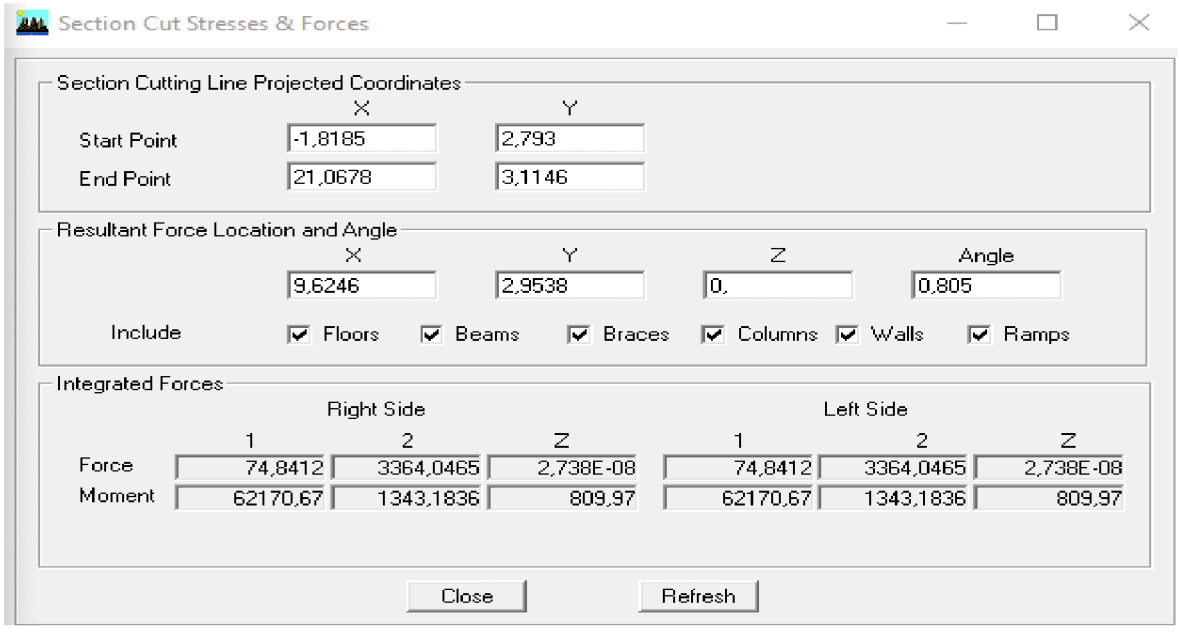


Figure V.2 *Figure donnant le type de contreventement*

Effort repris par les portiques = 10.47 %
Effort repris par les voiles = 89.54 %

Conclusion :
D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

V.4 Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 / Version 2003

Il n y'a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jours un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut-être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

1. La période (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$T = C_t h_N^{0.75}$ (Art4-6)

$\mathbf{h_N}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\mathbf{C_t}$: Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Tableau V.1 *Période et participation massique*

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.795508	72.3441	0.0004	72.3441	0.0004	0.6013	0.6013
2	0.613307	0.0003	72.22	72.3444	72.2203	0.0003	0.6015
3	0.529027	0.053	0.0002	72.6974	72.2206	71.6075	72.2091
4	0.2301	16.1065	0.0001	88.8039	72.2207	0.1113	72.3204
5	0.179874	0.0001	16.8081	88.8039	89.0288	0.0001	72.3205
6	0.139315	0.0237	0.0001	88.8277	89.0289	13.208	85.5285
7	0.124482	1.5063	0	90.3339	89.0289	3.3402	88.8687
8	0.109653	0	0.8035	90.3339	89.8324	0	88.8687
9	0.107455	0.6865	0	91.0204	89.8324	0.4939	89.3625
10	0.099164	4.4207	0	95.4411	89.8325	0.5754	89.938
11	0.07633	0	5.8694	95.4412	95.7018	0.0001	89.9381
12	0.059352	2.6939	0	98.1351	95.7018	0.2679	90.206

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$T_{ETABS} = 0,79$ sec

$T_{RPA} = 0,05 \times (28,9)^{3/4} = 0,81$

$T_{ETABS} < T_{RPA} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2. Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43):

$\delta_k = R\delta_k$

δ_{ek} =Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau" k-1"est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau V.2 *Déplacements relatifs suivant Ex*

Niveaux	d_{kx}(m)	d_{ky}(m)	D_{kx}(m)	D_{ky}	H etage	1% h (m)	verif
E8	0,0142	0,0002	0	-0,0001	2,7	0,027	✓
E7	0,0142	0,0001	-0,0014	0	2,98	0,0298	✓
E6	0,0128	0,0001	-0,0017	0	2,98	0,0298	✓
E5	0,0111	0,0001	-0,002	0	2,98	0,0298	✓
E4	0,0091	0,0001	-0,0021	0	2,98	0,0298	✓
E3	0,007	0,0001	-0,0021	-0,0001	2,98	0,0298	✓
E2	0,0049	0	-0,002	0	2,98	0,0298	✓
E1	0,0029	0	-0,0017	0	3,06	0,0306	✓
RDC	0,0012	0	-0,0012	0	4,35	0,0435	✓

Tableau V.3 *Déplacements relatifs suivant Ey*

Niveaux	d_{kx}(m)	d_{ky}(m)	D_{kx}(m)	D_{ky}	H etage	1% h (m)	Vérif
E8	0,0001	0,0109	0	-1E-04	2,7	0,027	✓
E7	0,0001	0,0108	0	-0,001	2,98	0,0298	✓
E6	0,0001	0,0098	0	-0,0013	2,98	0,0298	✓
E5	0,0001	0,0085	0	-0,0015	2,98	0,0298	✓
E4	0,0001	0,007	0	-0,0016	2,98	0,0298	✓
E3	0,0001	0,0054	0	-0,0016	2,98	0,0298	✓
E2	0,0001	0,0038	-0,0001	-0,0015	2,98	0,0298	✓
E1	0	0,0023	0	0,0023	3,06	0,0306	✓
RDC	0	0,001	0	0,001	4,35	0,0435	✓

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

3. Déplacements maximales

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{max} \leq F = \frac{H_t}{500}$$

F : la flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex

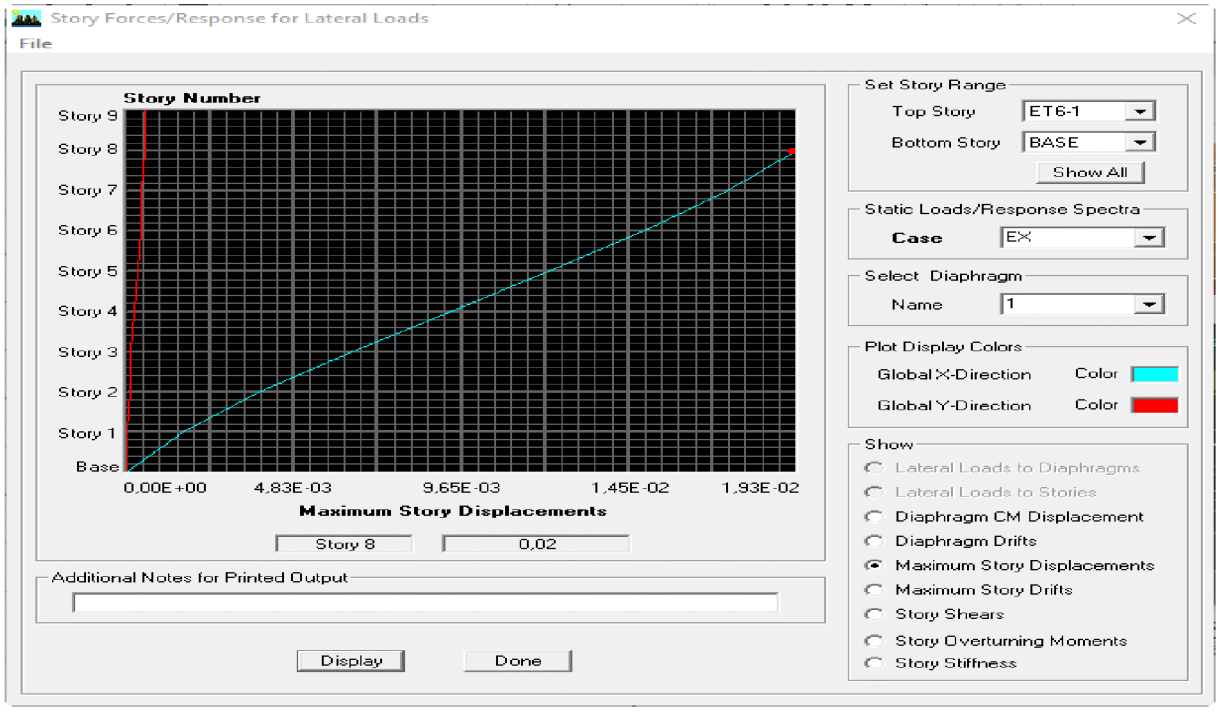


Figure V.3 *Déplacement maximal dans le sens x-x*

$$\delta_{max} = 0.02\text{m} \quad \leq F = \frac{25,49}{500} = 0,05\text{m}$$

Suivant EY

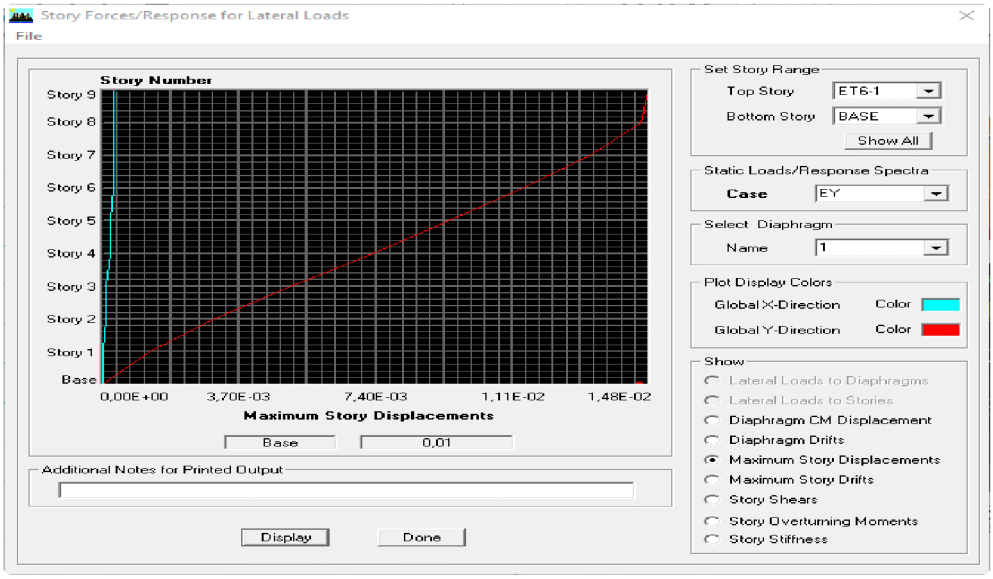


Figure V.4 Déplacement maximal dans le sens Y-Y

δ_{max}= 0.01m ≤F=25.49/500=0.05 m ⟶ **condition vérifiée**

4. Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base $V_t$obtenue par combinaison desvaleurs 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 VD ≤ 0.8 V_t; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;…….)dans le rapport 0.8Vt /VD

♦ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$V_{st} = \frac{ADQ}{R} W_t$RPA 99 [formule 4-1]

A =0.15 : (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

R= 3.5 (valeur du coefficient de comportement : système 2)

W : poids total de la structure → W= $28361.22kn$

Q : facteur de qualité **Q = 1 + ΣPq=1,1**

D : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots .0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . T \ge 3s \end{cases}$$

T_1 ; T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA)

Site meuble (S3) T_1=0.15s ; T_2=0.5s

Dans notre cas $T_2 = 0.5 < T = 0.61 < 3s$ donc $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

Pourcentage d'amortissement critique. $\xi = 7\%$

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

D'où $D = 1.92 < 2.5 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{st} = 2567.09\ kn \rightarrow 80\%V_{st} = 2053.67kn$

- **Effort tranchant à la base (obtenue par ETABS)**

sens xx $V_{etabs} = 2321.25KN$

sens yy $V_{etabs} = 2651.41KN$

- **Vérification**

$\mathbf{V_{etabs}(xx) = 2321.25kn > 80\%V_{st} = 2053.67}$ **Condition vérifiée**
$\mathbf{V_{etabs}(yy) = 2651.41kn > 80\%V_{st} = 2053.67}$ **Condition vérifiée**

5. Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 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

Suivant le sens x-x

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%\ L_x$

Tableau V.4 *Excentricité suivant x-x*

L_{xx}	X_{CM}	X_{CR}	5% L_{xx}	CMx-CRx	Obs.
19,40	9,677	9,702	0,97	-0,03	**C V**
19,40	9,675	9,705	0,97	-0,03	**C V**
19,40	9,759	9,71	0,97	0,05	**C V**
19,40	9,776	9,716	0,97	0,06	**C V**
19,40	9,776	9,722	0,97	0,05	**C V**
19,40	9,777	9,727	0,97	0,05	**C V**
19,40	9,778	9,733	0,97	0,04	**C V**
19,40	9,7	9,738	0,97	-0,04	**C V**

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que :$|CM - CR| \leq 5\% L_y$

Tableau V.5 *Excentricité suivant y-y*

L_{yy}	Y_{CM}	Y_{CR}	5% L_{yy}	CMy-CRy	OBS yy
16,40	7,3	7,306	0,82	-0,006	**C V**
16,40	7,3	7,314	0,82	-0,014	**C V**
16,40	7,303	7,323	0,82	-0,02	**C V**
16,40	7,308	7,332	0,82	-0,024	**C V**
16,40	7,308	7,344	0,82	-0,036	**C V**
16,40	7,308	7,359	0,82	-0,051	**C V**
16,40	7,308	7,38	0,82	-0,072	**C V**
16,40	6,891	7,337	0,82	-0,446	**C V**

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée ;
- Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés ;
- L'excentricité est vérifiée.

Chapitre VI

LE FERRAILLAGE

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1 INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme selon la combinaison la plus défavorable dans les deux sens puis vérifiés à L'**ELS** en flexion composée.
Les armatures seront calculées en tenant compte de trois sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant,
- Effort normal minimal et moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant. Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **(SPC),**
- Section entièrement tendue **(SET),**
- Section entièrement comprimée **(SEC).**

Tableau VI.1 *Caractéristiques des matériaux*

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28}(MPa)	θ	f_{bu}(MPa)	γ_s	f_e(Mpa)	σs(MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

VI.1.2 COMBINAISONS DE CHARGES

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales sont données selon :

a. Le BAEL 91

ELU : Situation durable

1,35 G +1,5 Q

b. Le R.P.A 99

Situation accidentelle :

G + Q ±E

0,8 G ±E

VI.1.3 RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA 99 REVISE 2003

1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du poteau sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de$\mathbf{0,8\%\ b \times h}$ (en zone IIa)

❖ Poteaux **(45x45**: $A_{min} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16.2 cm^2$
❖ Poteaux **(40x40)**: $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12.8 cm^2$
❖ Poteaux **(35x35)**:$A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9.8\ cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $\mathbf{6\% \times b \times h}$(en zone IIa)

❖ Poteaux **(45x45)**: $A_{min} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121.5\ cm^2$
❖ Poteaux **(40x40)**: $A_{min} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2$
❖ Poteaux **(35x35)**: $A_{min} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73.5\ cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $\mathbf{4\% \times b \times h}$(en zoneIIa)

❖ Poteaux **(45x45)**: $A_{min} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2$
❖ Poteaux **(40x40)**:$A_{min} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$
❖ Poteaux **(35x35)**: $A_{min} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2$

Avec les conditions suivantes :

❖ Le diamètre minimal est de$\Phi 12$.
❖ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

$L = 25$ cm (zone IIa).

❖ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).
❖ La zone nodale est définie par L' et h'.

$L' = 2h$

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$

Avec : (h_1 ; b_1): section du poteau.
h_e: hauteur d'étage
h : hauteur de le poutre.

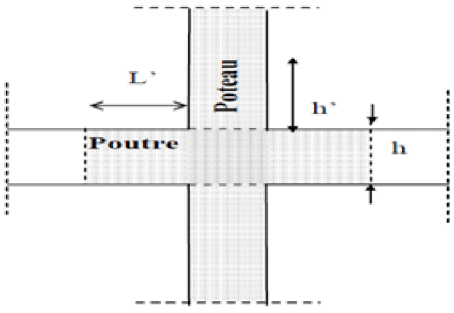


Figure VI.1 *Zone nodale des poteaux.*

2. Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales et évitent leur flambement. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1}$$

Avec

$\mathbf{V_u}$: ffort tranchant de calcul.

$\mathbf{h_1}$: Hauteur totale de la section brute.

$\mathbf{f_e}$: Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale$f_e = 400\text{MPa}$

$\boldsymbol{\rho}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :$\begin{cases} \rho = 2{,}5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$

$\boldsymbol{\lambda_g}$**:** Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \; , \quad L_f = 0{,}7 h_e$$

$\mathbf{L_f}$ **:** Longueur de flambement des poteaux.

$\mathbf{S_t}$ **:** espacement des armatures transversales :

$-S_t \leq (10\Phi_L^{min}, 15\text{ cm})$ en zone nodale,

$-S_t \leq (15\Phi_L^{min})$ en zone courante

$\boldsymbol{\phi_L^{min}}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}3\%\, S_t b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0{,}8\%\, S_t b \\ 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolationentrelesvaleurslimitesdupoteau.} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $(\Phi > 12\text{mm})$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $(10\,\Phi_{min})$

VI.1.4 FERRAILLAGE A L'ELU

VI.1.4.1 Calcul du ferraillage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Etant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, des zones sont définies comme suit :

- **Zone 1** : RDC, 1^{er} et $2^{ème}$ étages pour les poteaux de section**(45x45)**
- **Zone 2** : $3^{ème,}$ $4^{ème}$et $5^{ème}$étage pour les poteaux de section **(40x40)**
- **Zone 3** : $6^{ème}$,$7^{ème}$et $8^{ème}$étage pour les poteaux de section **(35x35)**

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

- N_{max} et M correspondant.
- N_{min} et M correspondant.
- M_{max} et N correspondant.

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec».**
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant.

Tableau VI.2 Ferraillage des poteaux

Zone	N	M	Situation	Section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	Choix des barres
1	1958.66	36.992	Acc.	45x45	0,00	0,00	0,00	16,20	22.24	4HA14 + 8 HA16
	1434.01	41.907	Acc.		0,00	0,00	0,00			
	43.76	98.879	Acc.		0,00	6,60	6,60			

Zone	N	M	Situation	Section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	Amin	A_{adop}	choix des barres
2	1045.53	27.24	ELU	40 x40	0,00	0,00	0,00	12,80	18.47	12 HA14
	390.46	17.612	ELU		0,00	0 ,00	0,00			
	68.86	96.491	ELU		7,14	7,14	7,14			

Zone	N	M	Situation	section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	choix des barres
3	511.65	23.171	ELU	35 x35	0,00	0,00	0,00	9,80	16.32	8 HA14
	143.59	3.559	ACC		0,00	0,00	0,00			
	70.954	31.85	ELU		6,49	6,49	6,49			

1. Poteaux 45x45 (Zone1)

Sens xx : 2 HA 16 + 2 HA 14 = 7.09cm² posé symétriquement.
Sens yy: 2 HA16 + 2 HA14 = 7.09cm² posé symétriquement.
La section totale est de 8 HA 16 + 4 HA 14 = 22,24 cm² > A_s min = **16.20**cm².

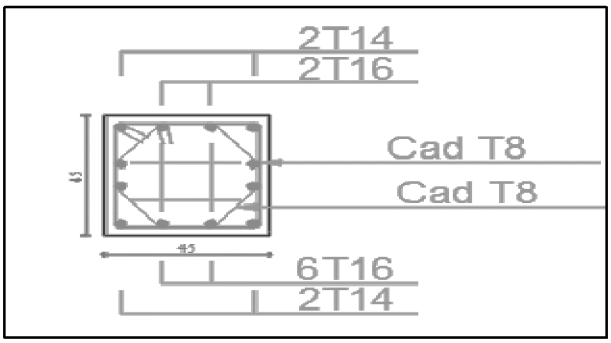


Figure VI.2 *Ferraillage des poteaux (45 x45)*

2. Poteaux 40x40 (Zone 2)

Sens xx:4 HA14 = 6,15cm² posé symétriquement.
Sens yy:4 HA14 = 6,15cm² posé symétriquement.
La section totale est de 12 HA14 = 18,14 cm² > $A_{s\,min}$ = **12.8** cm².

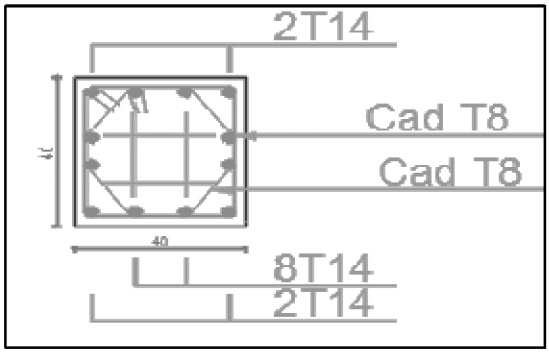


Figure VI.3 *Ferraillage des poteaux (40 x40)*

3. Poteaux 35x35(Zone 3)

Sens xx : 3 HA14 $=$ 4,61cm^2 posé symétriquement.
Sens yy:3 HA14 $=$ 4,61cm^2 posé symétriquement.
La section totale est de8 HA14 $=$ 12,32 cm^2 $> A_{s\,min} =$ 9.8 cm^2.

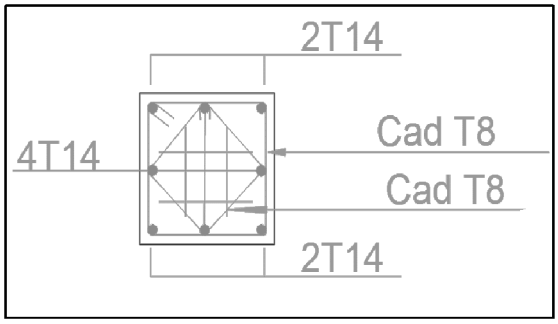


Figure VI.4 *Ferraillage des poteaux (35 x35)*

b. Armatures transversales

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

1. Calcul de diamètre des armatures

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_l = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\text{mm} \quad ; \qquad \text{soit} \quad \emptyset_l = \mathbf{8mm}$$

ϕ_l: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.
On adopte des cadres de section : $\mathbf{A_t = 2,01cm^2 = 4\ HA\ 8.}$

2. Espacement des armatures

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$\mathbf{S_t \leq \min\left(10\Phi_L^{min}, 15\ cm\right).}$$

$\emptyset_{lmin} = 14\ mm, S_t \Leftrightarrow \min\{14, 15cm\}$

On opte pour $\mathbf{S_t = 10\ cm.}$

- **Dans la zone courante**

$$\mathbf{S_t \leq \left(15\ \Phi_L^{min}\right)}$$

$\emptyset_{lmin} = 14mm \quad S_{t'} \leq \mathbf{21}$ cm

On opte pour $\mathbf{S_{t'} = 15\ cm.}$

VI.1.4.2 Longueur de recouvrement

Pour la zone Iia: $\mathbf{L_r = 40\emptyset}$

- Poteaux du RDC, étages 1 et 2 (45×45)

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.6 = \mathbf{64}\ cm$$

- Poteaux (40×40)

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = \mathbf{56}\ cm$$

- Poteaux (35×35)

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = \mathbf{56}\ cm$$

VI.1.4.3 Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80\ cm$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6};\ b_1\ ;\ h_1\ ;\ 60cm\right)$$

Avec : b_1, h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

- **Poteaux du RDC (45×45)**

$$h' = \max\left(\frac{422}{6}, 45, 45{,}60cm\right) = \max(70{,}33;\ 45;\ 45\ ;60) \approx 70\ cm$$

- **Poteaux d'étages 1 et 2 (45×45)**

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 45, 45{,}60cm\right) = \max(51;\ 45;\ 45;\ 60) = 60cm$$

- **Poteaux (40×40)**

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 40, 40, 60\text{cm}\right) = \max(51;\ 35;\ 35;\ 60) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (35×35)**

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 35, 35, 60\text{cm}\right) = \max(51;\ 35; 35;\ 60) = 60\text{cm}$$

VI.1.5 VERIFICATION A L'ELU

a. Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \overline{\tau_b} = \rho_{b\times} f_{c28}}$$

Elancement géométrique des poteaux : $\boldsymbol{\lambda_g = \frac{l_f}{a}}$; avec $\mathbf{I_f = 0.7 h_e}$

$$\text{si } \lambda_g \begin{cases} \geq 5 \rightarrow \overline{\tau_b} = \rho_{b\times} f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1{,}875\text{MPa} \\ \text{si } \lambda_g < 5 \rightarrow \overline{\tau_b} = \rho_{b\times} f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1{,}00\text{MPa} \end{cases}$$

1. Poteaux du RDC(45x45)

$$\lambda_g = \frac{309.4}{45} = 6.87 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\times d} = \frac{2650}{450\times 420} = 0.01\text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 1.875\text{ MPa}$$ **Condition vérifiée**

2. Poteauxd'étages1 et 2(45 x45)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{45} = 4.76 < 5 \rightarrow \rho = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\times d} = \frac{2240}{450\times 420} = 0.01\text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 1\,,00\text{ MPa}$$ **Condition vérifiée**

3. Poteaux (40 x40)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{40} = 5.35 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\times d} = \frac{2250}{400\times 375} = 0.02\text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 1{,}875\text{MPa}$$ **Condition vérifiée**

4. Poteaux (35 x 35)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{35} = 6.12 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\times d} = \frac{2060}{350\times 245} = 0.02\text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 1{,}875\text{MPa}$$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

b. Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\boldsymbol{\lambda_g \geq 5}$; $\boldsymbol{A_{tmin} = 0.3\ \% S_t \text{ x } b_1}$

Si : $\boldsymbol{\lambda_g \leq 3}$; $\boldsymbol{A_{tmin} = 0.8\ \% S_t \text{ x } b_1}$

Si : $\boldsymbol{3 \leq \lambda_g \leq 5}$; **Interpoler** entre les deux valeurs précédentes

Avec : b_1, h_1 : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i_{min}} \quad , i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \qquad \rightarrow \qquad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f$$

$L_f = 0{,}7h + L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0: Longueur libre du poteau.

- **Poteaux RDC(45×45)** : $\lambda_g = 6.87 > 5$

  $A_{tmin} = 0.3\ \% S_t \text{ x } b_1 = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 cm^2 < A_{t\,adop} = 2.01\ cm^2$ **CV**

- **Poteau d'étages 1 et 2 (45×45)** : $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$

$A_{tmin} = 0.4\ \% S_t \text{ x } b_1 = 0.004 \times 10 \times 45 = 1.8 cm^2 < A_{t\,adop} = 2.01\ cm^2$ **CV**

- **Poteaux (40×40)** : $\lambda_g = 5.35 > 5$

  $A_{tmin} = 0.4\ \% Stxb1 = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 cm^2 < A_{tadop} = 2.01\ cm^2$ **CV**

- **Poteaux (35×35)** : $\lambda_g = 6.12 > 5$

  $A_{tmin} = 0.4\ \% Stxb1 = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 cm^2 < A_{tadop} = 2.01\ cm^2$ **CV**

VI.1. 6 VERIFICATIONS A L'ELS

1. Condition de non fragilité

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à La limite élastique f_e.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d}\right] b \times d}$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.3 *Vérification des sections d'armatures*

(zone1)

Section $(cm)^2$	Cas	N(kn)	M (kn. m)	$e_s(cm)$	$\frac{h}{6}$	nature	A_{min}	$A_{adoptée}$	Obs.
45 x 45	1	1958.66	36.992	1.8	7.5	SEC	6.45	22.24	CV
	2	1434.01	41.907	2.92	7.5	SEC	7.61		CV
	3	43.76	98.879	225.95	7.5	SPC	1.9		CV

(zone2)

Section $(cm)^2$	Cas	N(kn)	M (kn. m)	$e_s(cm)$	$\frac{h}{6}$	nature	A_{min}	$A_{adoptée}$	Obs.
40 x40	1	1045.53	27.24	2.6	6.66	SEC	6.51	18.47	CV
	2	390.46	17.612	4.5	6.66	SEC	9.11		CV
	3	68.86	96.491	140.12	6.66	SEC	1.65		CV

(zone3)

Section $(cm)^2$	Cas	N(kn)	M (kn. m)	$e_s(cm)$	$\frac{h}{6}$	nature	A_{min}	$A_{adoptée}$	Obs.
35x35	1	511.65	23.171	4.5	5.83	SEC	9.2	16.32	CV
	2	143.59	3.559	2.47	5.83	SEC	4.9		CV
	3	70.954	31.85	44.89	5.83	SEC	1.06		CV

2. *Etat limite d'ouverture des fissures*

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

3. *Etat limite de compression du béton*

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans Le béton et dans les aciers δ_{bc} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales à celles admissibles $\overline{\delta_{bc}}$ et $\overline{\delta_{st}}$

Contraire admissible dans l'acier $\overline{\boldsymbol{\delta_{st}}} = \mathbf{348MPa}$

Contraire admissible dans l'acier $\overline{\boldsymbol{\delta_{bc}}} = \mathbf{15MPa}$

δ_{bs}: Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

δ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

δ_{bi}: Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

δ_{bs}: Contrainte max dans les aciers supérieurs

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Vérification des contraintes

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Remarque

Cas 1 = (N_{max} et M_{cor})

Cas 2 = (N_{min} et M_{cor}.)

Cas 3 = (M_{max} et N_{cor})

Tableaux VI. 4 *Vérification des contraintes*

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc(inf)}$	$\delta_{bc(sup)}$	$\delta_{st(inf)}$	$\delta_{st(sup)}$	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	Obs.
45x45	1	971.77	2.37	4.2	4.5	63.5	66.8	348,00	15,00	CV
	2	198.19	0.33	0.9	0.9	13.1	13.5	348,00	15,00	CV
	3	511.49	23.24	1	3.5	18.2	50.4	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc(inf)}$	$\delta_{bc(sup)}$	$\delta_{st(inf)}$	$\delta_{st(sup)}$	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	Obs.
40 x40	1	622.04	5.39	3.1	3.9	47.1	57.4	348,00	15,00	CV
	2	89.8	5.39	0.5	0.5	7.4	7.4	348,00	15,00	CV
	3	229.22	21.82	0	3	2.8	40.5	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc(inf)}$	$\delta_{bc(sup)}$	$\delta_{st(inf)}$	$\delta_{st(sup)}$	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	Obs.
35x35	1	303.65	3.70	1.8	2.6	28.2	38.6	348,00	15,00	CV
	2	1.74	0.15	0	0	0	0.4	348,00	15,00	CV
	3	24.58	46.97	0	4.6	136.7	50	348,00	15,00	CV

Conclusion

Les sections d'armatures choisies pour les poteaux à L'ELU sont vérifiées à L'ELS.

Finalement

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements.

Tableau VI. 5 *Résumé du ferraillage des poteaux*

Poteaux	Section (cm^2)	Barres longitudinales	Barres transversales	St (cm) zone nodale	St (cm) Zone courante
Zone1	**45x45**	8HA16+4HA14	4 Φ8	10	15
Zone2	**40 x40**	12HA14	4 Φ8	10	15
Zone3	**35x35**	8HA14	4 Φ8	10	15

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

VII.2.1 INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.
Elles sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
b) G + Q : à L'ELS.
c) G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
d) 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI.2.2 Recommandations du RPA99

1. *Armatures longitudinales*

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre **0.5%** en toute section.

- Poutre principales: $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 cm^2$.
- Poutre secondaire: $A_{min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3.00\ cm^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales**

$A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48\ cm^2$ (en zone courante).
$A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72\ cm^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres secondaires**

$A_{max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 cm^2$ (en zone courante).
$A_{max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36\ cm^2$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°.**

2. *Armatures transversales*

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$\mathbf{At = 0.003 \times St \times b}$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \longrightarrow$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$s_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow$ En zone de recouvrement.

Avec φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5** cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. *Disposition constructive*

Conformément au CBA 93 annexes 3 E concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à:

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

4. *Calcul des armatures longitudinales à l'ELU*

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit : A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$.

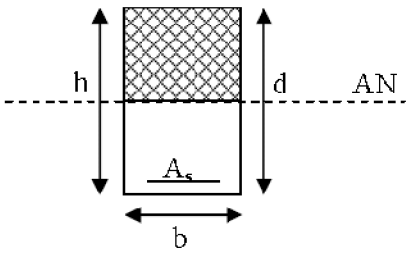
$\mathbf{M_u}$: Moment supporté par la section.

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$, $\quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2\ MPa$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, $\quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348\ MPa$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, on calcul uniquement les armatures tendues : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée $\longrightarrow$ la section réelle est



considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

On calcule : $$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

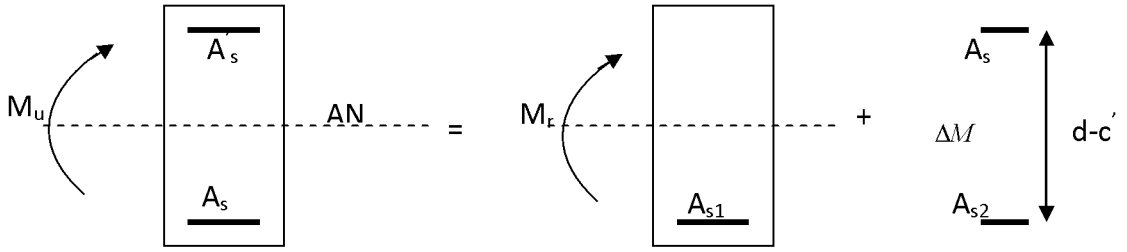
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : $\mathbf{M_r}$: moment ultime pour une section simplement armée.

$\mathbf{M_u}$: moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $$A_s = \frac{M_r}{\beta_r d\, \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Armatures comprimées : $$A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$



Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total : $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

VI.2.3 Ferraillage des armatures à l'ELU

Le calcul de la section d'armatures pour les poutres de la structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure.

$A_{min} = 0{,}5\,\%\,b \times h = 6cm^2$

$A_{max} = 6\,\%\,b \times h = 72cm^2$

Tableau VI-2-1 *Ferraillage des poutres principales*

PP	M_{max} KN.m	Comb.	b mm	d mm	f_{bc} MPa	μ	obs.	β	σ_s MPa	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$	Ferraillage adopté	
													filantes	chapeaux
Appuis	59,311	ELU	300	370	14,2	**0,102**	SSA	0,946	348	**4,87**	6	10,65	3HA16	3HA14
Travée	39,016	ELU	300	370	14,2	**0,067**	SSA	0,966	348	**3,14**	6	10,65	3HA16	3HA14
Appuis	137,097	ACC	300	370	21,74	**0,154**	SSA	0,916	400	**10,11**	6	10,65	3HA16	3HA14
Travée	114,408	ACC	300	370	21,74	**0,128**	SSA	0,913	400	**8,47**	6	10,65	3HA16	3HA14

Tableau VI-2-2 *Ferraillage des poutres secondaires*

PS	M_{max} KN.m	Comb.	b mm	d mm	f_{bc} MPa	μ	obs.	β	σ_s MPa	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$	Ferraillage adopté	
													filantes	chapeaux
Appuis	36,641	ELU	200	270	14,2	**0,717**	SSA	0,902	348	**4,32**	3	9,11	3HA16	2HA14
Travée	25,399	ELU	200	270	14,2	**0,123**	SSA	0,935	348	**2,89**	3	6,03	3HA16	/
Appuis	104,649	ACC	200	270	21,74	**0,182**	SSA	0,898	400	**8,95**	3	9,11	3HA16	2HA14
Travée	82,669	ACC	200	270	21,74	**0,141**	SSA	0,922	400	**5,23**	3	6,03	3HA16	/

VI.2.4 Vérifications à l'ELU

a. *Vérification de la condition de non fragilité*

- **Poutres principales** $\mathbf{A_{min} = \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}} = \frac{0{,}23\times30\times37\times2{,}1}{400} = 1{,}34\text{cm}^2$

$A_{min} = 1{,}34\text{cm}^2 < A_{adoptée} = 10{,}65\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaires** $A_{min} = \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times20\times27\times2{,}1}{400} = 0{,}65\text{cm}^2$

✓ **Sur appuis**

$A_{min} = 0{,}65\text{cm}^2 < A_{adoptée} = 9{,}11\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **En travée**

$A_{min} = 0,,65\text{cm}^2 < A_{adoptée} = 6{,}03\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

b. *Vérification de la contrainte tangentielle*

On doit vérifier que $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right)}$

Avec $\mathbf{T_{max}}$: effort tranchant max a l'ELU

$\boldsymbol{\overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = 3,33MPa}$

- **Poutres principales :** $\tau_u = \frac{5{,}728\times10^3}{300\times370} = 0{,}05\text{MPa}$

$\tau_u = 0{,}05\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33\text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaires:** $\tau_u = \frac{8{,}35\times10^3}{200\times270} = 0{,}15\text{MPa}$

$\tau_u = 0{,}15\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33\text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

c. *Influence de l'effort tranchant sur le béton*

On doit vérifier que

$$\mathbf{T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad avec \quad a = 0,9\ d}$$

- **Poutres principales**

$T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0{,}4 \times 0{,}30 \times 0{,}9 \times 0{,}37 \times 10^3 \times \frac{25}{1{,}5} = 666\text{ KN}$

$T_{max} = 5{,}728\text{KN} < T_u^{max} = 666\text{KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaires**

$$T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0{,}4 \times 0{,}20 \times 0{,}9 \times 0{,}27 \times 10^3 \times \frac{25}{1{,}5} = 324\ \text{KN}$$

$$T_{max} = 8{,}35\text{KN} < T_u^{max} = 324\text{KN} \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que $\mathbf{A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T^{max} + \frac{M_{max}}{0{,}9d}\right)}$

- **Poutres principales**

$$A_s \geq \frac{1{,}15}{400 \times 10^{-1}}\left(5{,}728 - \frac{59{,}311}{0{,}9 \times 0{,}37}\right) = -4{,}96\text{cm}^2$$

$$A_s = 10{,}65\text{cm}^2 > -4{,}96\text{cm}^2 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_s \geq \frac{1{,}15}{400 \times 10^{-1}}\left(8{,}35 - \frac{36{,}641}{0{,}9 \times 0{,}27}\right) = -4{,}10\text{cm}^2$$

- ✓ **Sur appuis**

$$A_s = 9{,}11\text{cm}^2 > -4{,}10\text{cm}^2 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- ✓ **En travée**

$$A_s = 6{,}03\text{cm}^2 > -4{,}10\text{cm}^2 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérences (BAEL 91 Art A.6.1.2.1)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}}$

Avec $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0{,}9d\sum U_i}}$

$\boldsymbol{\sum U_i = n\emptyset\pi}$: Somme des périmètres utiles

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \Psi s \times f_{t28}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$

- **Poutres principales**

$$3\text{HA16} + 3\text{HA14} \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1{,}6 + 3 \times 1{,}4) \times 3{,}14 = 28{,}26\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5{,}728 \times 10^3}{0{,}9 \times 370 \times 282{,}6} = 0{,}06\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}06\text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaires**

✓ **Sur appuis**

$3\text{HA16} + 2\text{HA14} \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1{,}6 + 2 \times 1{,}4) \times 3{,}14 = 23{,}86\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{8{,}35 \times 10^3}{0{,}9 \times 270 \times 238{,}6} = 0{,}14\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}14 \leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **En travée**

$3\text{HA16} \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1{,}6) \times 3{,}14 = 15{,}07\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{8{,}35 \times 10^3}{0{,}9 \times 270 \times 150{,}7} = 0{,}23\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}23 \leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**

VI.2.5 Calcul de la longueur du scellement droit des barres

$\overline{\tau_{se}} = \mathbf{0,6\Psi^2 f_{t28}} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\text{MPa}$

$$\text{Pour les } \emptyset\mathbf{14} \rightarrow l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset\mathbf{16} \rightarrow l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1{,}6 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 56{,}44\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $\mathbf{0,4l_s}$ pour les aciers HA.

On prend :

Pour les $\emptyset 14 \rightarrow l_s = 0{,}4 \times 49{,}38 = 19{,}8$ cm

Pour les $\emptyset 16 \rightarrow l_s = 0{,}4 \times 56{,}44 = 22{,}6$ cm

VI.2.6 Armatures transversales

a. Calcul des armatures

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{max}\right)$$

- **Poutres principales**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{max}\right) = \min(11{,}43;\ 30;\ 160) = 1{,}143\text{cm}$$

- **Poutres secondaires**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{max}\right) = \min(8{,}57;\ 20;\ 160) = 0{,}857\text{cm}$$

On prend $\emptyset_t = \mathbf{8mm}$

On choisi **1 cadre +1 étrier** soit $\mathbf{A_t = 4HA8 = 2.01cm^2}$.

b. Calcul de l'espacement des armatures

✓ **Zone nodale** $\mathbf{S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30cm\right)}$

- **poutres principales** $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1{,}6; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}$
- **poutres secondaires** $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1{,}4; 30\text{cm}\right) = 7{,}5\text{cm}$

On prend **St =10cm**

✓ **Zone courante** $\mathbf{S_t \leq \frac{h}{2}}$

- **poutres principales** $S_t = 15\text{cm}$
- **poutres secondaires** $S_t = 15\text{cm}$

On prend **St =15cm**

c. calcul des armatures minimales

- **poutres principales**

$A_t \geq A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35\text{cm}^2$

$A_t = 2{,}01 \geq A_t^{min} = 1{,}35\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **poutres secondaires**

$A_t \geq A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 20 = 0{,}9\text{cm}^2$

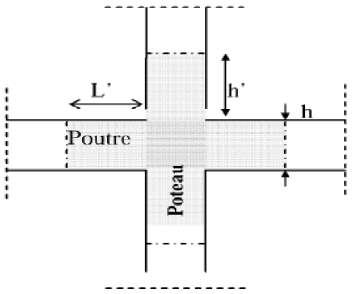
$A_t = 2{,}01 \geq A_t^{min} = 0{,}9\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

d. Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

L' = 2h

- h : hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.



On aura :

L' = 2h = 80cm Poutres principales

L' = 2h = 60cm Poutres secondaires

VI.2.7 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limita de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire

b. Etat limite de déformation du béton en compression

Il ya lieu de vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}}$ avec : $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 sont en fonction de $\boldsymbol{\rho_1}$ avec : $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2-4 *Vérifications du ferraillage des poutres à l'ELS*

		M_s KN.m	d cm	A_s	ρ_1	β_1	α_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs.
PP	Appuis	42,981	37	10,65	0,959	0,863	0,413	21,37	126,39	5,91	15	vérifié
	Travée	28,489	37	10,65	0,959	0,863	0,413	21,37	38,775	1,81		
PS	Appuis	26,54	27	9,11	1,687	0,833	0,503	14,85	129,53	8,72	15	vérifié
	Travée	18,386	27	6,03	1,117	0,855	0,435	19,48	132,08	6,78		

c. *Evaluation de la flèche [BAEL91/B.6.5,3]*

La flèche développée au nivaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuira à l'aspect et l'utilisation de la construction.
On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :
On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

$$\mathbf{f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{L_{max}}{500}$ (Valeur limite de la flèche).

L : Portée libre de la poutre.

$\mathbf{M_s}$: moments de service maximal.

$\mathbf{I_{fv}}$: Moment d'inertie fictif.

$\mathbf{E_v}$ **:** Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}866\,MPa.$$

- **Sens des poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0{,}9 > f = 0{,}007 (La\ flèche\ tirée\ par\ le\ logiciel\ ETABS)$$

- **Sens des poutres secondaire :**

$$\bar{f} = \frac{325}{500} = 0{,}65 > f = 0{,}012 (La\ flèche\ tirée\ par\ le\ logiciel\ ETABS)$$

Donc : la flèche est vérifiée.

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.
Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.
Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :
- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

VI.3.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dû aux charges verticales sont données selon :

a- le BAEL 91

ELU : Situation durable
1,35 G +1,5 Q

b- le R.P.A 99

Situation accidentelle
G + Q ±E
0,8 G ±E

VI.3.3 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a. Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile
I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans les calculs il est pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d).

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur du voile calculé entre nus du planchers

L_c: longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$\mathbf{L_t}$: longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

b) calcul des efforts normaux

♦Section entièrement comprimée

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$Ni = \frac{\sigma_{max} + \sigma 1}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

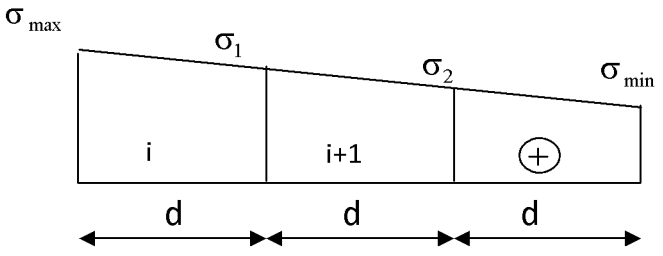


Figure VI.1 *Section entièrement comprimée*

♦Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

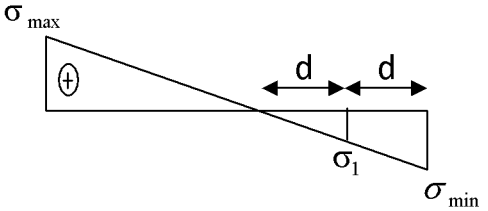


Figure VI.2 *Section partiellement comprimée*

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

♦Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

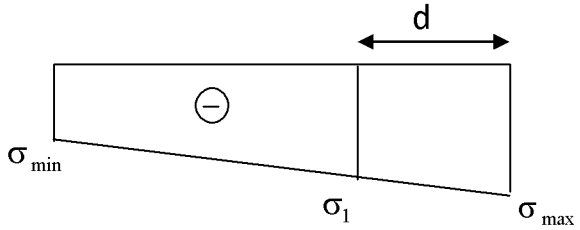


Figure VI.3 *Section entièrement tendue*

c) Armatures verticales

♦Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i + Bt \times f_{c28}}{\sigma s}$$

Bt : section du la bande Bt=d.e

Amin ≥ 4 cm² /ml et 0.2% ≤ $\frac{Amin}{B}$ ≤0.5%

♦Section partiellement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad Amin \geq max\ (B.\frac{ft28}{fe}; 0{,}002B)$$

♦Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \qquad Amin = \max\ (\frac{Ni}{2\sigma s}; B.\frac{ft28}{fe})$$

d) Armature minimale (RPA99)

$A_{min} \geq 2\%(B^t)$ B^t : section du béton tendu

e) Armatures horizontales ART7.7.4.2 RPA99/V2003

Les armatures horizontales doivent être munies de crochet à 90° ayant une longueur de 10Ø ;la section des armatures doit être :

$A_h \geq 0.15B$ $A_h \geq \frac{A_{vt}}{4}$d ou : $A_h \geq max(\frac{A_{VT}}{4}; 0{,}15\%(B))$

Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

f) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures ; dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{f_e} \qquad A_{vj} = \frac{1{,}54V_u}{fe}$$

Avec : $T = 1{,}4 \times V_u$

T : Effort tranchant calculée au niveau considère

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les effort de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent 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 révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

h) Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la Section est supérieure ou égale à **4HA10,** avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i) Règles communes

♦Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$S_t \leq \min\{1{,}5(e),\ 30cm\}$

♦Diamètre maximale

le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile

Figure VI.4 *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

♦Longueurs de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est Possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

VI.3.4 Vérification à L'ELS

a) contrainte du béton à L ELU

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{Nser}{B + 15 \times Av} \leq \overline{\sigma}_b$$

Nser = G + Q

Avec :

N_{ser}: Effort normal de service

B : Section du béton comprimé

Av : Section d'armatures verticales

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

♦D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

$$T = 1{,}4 \times Vu$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section

♦D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

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

Avec τ_u :contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0{,}15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$; Pour la fissuration préjudiciable

			VL étages RDC, etg 1, etg 2		
			VL1	VL2	VL3
Caractéristiques géométriques	L(m)		1.5	1.2	2.85
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m²)		0,3	0,24	0,57
	$V=\frac{L}{2}$		0.75	0.6	1.425
	$I=\frac{e.l^3}{12}$		0.056	0.028	0.38
	Vu(KN)		662.15	170.94	722.29
Sollicitations	σmax (KN.m²)		10235.28	10235.28	10235.28
	σmin (KN.m²)		-12399.65	-12399.65	-12399.65
	nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	T=1,4.Vu (KN)		927.01	239.316	1011.206
	LC(m)		0.67	0.54	1.28
	LT(m)		0.83	0.66	1.57
	d (m)		0.42	0.33	0.78
	σ1(KN.m)		6125.12	6199.82	6397.27
	N (KN)	N1	778.04	613.78	1428.56
		N2	257.25	204.59	486.19
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	19.45	15.34	36.65
		Av2	6.43	5.11	12.15
	Av (cm²)		25.49	6.58	27.80
	A (cm²)	A1 = Av1 +Avj/4	25.82	16.98	43.6

		A2 = Av2 +Avj/4	12.80	6.75	19.1
	Amin (cm²)		15.75	12.6	29.92
	Av adop	Bonde 1	27.69	18.46	44.21
		Bonde 2	15.38	16.07	32.15
	Choix des barres	Bonde 1	2×9HA14	2×6HA14	2×11HA16
		Bonde 2	2×5HA14	2×4HA14	2×8HA16
	St(m)	Bonde 1	5	5	5
		Bonde 2	10	10	10
armatures horizontales	AH_{min} =0.0015 B (cm²) / nappe		4.5	3.6	8.55
	AH /nappe (cm2)		6.15	4.52	9.23
	choix des barres / nappe (cm²)		4HA14 /napp	4HA12 /napp	6HA14 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**		
Vérification des contraintes à l'ELU	τu(MPA)		2.45	0.79	1.40
	$\overline{\tau_u}$		3.26	3.26	3.26
	OBS		CV	CV	CV
	τb(MPA)		3.43	1.10	1.97
	$\overline{\tau_b}$		5	5	5
Vérification des contraintes à l'ELS	OBS		CV	CV	CV
	Ns(KN)		2140.66	1368.52	1198.06
	σb(MPA)		5.87	1.99	1.7
	$\overline{\delta_{bc}}$		15	15	15
	OBS		CV	CV	CV

			VL étages 3, 4 et 5		
			VL1	VL2	VL3
Caractéristiques géométriques	L(m)		1.5	1.2	2.85
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m²)		0,3	0,24	0,57
	$V=\frac{L}{2}$		0.75	0.6	1.425
	$I=\frac{e.l^3}{12}$		0.056	0.028	0.38
	Vu(KN)		420.95	181.46	490.39
Sollicitations	σmax(KN.m²)		6259	6259	6259
	σmin(KN.m²)		-10166.32	-10166.32	-10166.32
	nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	T=1,4.Vu (KN)		589.33	254.04	686.54
	LC(m)		0.67	0.54	1.28
	LT(m)		0.83	0.66	1.57
	d (m)		0.42	0.33	0.78
	σ1(KN.m)		6125.12	5083.16	6397.27
	N (KN)	N1	778.04	503.23	1428.56
		N2	257.25	167.74	486.19
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	19.45	12.58	36.65
		Av2	6.43	4.19	12.15
	Av (cm²)		16.20	16.20	18.87
	A (cm²)	A1 = Av1 +Av/4	20.5	19.39	41.36

		A2 = Av2 +Avj/4	10.48	9.16	16.86
		Amin (cm²)	25.49	6.98	27.80
	Av adop	Bonde 1	28.13	21.54	46.15
		Bonde 2	32.15	12.30	32.15
	Choix des barres	Bonde 1	14HA16	14HA14	30HA14
		Bonde 2	2×8HA16	2×4HA14	2×8HA16
	St(m)	Bonde 1	15	10	15
		Bonde 2	10	15	10
		AH_{min} =0.0015B (cm²) / nappe	4.5	3.6	8.55
		AH /nappe (cm2)	6.15	4.52	9.23
		choix des barres / nappe (cm²)	4HA14 /napp	4HA12 /napp	6HA14 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**		
Vérification des contraintes	ELU	τu(MPA)	1.55	0.84	0.95
		$\overline{\tau_u}$	3.26	3.26	3.26
		OBS	CV	CV	CV
		τb(MPA)	2.18	1.76	1.33
		$\overline{\tau_b}$	5	5	5
		OBS	CV	CV	CV
	ELS	Ns(KN)	2140.66	1368.52	1198.06
		σb(MPA)	5.48	5.62	1.74
		$\overline{\delta_{bc}}$	15	15	15
		OBS	CV	CV	CV

			VL étages E6 E7 E8		
			VL1	VL2	VL3
Caractéristiques géométriques	L(m)		1.5	1.2	2.85
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m²)		0,3	0,24	0,57
	$V=\frac{L}{2}$		0.75	0.6	1.425
	$I=\frac{e.l^3}{12}$		0.056	0.028	0.38
	Vu(KN)		273.95	157.33	228.65
Sollicitations de calcul	σmax(KN.m²)		19419.18	19419.18	19419.18
	σmin(KN.m²)		-19419.18	-19419.18	-19419.18
	nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	T=1,4.Vu (KN)		383.53	220.26	320.11
	LC(m)		0.67	0.54	1.28
	LT(m)		0.83	0.66	1.57
	d (m)		0.42	0.33	0.78
	σ1(KN.m)		9592.60	9709.59	9771.4
	N (KN)	N1	1218.49	961.24	2276.86
		N2	402.88	320.41	762.16
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	30.46	24.03	56.9
		Av2	10.07	8.01	19.05
	Avj(cm²)		10.54	6.05	8.80
	A (cm²)	A1 = Av1 +Avj/4	33.09	30.08	64.7

		A2 = Av2 +Avj/4	12.70	14.06	27.85
	Amin (cm²)		25.49	6.58	27.80
	Av adop	Bonde 1	36.17	32.15	68.32
		Bonde 2	32.15	16.07	32.15
	Choix des barres	Bonde 1	18HA16	16HA16	34HA16
		Bonde 2	2×8HA16	2×4HA16	2×8HA16
	St(m)	Bonde 1	15	15	15
		Bonde 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH_{min} =0.0015XB (cm²) / nappe		4.5	3.6	8.55
	AH /nappe (cm2)		6.15	4.52	9.23
	choix des barres / nappe (cm²)		4HA14 /napp	4HA12 /napp	6HA14 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**		
Vérification	ELU	τu(MPA)	1.01	0.76	0.44
		$\overline{\tau_u}$	3.26	3.26	3.26
		OBS	CV	CV	CV
		τb(MPA)	1.42	1.01	0.62
		$\overline{\tau_b}$	5	5	5
		OBS	CV	CV	CV
	ELS	Ns(KN)	1008.05	702.67	592.1
		σb(MPA)	2.5	2.24	0.82
		$\overline{\delta_{bc}}$	15	15	15
		OBS	CV	CV	CV

			VT étages RDC E1 E2	
			VT1	VT2
Caractéristiques géométriques	L(m)		2.5	2
	e (m)		0,2	0,2
	B (m²)		0,5	0,4
	$V=\frac{L}{2}$		1.25	2
	$I=\frac{e.l^3}{12}$		0.26	0.13
	Vu(KN)		1205.02	476.44
Sollicitations de calcul	σmax(KN.m²)		19419.18	19419.18
	σmin(KN.m²)		-19419.18	-19419.18
	nature de la section		**SPC**	**SPC**
	T=1,4.Vu (KN)		1687.02	667.016
	LC(m)		1.25	1
	LT(m)		1.25	1
	d (m)		0.62	0.5
	σ1(KN.m)		9787.26	9709.59
	N (KN)	N1	1810.79	1456.43
		N2	606.81	485.47
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	45.25	36.4
		Av2	15.17	12.13
	Avj (cm²)		26.25	18.34
	A	A1 = Av1 +Av/4	51.81	54.74

	(cm²)	A2 = Av2 +Avj/4	21.73	30.47
	Amin (cm²)		26.25	21
	Av adop	Bonde 1	52.24	56.28
		Bonde 2	32.15	32.15
	Choix des barres	Bonde 1	26HA12	28HA16
		Bonde 2	2(8HA16)	2(8HA16)
	St(m)	Bonde 1	15	15
		Bonde 2	10	10
	AH_{min} =0.0015XB (cm²) / nappe		7.5	6
	AH /nappe (cm2)		8.03	6.87
	choix des barres / nappe cm		4HA16 /napp	6HA12 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**	
Vérification des contraintes	ELU	τu(MPA)	2.67	1.32
		$\overline{\tau}_u$	3.26	3.26
		OBS	CV	CV
		τb(MPA)	3.74	1.85
		$\overline{\tau_b}$	5	5
		OBS	CV	CV
	ELS	Ns(KN)	3292.64	1432.96

		σb(MPA)	5.25	2.69
		$\overline{\delta_{bc}}$	15	15
		OBS	CV	CV

			VT étages E3 E4 E5	
			VT1	VT2
Caractéristiques géométriques	L(m)		2.5	2
	e (m)		0,2	0,2
	B (m²)		0,5	0,4
	$V=\frac{L}{2}$		1.25	2
	$I=\frac{e.l^3}{12}$		0.26	0.13
	Vu(KN)		846.63	298.85
Sollicitations de calcul	σmax(KN.m²)		6259	6259
	σmin(KN.m²)		-10166.32	-10166.32
	nature de la section		SPC	SPC
	T=1,4.Vu (KN)		1185.28	418.39
	LC(m)		1.37	0.2
	LT(m)		1.13	1.8
	d (m)		0.56	0.9
	σ1(KN.m)		5128.14	5083.16
	N (KN)	N1	856.48	1372.45
		N2	287.17	457.48
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	21.41	34.31
		Av2	7.17	11.43
	Avj(cm²)		32.59	11.50
	A(cm²)	A1 = Av1 +Avj/4	29.55	45.81

		A2 = Av2 +Avj/4	15.31	22.93
	Amin (cm²)		26.25	21
	Av adop	Bonde 1	31.65	48.23
		Bonde 2	32.15	25.12
	Choix des barres	Bonde 1	28HA12	24HA16
		Bonde 2	2(8HA16)	2(4HA20)
	St(m)	Bonde 1	15	15
		Bonde 2	10	10
Armatures horizontales	AH_{min} =0.0015XB (cm²) / nappe		7.5	6
	AH /nappe (cm2)		8.03	6.87
	choix des barres / nappe (cm²)		4HA16 /n app	6HA12 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**	
Vérification des contraintes	ELU	τu(MPA)	1.88	0.83
		$\overline{\tau_u}$	3.26	3.26
		OBS	CV	CV
		τb(MPA)	2.63	1.16
		$\overline{\tau_b}$	5	5
		OBS	CV	CV
	ELS	Ns(KN)	2283.95	668.93
		σb(MPA)	3.8	1.3
		$\overline{\delta_{bc}}$	15	15
		OBS	CV	CV

			VT étages E6 E7 E8	
			VT1	VT2
Caractéristiques géométriques	L(m)		2.5	2
	e (m)		0,2	0,2
	B (m²)		0,5	0,4
	V=$\frac{L}{2}$		1.25	2
	I=$\frac{e.l^3}{12}$		0.26	0.13
	Vu(KN)		504.95	192.05
Sollicitations	σmax(KN.m²)		6259	6259
	σmin(KN.m²)		-10166.32	-10166.32
	nature de la section		**SPC**	**SPC**
	T=1,4.Vu (KN)		706.93	268.87
	LC(m)		1.55	1.23
	LT(m)		0.95	0.77
	d (m)		0.48	0.39
	σ1(KN.m)		5029.65	5017.14
	N (KN)	N1	729.40	1385.12
		N2	241.42	195.66
Armatures verticales	Av (cm²)	Av1	18.23	34.62
		Av2	6.00	4.89
	Avj(cm²)		19.44	7.39
	A	A1 = Av1	23.09	42.01

	(cm²)	+Avj/4		
		A2 = Av2 +Avj/4	10.86	12.28
	Amin (cm²)		26.25	21
	Av adop	Bonde 1	26.39	48.23
		Bonde 2	32.15	25.12
	Choix des barres	Bonde 1	26HA12	24HA16)
		Bonde 2	2(8HA16)	2(4HA20)
	St(m)	Bonde 1	15	15
		Bonde 2	10	10
Armatures horizontales	AH_{min} =0.0015XB (cm²) / nappe		7.5	6
	AH /nappe (cm2)		8.03	6.87
	choix des barres / nappe (cm²)		4HA16 /napp	6HA12 /napp
Armature transversal			**4épingles (HA8)**	
Vérification	ELU	τu(MPA)	1.12	0.53
		$\overline{\tau}_u$	2.5	2.5
		OBS	CV	CV
		τb(MPA)	1.57	0.76
		$\overline{\tau}_b$	5	5
		OBS	CV	CV

	ELS	Ns(KN)	1192.42	539.81
		σb(MPA)	2.03	1.05
		$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	15	15
		OBS	CV	CV

Chapitre VII

ETUDE DE L'INRASTRUCTURE

VII.1 Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts Apportés par la superstructure.
Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol), et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure.
Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa Fondation :
●Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre 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 être exercé dans de différents plans.

VII.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous Renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :
La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}sol$ =**2bars**

VII.3 Types de fondations

Le type des fondations varient selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment doit être implanté, Ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment, nous distinguons deux types :

a- Fondation superficielle

Une fondation est dite superficielle, si l'ancrage reste inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la Fondation, ($\frac{D}{B}$< 4) c'est-à-dire lorsque les couches du terrain capable de reprendre l'ouvrage Sont de faible profondeur, elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain sont Capable de supporter l'ouvrage.
●Les principaux types de fondations superficielles :
-Les semelles isolées
-Les semelles filantes : réalisées sous une file de poteaux, ou sous un voile, ou bien mur Rigide.
-Les radiers : ce sont des fondations de grandes dimensions qui couvrent entièrement L'ouvrage.

b- Fondation profonde

Sont les fondations qui transmettent la charge de la surface jusqu'à la couche résistante en Profondeur. Elles sont utilisées lorsque les couches superficielles sont plus capables de Reprendre les efforts de leurs superstructures (sol peu résistant et compressible), donc la Solution est de trouver le bon sol en profondeur :
-Les principaux types de fondations profondes
-Les puits : se sont de fondation semi profondes
-Les pieux

Choix de type de fondations

En ce qui concerne notre ouvrage, on au choix entre :
-Semelles continues (semelle filante).
-Semelle isolée.
-Radier générale.
Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable ou un radier.

VII.4 Dimensionnement

1. Semelles Isoles Sous Poteaux

Vu que notre structure comporte des voile alors la vérification de la semelle isole n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

2. Semelles filantes

a. Semelles filantes sous les voiles

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \quad \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{G+Q}{B\ L} \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}\ L} \Rightarrow \quad B \geq \frac{955.43}{200 \times 1.5}$$

Avec $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol}$ = 0,20 MPA)

$\bar{\sigma}$sol = 2,0bars = 0,20MPA = 200KN. m²
B : largeur de la semelle
L : longueur de voile **G**, **Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 *Surface des semelles filantes sous voiles sens longitudinal*

Voile sens longitudinal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m²)
VL1	955.43	1.5	3.18	4.77
VL2	696.6	1.20	2.90	3.48
VL3	2428.99	2.85	8.09	23.05
			total	31.3

Tableau VII.2 *Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal*

Voile sens transversal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m²)
VT1	953.61	2.50	1.90	4.75
VT2	1122.41	2.00	2.80	5.6
			Total	10.35

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est:
$Sv_{tot}=\sum Bi\times Li=31.3+10.35=41.65m$

b. Semelles filantes sous poteaux

Etape de calcul

♦Détermination de la résultante des charges

♦Détermination des coordonnées de la structure R: $R=\sum Ni$

Avec **ei**: excentricité par rapport au centre de gravité $e=\dfrac{\sum N_i e_i+\sum M_i}{R}$

♦Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

Si $e>\dfrac{L}{6}\Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e\le\dfrac{L}{6}\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

avec :

$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right)$ $q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right)$ $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3e}{L}\right)$ ♦Détermination de la largeur B de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique 2 (fil de poteaux le plus sollicité)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 *Résultante des charges sous poteaux*

Poteaux	Ns=G+Q (KN)	Mi	ei(m)	N ×ei (KN.m)
C1	**282.85**	**2.187**	**-6**	**-1697.1**
C2	**444.56**	**1.064**	**-1.5**	**-666.84**
C3	**446.46**	**1.623**	**1.5**	**669.69**
C4	**382.84**	**3.321**	**6**	**2297.04**
	R=∑Ni=1556.71	**∑Mi=8.195**		∑=602.79

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{602.79+8.195}{1556.71} = 0{,}39$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0.39m < \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2m$ Répartition trapézoïdale

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{max} = \frac{N_t}{L}\times\left(1+\frac{6\cdot e}{L}\right) = \frac{1556.71}{12}\times\left(1+\frac{6\times(0.39)}{12}\right) = 155.02\ KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{N_t}{L}\times\left(1-\frac{6\cdot e}{L}\right) = \frac{1556.71}{12}\times\left(1-\frac{6\times(0.39)}{12}\right) = 104.42\ KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L}\times\left(1+\frac{3\cdot e}{L}\right) = \frac{1556.71}{12}\times\left(1+\frac{3\times(0.39)}{12}\right) = 142.37\ KN/ml$$

- Calcul de la largeur B

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{142.37}{200} = 0.71m$$ On prend B=1.30m

D'où: On aura donc, S = BxL =1.30x12 = 15.6m^2

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré. $S_p = 15,6 \times 4 = 62,4 m^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est: $S_t = S_P + S_V$

$S_t = 62,4 + 41,65 = 104,05 m^2$ Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $\frac{St}{S\ batimet}$ La surface totale de la structure =198,38m² $\frac{St}{S_{Bat}} = \frac{104,05}{198,38} \times 100 = 52,45\%$ Donc : **St > 50 % $S_{bât}$**

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, Occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela Nous opterons pour **un radier général**.

VII.5 Etude du radier

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 diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et le ferraillage ;
- Rapidité d'exécution.

1. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$\mathbf{h_{min} \geq 25cm}$$

- **Selon la condition forfaitaire :** $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

  $\frac{325}{8} \leq h \leq \frac{325}{5} \longrightarrow 40,6cm \leq h \leq 65cm$

- **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

$$\mathbf{h_d \geq \frac{L_{max}}{20}}$$

$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5cm$ On prend :$\mathbf{h_d = 25cm}$

- **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur

$$\mathbf{h_n \geq \frac{L_{max}}{10}}$$

$h_n \geq \frac{450}{10} = 45\text{cm}$On prend :$\mathbf{h_n = 90cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$\mathbf{L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$\mathbf{L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e}$Ce qui nous conduit à $\mathbf{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}}$

Avec :

$\mathbf{L_e}$**:** Largeur du radier présentant une bande de 1m ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $\mathbf{K = 40MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée $\mathbf{E = 10818.86MPa}$

$\mathbf{L_{max}}$**:** Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}50\right)^4 \times \frac{3\times40}{10818{,}86}} = 0{,}9\text{m}$

On adopte pour : **h=90cm**

- **La largeur de la nervure :** $\mathbf{0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n}$

$$0{,}4 \times 90 \leq b_n \leq 0{,}7 \times 903 \quad , \quad \mathbf{6cm \leq b_n \leq 63cm}$$

On prend :$\mathbf{b_n = 60cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle :$\mathbf{h_d = 25cm}$
- Largeur de la nervure :$\mathbf{b_n = 60cm}$
- Hauteur de la nervure : $\mathbf{h_n = 100\ cm}$

2. Détermination des efforts

a. Les charges à la superstructure

La charge permanente totale à la base : $\mathbf{G = 20824,82kN}$

La charge d'exploitation totale à la base :$\mathbf{Q = 3198,97kN}$

b. Combinaison d'actions :

- à l'ELU $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = = 32911{,}96\text{KN/ml}$
- à l'ELS $N_s = G + Q = \mathbf{20824,82 + 3198,97} = 24023{,}79\text{KN/ml}$

c. Détermination de la surface nécessaire du radier

à l'ELU $S_{radier} \geq \dfrac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{sol}} = \dfrac{32911{,}96}{1{,}33 \times 200} = 123{,}73\text{m}^2$

à l'ELS $S_{radier} \geq \dfrac{N_s}{1{,}33 \times \sigma_{sol}} = \dfrac{24023{,}79}{1{,}33 \times 200} = 90{,}32\text{m}^2$

D'ou : $S_{radier} = \max(123{,}73\,;90{,}32) = 123{,}73\text{m}^2$

$\mathbf{S_{bat} = 198,38m^2 > S_{radier} = 123,73\ m^2}$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$\mathbf{L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = 45cm}$$

Soit un débord de : $\mathbf{Ldéb = 45\ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$\mathbf{S_{radier} = S_{bat} + S_{déb} = 198,38 + 22,16 = 220,54m^2}$

Avec :$S_{déb} = 2 \times 0{,}4(15{,}7 + 12) = 22{,}16\text{m}^2$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier

a. Poids de radier

G= Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle**

  $\mathbf{P_{de\ la\ dalle} = S_{radie} \times h_d \times \rho_b}$

  $P_{\text{de la dalle}} = \mathbf{220,54} \times 0{,}25 \times 25 = \mathbf{1378,38KN}$

- **poids de la nervure**

$$\mathbf{P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b}$$

$$P_{ner} = 0{,}6 \times (1{,}0 - 0{,}25) \times [(15{,}7 \times 6) + (12 \times 4)] \times 25 = \mathbf{1386{,}45KN}$$

- **poids de (T.V.O)**

$$\mathbf{P_{TVO} = (S_{radie} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho}$$

$$P_{TVO} = (\mathbf{220{,}54} - 85{,}32) \times (0{,}9 - 0{,}25) \times 17 = \mathbf{1494{,}181KN}$$

- **poids de la dalle flottante**

$$\mathbf{P_{dalle\ flo} = (S_{radie} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b}$$

$$P_{dalle\ flo} = (220{,}54 - 85{,}32) \times 0{,}1 \times 25 = \mathbf{338{,}05KN}$$

Poids de radier : $\mathbf{G_{radie} = 4597{,}06}$

- **Surcharge du radier :** $\mathbf{Q_{radie} = 3{,}5 \times 220{,}54 = 771{,}89KN}$

- **Poids total de la structure**

- $\mathbf{G_{tot} = G_{radie} + G_{bat} = 4597{,}06 + 20824{,}82 = 25421{,}88KN}$
- $\mathbf{Q_{tot} = Q_{radie} + Q_{bat} = 771{,}89 + 3198{,}97 = 3970{,}86KN}$

- **Combinaison d'actions :**

- à l'ELU $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = = 40275{,}83KN/ml$
- à l'ELS $N_s = G + Q = 25421{,}88 + 3970{,}86 = 29392{,}74\ KN/m$

4. **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 7{,}85m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum Y_i} = 6m$$

Avec :

S_i: Aire du panneau considéré.

X_i , Yi: Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15{,}70 \times 12^3}{12} = 2260{,}8m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12 \times 15{,}70^3}{12} = 3869{,}893m^4$$

5. Vérifications

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa}$$

Avec :

$b = 100cm$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 25 = 22,5cm$

$$T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2S_{radie}} = \frac{40275,83 \times 1 \times 4,5}{2 \times 220,54} = 410,90KN$$

$$\tau_u = \frac{410,90 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,8MPa$$

$\tau_u = 1,8$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 2,5$ MPa **Condition vérifiée**

- **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **(N)** du aux charges verticales.
- Moment de renversement **(M)** du au séisme dans le sens considéré.

$$\boldsymbol{M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h}$$

Avec :

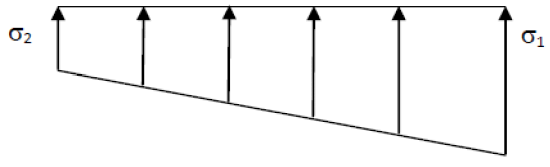
- $\boldsymbol{M_{j(K=0)}}$ **:** Moment sismique à la base du bâtiment.
- $\boldsymbol{T_{j(K=0)}}$**:** Effort tranchant à la base du bâtiment.
- $\boldsymbol{I_{xi}, I_{yi}}$**:** Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.
- **h** : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}}$

On doit vérifier que :

- à l'ELU $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}}$
- à l'ELS $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}}$



FigVII-1 : Diagramme des contraintes

Et : $\boldsymbol{\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radie}} \pm \frac{M}{I} \times V}$

Avec :
V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :
$M_{EX} = 82{,}819\text{KNm}$; $T_{EX} = 1619{,}82\text{ KN}$

$M_{EY} = 83{,}063\text{KNm}$; $T_{EY} = 1872{,}21\text{ KN}$

D'où :
$M_x = 82{,}819 + 1619{,}82 \times 0{,}9 = 1540{,}657\text{KNm}$
$M_y = 83{,}063 + 1872{,}21 \times 0{,}9 = 1768{,}052\text{KNm}$

Tableau VII.3 *Les contraintes à l'ELU et à L'ELS*

contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 (KN/m²)	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)	σ_1 (KN/m²)	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)
Sens	long	187,97	177,27	185,30	138,63	127,93	135,96
	trans	186,21	179,04	184,42	136,86	129,69	135,07

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées

- **à l'ELU** $\sigma_m \leq 1{,}33\sigma_{sol} = 1{,}33 \times 200 = 266\text{KN/m}^2$
- **à l'ELS** $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2$

Donc pas de risque de renversement.

- **Vérification au poinçonnement :**

On doit vérifier que : $N_u \leq \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :
N_u : Charge de calcul a l'ELU pour le poteau
μ_c: Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.
h: Hauteur de la nervure

- **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h)2$$

Avec :
a : Epaisseur du voile ou du poteau
b: Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).
$\mu_c = (0{,}45 + 0{,}45 + 2 \times 0{,}9)2 = 5{,}4\text{m}$

$N_u = 1401{,}5\text{KN} \leq \frac{0{,}045 \times 5{,}4 \times 0{,}9 \times 25000}{1{,}5} = 3645\text{KN}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$\mu_c = (0{,}20 + 1 + 2 \times 0{,}9)2 = 6\text{m}$

$N_u = 1502{,}4\text{KN} \leq \frac{0{,}045 \times 6 \times 0{,}9 \times 25000}{1{,}5} = 4050\text{KN}$, **Condition vérifiée**

4-Vérification de l'effort de sous pression

$$\mathbf{P \geq \alpha \times S_{radie} \times \gamma \times Z}$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau $\boldsymbol{\gamma} = \mathbf{10kN/m^3}$

Z : Profondeur de l'infrastructure **Z = 1,2m.**

α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1,5

$\mathbf{p = 37218{,}53KN \geq 1{,}5 \times 220{,}54 \times 10 \times 0{,}9 = 2977{,}29KN}$, **Condition vérifiée**

6. Ferraillage du radier

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99)

a. Ferraillage de la dalle :

Le radier est étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément repartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferraillage pour le reste des panneaux

On distingue deux cas :

- $\mathbf{1^{er}cas}$

$\boldsymbol{\rho} < 0{,}4$La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$\mathbf{M_{ox} = q_u \frac{lx^2}{8}}$, $\mathbf{M_{oy} = 0}$

- $\mathbf{2^{eme}cas}$

$\mathbf{1 < \rho < 0{,}4}$La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée Lx : $\mathbf{M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2}$

Dans le sens de la grande portée Ly : $\mathbf{M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}}$

Avec : $\boldsymbol{\rho} = \frac{l_x}{l_y}$ **et** $\mathbf{l_x < l_y}$

Les coefficients $\boldsymbol{\mu_x}$ **et** $\boldsymbol{\mu_y}$ sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

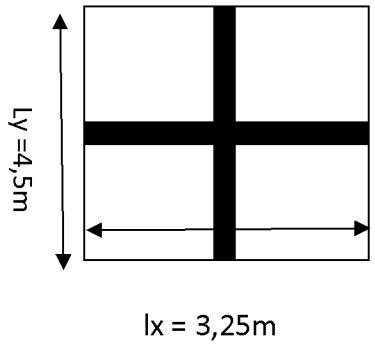
b. Identification du panneau le plus sollicité

$\boldsymbol{\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,25}{4,5} = 0,72}$

$1 < \rho = 0,72 < 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la Contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$

La contrainte due au poids propre du radier,



FigVII.2 *le panneau le plus sollicité*

Ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\boldsymbol{\sigma_m^{max} = 185,30 KN/m^2}$
- La contrainte moyenne max à l'ELS : $\boldsymbol{\sigma_m^{max} = 135,96 KN/m^2}$

l'ELU $\boldsymbol{q_{um} = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}}\right) \times 1m = \left(185,30 - \frac{4597,06}{220,54}\right) \times 1m = 164,46 KN/ml}$

l'ELS $\boldsymbol{q_{sm} = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}}\right) \times 1m = \left(135,96 - \frac{4597,06}{220,54}\right) \times 1 = 115,11 KN/ml}$

C. Calcul a' L'ELU

Evaluation des moments $\mathbf{M_y; M_x}$

$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,292 \end{cases}$

On aura donc :

$M_{ox} = 0,0825 \times \mathbf{164,46} \times 3,25^2 = 143,31 KNm$

$M_{oy} = 0,292 \times 143,31 = 41,85 KNm$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 pour les moments en travées,

0,5pour les moments sur appuis

- **Moments sur appuis :**

  $M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 143,31 = 71,66 KNm$

  $M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 41,85 = 20,93 KNm$

- **Moments en travées**

$M_{tx} = 0{,}75 \times M_{ox} = 0{,}75 \times 143{,}31 = 107{,}48\text{KNm}$

$M_{ty} = 0{,}75 \times M_{oy} = 0{,}75 \times 41{,}85 = 31{,}39\text{KNm}$

4-Ferraillage

- **Etape de calcul**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71{,}66 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14{,}2} = 0{,}082 \rightarrow \beta = 0{,}957$$

$\mu = 0{,}082 < \mu_i = 0{,}392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71{,}66 \times 10^6}{0{,}957 \times 220 \times 348} = 9{,}45\ \text{cm}^2$$

Soit **6HA14=9,24cm²** avec un espacement **e =16cm**

Tableau VII-4 *Ferraillage du panneau*

Sens	Zone	M(KNm)	M	Obs.	B	$A_s(cm^2)$	Ferraillage	$A(cm^2)$ Adoptée	e (cm)
X-X	appuis	71,66	0,082	SSA	0,957	9,45	10HA12	11,31	10
	Travée	107,48	0,123	SSA	0,9345	14,52	10HA14	15,39	10
Y-Y	appuis	20,93	0,024	SSA	0,988	2,67	6HA12	6,79	16
	Travée	31,39	0,036	SSA	0,982	4,03	6HA12	6,79	16

5-Vérification à l'ELU

- **Vérification de non fragilité du béton**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence **ρ** qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, **ρ =0,8‰ pour les HA FeE400**

$$A_{min} = w_o bh\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times 25\left(\frac{3-0{,}72}{2}\right) = 2{,}892\text{cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale ⟶ **Condition vérifiée**

- **Vérification des espacements**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous

Sens x-x

$S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$

$S_t = 10cm < 33cm$**Condition vérifiée**

Sens y-y

$S_t \leq \min(4h, 44cm) = 44cm$

$S_t = 16cm < 44cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$V_u^{max} = \frac{q_u \times L_y}{2} == \frac{178,20 \times 5,8}{2} = 516,78KN$$

$$\tau_u = \frac{516,78 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,9MPa$$

$\tau_u = 1,9\ MPa < \overline{\tau_u} = 2,5\ MPa$**Condition vérifiée**

6-Calcul a L'ELS

Evaluation des moments $\mathbf{M_y}$; $\mathbf{M_x}$

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0873 \\ \mu_y = 0,465 \end{cases}$$

On aura donc :

$M_{ox} = 0,0873 \times 115,11 \times 3,25^2 = 106,14KNm$

$M_{oy} = 0,465 \times 106,14 = 49,36KNm$

- **Moments sur appuis**

  $M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 106,14 = 61,93KNm$

  $M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 49,36 = 28,80KNm$

- **Moments en travées**

  $M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 106,14 = 92,89KNm$

  $M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 49,36 = 43,19KNm$

7-Vérification état limite de compression de béton

Il Ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Tableau VII.5 *Vérification des contraintes dans le béton*

Sens	Zone	Ms(KNm)	A(ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1.	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Vérification
X-X	appuis	61,93	11,31	0,42	0,901	35,50	225,09	6,34	15	CV
	Travée	92,89	15,39	0,57	0,888	29,64	251,74	8,49	15	CV
Y-Y	appuis	28,80	6,79	0,25	0,921	47,90	170,57	3,56	15	CV
	Travée	43,19	6,79	0,25	0,921	47,90	255,79	5,34	15	CV

✓ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire.
Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Conclusion : Le ferraillage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

7. Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

1-Sollicitation de calcul :

l'ELU : $\mathbf{M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-164,46 \times 0,45^2}{2} = -16,65\ KNm}$

l'ELS : $\mathbf{M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-115,11 \times 0,45^2}{2} = -11,65 KNm}$

2-Calcul des armatures :

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, donc Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

8. Etude des nervures

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.
La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux

$\mathbf{b_n = 60cm \quad ; h_n = 90cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETAB

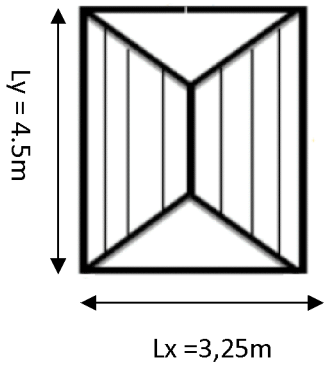


Fig VII.4 *Présentation des chargements*

1-Charges revenant à la nervure :

- **Pour les charges triangulaires :**

$l_m = 0{,}333 l_x$
$l_t = 0{,}25 l_x$

- **Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x^{\,2}}{6}\right)$$
$$l_t = l_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x^{\,2}}{4}\right)$$

2-Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant.**

$q_{um} = q_u \times l_m$
$q_{sm} = q_s \times l_m$

- **Pour les efforts tranchant.**

$q_{ut} = q_u \times l_t$
$q_{st} = q_s \times l_t$

3-Détermination des charges

$$\text{l'ELU} \quad q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(205{,}23 - \frac{8709{,}94}{322{,}23} - \frac{2668{,}95}{118{,}62}\right) = 155{,}70\text{KN/ml}$$

$$\text{l'ELS} \quad q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(149{,}75 - \frac{8709{,}94}{322{,}23} - \frac{2668{,}95}{118{,}62}\right) = 100{,}22\text{KN/ml}$$

4-Sens longitudinale : nervure (file D)

Tableau VII.7 *Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal*

										moment fléchissant				effort tranchant			
travée	panneau	lx	ly	ρ	Chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	q_{um}	$\sum q_{um}$	q_{sm}	$\sum q_{sm}$	q_{ut}	$\sum q_{ut}$	q_{st}	$\sum q_{st}$
A_B	1	3,2	4,5	**0,70**	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37	**320,74**	103,23	**604,46**	121,45	**242,9**	78,17	**156,34**
	2	3,2	3	**0,53**	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37		103,23		121,45		78,17	
B_C	1	3,25	4,5	**0,73**	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60	**333,2**	107,24	**214,48**	124,56	**249,12**	80,18	**160,36**
	2	3,25	3	**0,55**	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60		107,24		124,56		80,18	
C_D	1	2,8	4,5	**0,77**	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94	**351,88**	113,25	**226,5**	132,35	**264,7**	85,19	**170,38**
	2	2,8	3	**0,59**	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94		113,25		132,35		85,19	
D_E	1	3,25	4,5	**0,77**	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94	**351,88**	113,25	**226,5**	132,35	**264,7**	85,19	**170,38**
	2	3,25	3	**0,59**	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94		113,25		132,35		85,19	
E_F	1	3,2	4,5	**0,73**	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60	**333,2**	107,24	**214,48**	124,56	**249,12**	80,18	**160,36**
	2	3,2	3	**0,55**	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60		107,24		124,56		80,18	

- **Sens transversale :nervure (file2)**

										moment fléchissant				effort tranchant			
travée	panneau	lx	ly	ρ	Chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	q_{um}	$\sum q_{um}$	q_{sm}	$\sum q_{sm}$	q_{ut}	$\sum q_{ut}$	q_{st}	$\sum q_{st}$
1-2	1	3,25	4,5	0.77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75	423,5	136,3	272,6	186,8	373,6	120,26	240,52
	2	3,25	4,5	0.77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75		136,3		186,8		120,26	
2-3	1	3,25	3	0.59	Trapèze	1,50	1,40	155,70	100,22	233,55	469,1	150,3	300,6	217,98	435,96	140,31	280,62
	2	3,25	3	0.59	Trapèze	1,50	1,40	155,70	100,22	233,55		150,3		217,98		140,31	
3-4	1	3,25	4,5	0,77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75	423,5	136,3	272,6	186,8	373,6	120,26	240,52
	2	3,25	4,5	0 ,77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75		136,3		186,8		120,26	

Tableau VII-7 *charges à l'ELU et l'ELS dans le Sens transversale*

Détermination des sollicitations a l'ELU :

- **Détermination des sollicitations a l'ELU :**

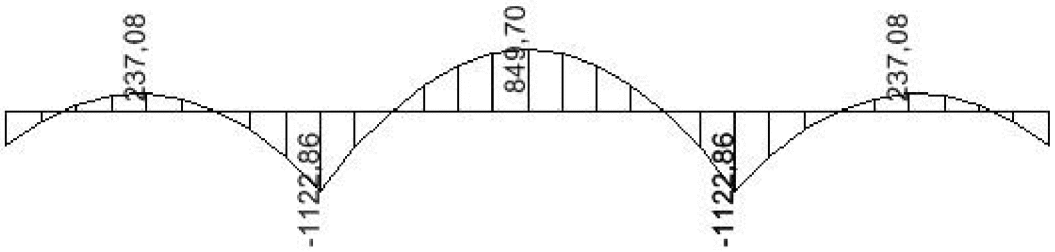
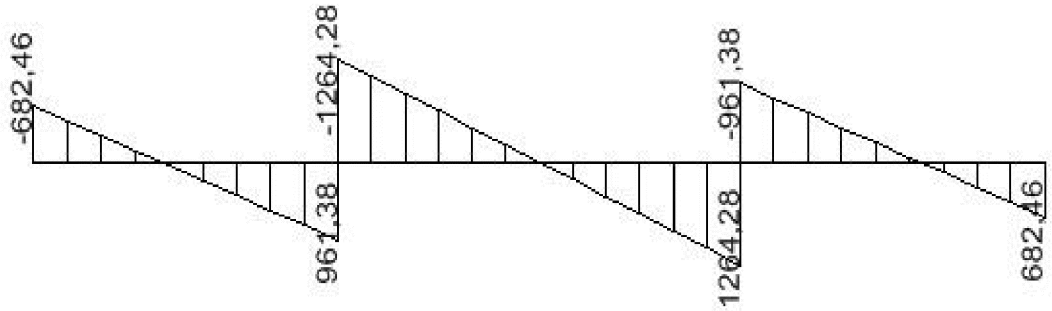


Fig VIII-9 *Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U*



- **Détermination des sollicitations a l'ELS :**

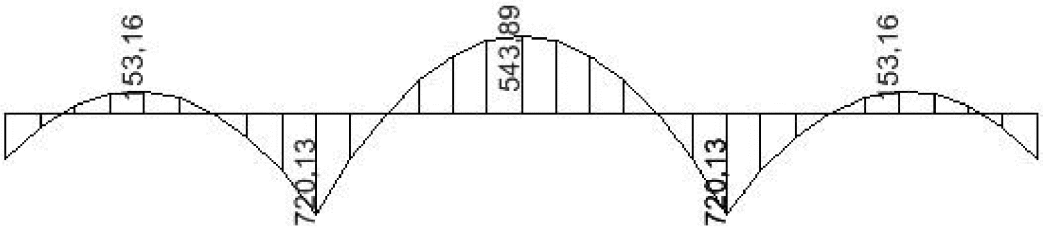


Fig VII.11 *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS*

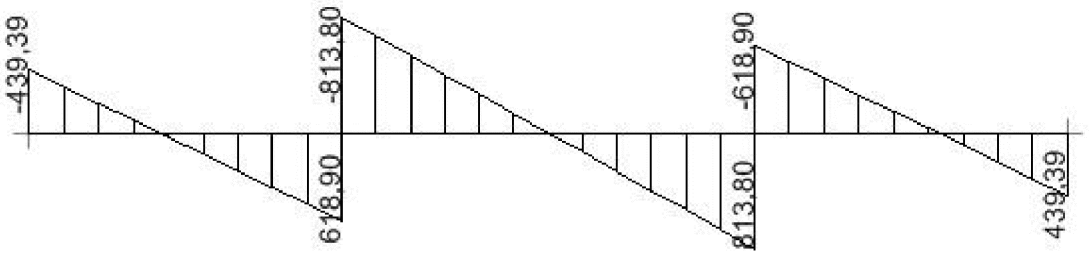


Fig VII.12 *Diagramme des efforts tranchants à l'ELS*

6-Calcul du ferraillage des nervures :

Pour le ferraillage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{l'ELU} \begin{cases} X-X : M_t^{max} = 169{,}46\text{KNm}; M_a^{max} = 348{,}48\text{KNm} \\ Y-Y : M_t^{max} = 849{,}70\text{KNm}; M_a^{max} = 1122{,}86\text{KNm} \end{cases}$$

$$\mathbf{b_n = 60cm \;\; ; h_n = 120cm \;\; ; d = 115cm \; ; f_{bc} = 14,2MPa \; ; \sigma_s = 348MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^{max}}{bd^2 f_{bc}} \;\; ; \;\; A_s = \frac{M_u^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$\mu < \mu_i = 0{,}392 \rightarrow$ La section est simplement armée

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M(KNm)	μ	Obs.	B	$A_s(cm^2)$	Ferraillage	$A(cm^2)$ Adoptée	e (cm)
X-X	appuis	348,48	0,031	SSA	0,985	8,84	4HA14+4HA12	10,68	15
	Travée	169,46	0,015	SSA	0,993	4,26	4HA14+4HA12	10,68	15
Y-Y	appuis	1122,86	0,010	SSA	0,995	26,20	10HA16+5HA14	27,80	15
	Travée	849,70	0,075	SSA	0,961	22,09	10HA16+2HA14	23,18	15

Tableau VII-8 *Ferraillage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens*

7-Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité**

$$\mathbf{A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8,33cm^2}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2{,}5\text{MPa}$$

Sens X-X : $\mathbf{T_u^{max} = 458,04KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{458{,}04 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0{,}66\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}66\text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5\text{ MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**

Sens Y-Y : $T_u^{max} = 1264,28KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{1264,28 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,8MPa$$

$\tau_u = 1,8\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 2,5\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset_t = 8mm$
On prend un cadres et un étrier de $\emptyset_t = 8mm$

- **Espacement des armatures**

1-Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) = \min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2cm$

Soit St=15cm. (on prend $St_{min} = 15cm$)

2-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm$

On opte pour St=20cm. (on prend $St_{min} = 20cm$)

- **Armatures transversales minimales :**

$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6cm^2$

Soit $A_t = 6HA10 = 4,71cm^2$(2 cadres+1 étrier).

8-Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII.9 *Vérifications à l'ELS dans les deux sens*

Sens	Zone	M_u(KNm)	M_s(KNm)	γ	μ	α	Rapport	Vérification
X-X	Appuis	348,48	542,21	0,64	0,031	0,0394	0,07	**CV**
	Travée	169,46	296,16	0,57	0,015	0,0189	0,035	**CV**
Y-Y	Appuis	1122,86	720,13	1,56	0,010	0,0126	0,53	**CV**
	Travée	849,70	543,89	1,56	0,075	0,0976	0,53	**CV**

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

9-Armatures de peau (BAEL/Art 8.3)

Des armatures dénommées **« armatures de peau »**sont reparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3cm** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **90cm**, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc : **2HA12 avec As= 2.25cm²**

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'une part, d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul et, de l'autre, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel **ETABS** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera, à défaut d'être une référence, tout au moins un point d'appui pour les futures « fins de cycle », pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'un aide précieux à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours de mon projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

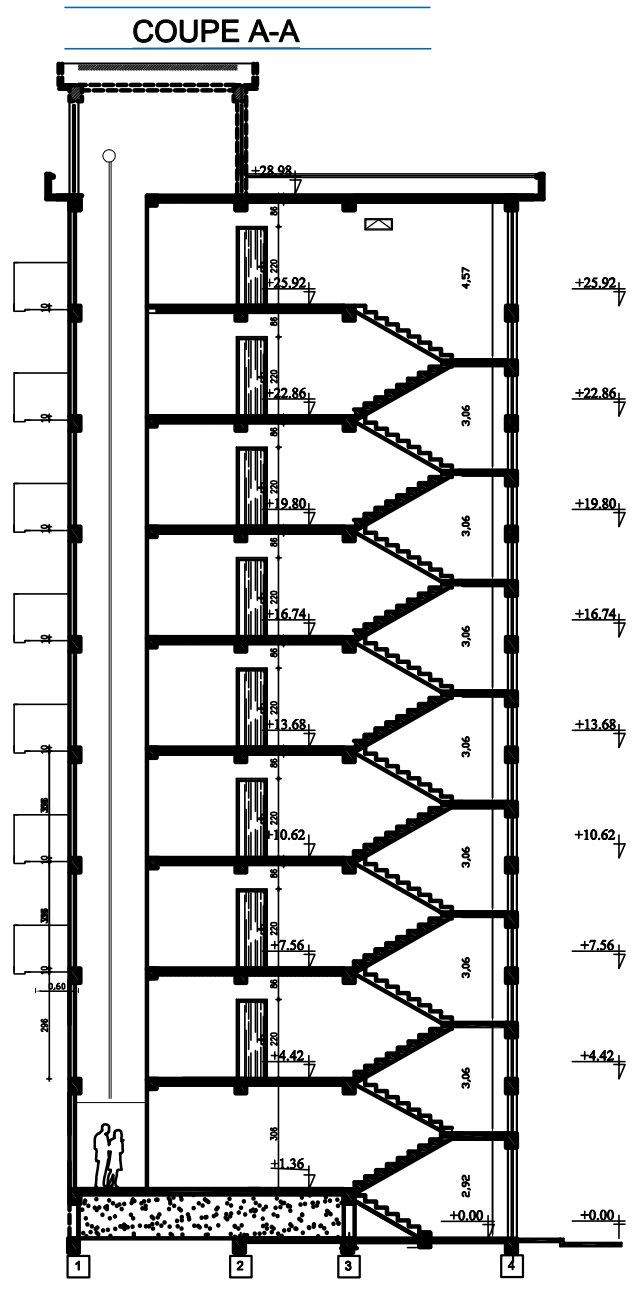
Logiciels et programmes :

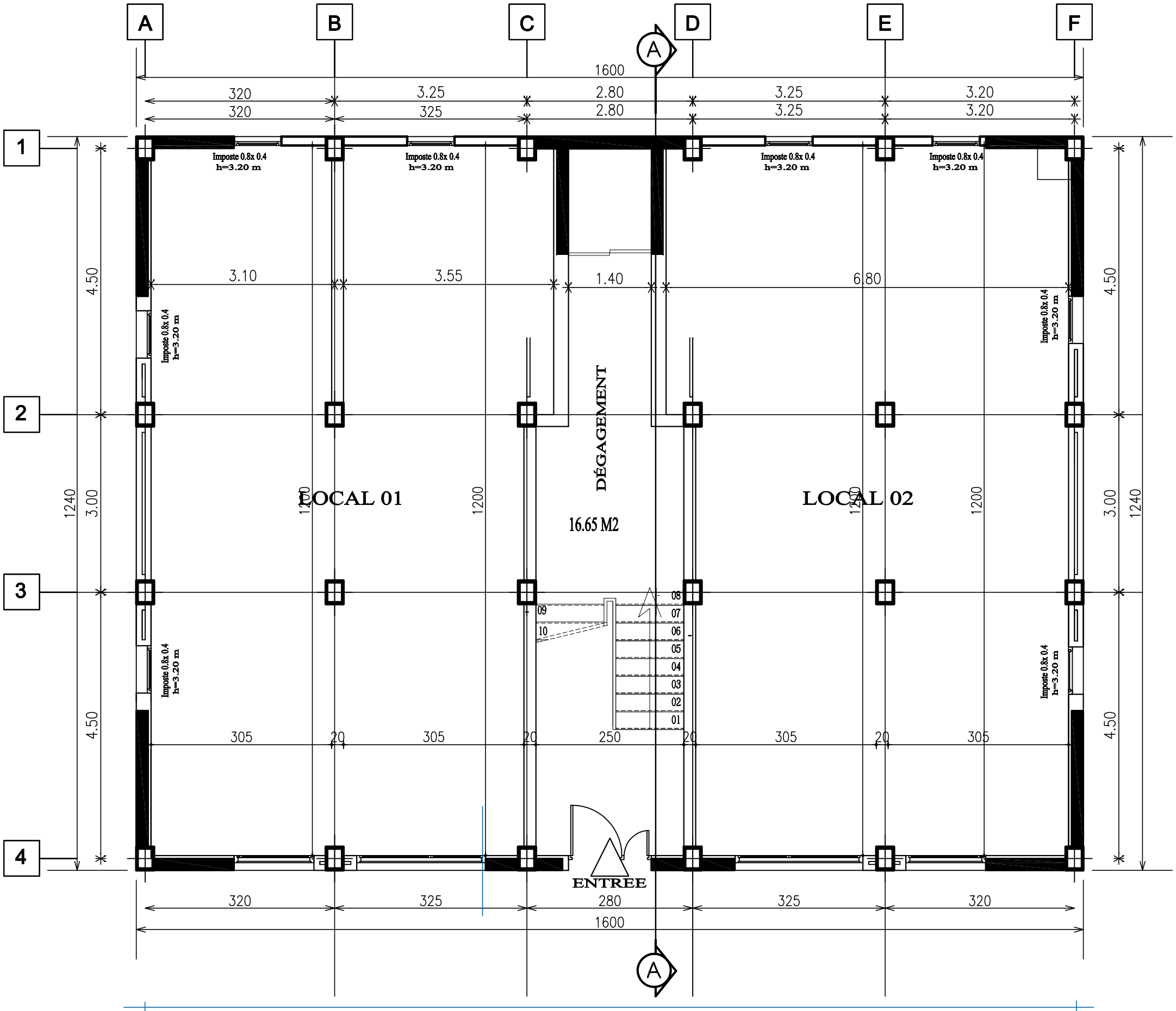
- AUTOCAD 2015 (Dessins et ferraillage)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul…etc.).

FAÇADE POSTÉRIEURE

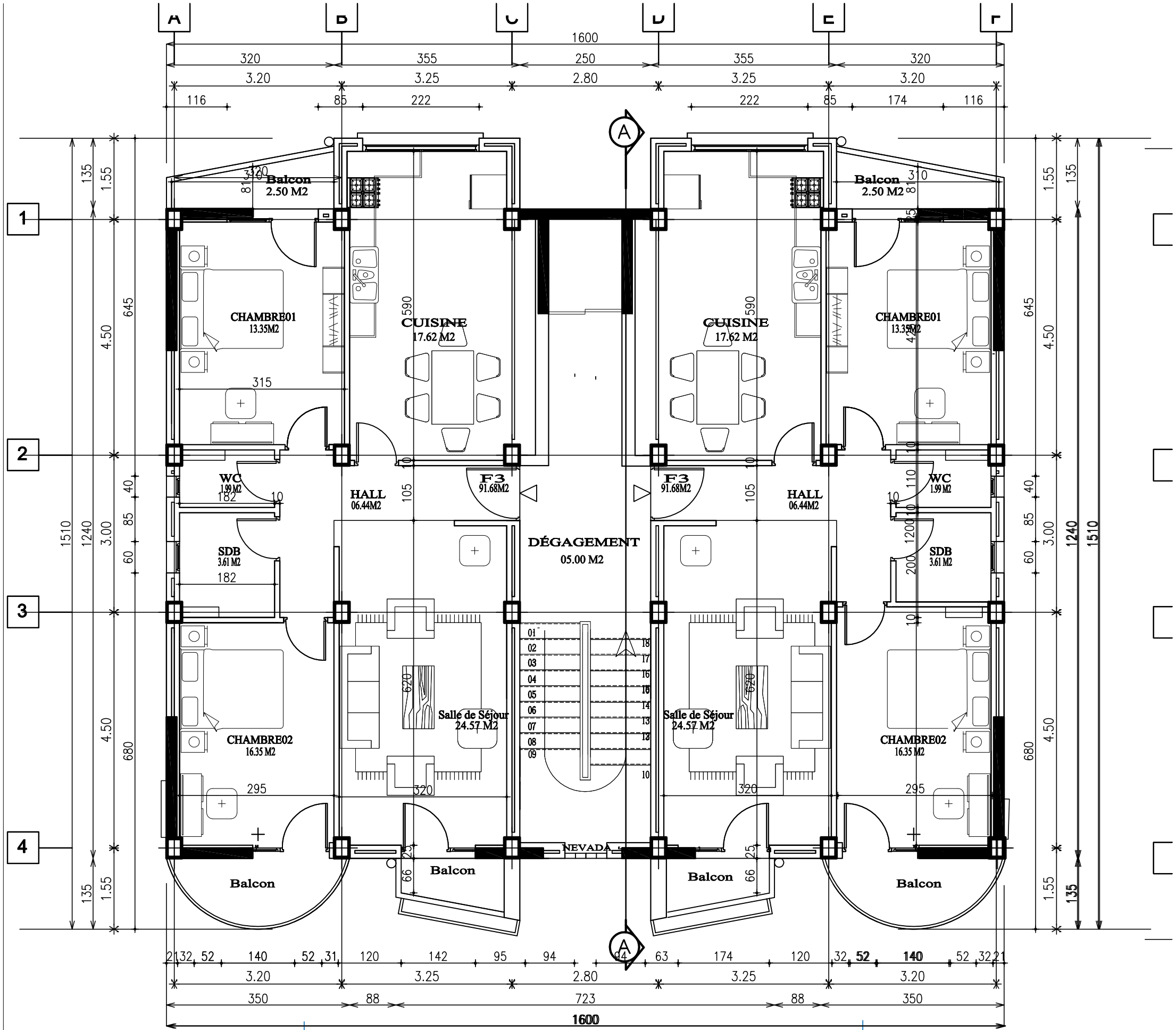
FACADE PRINCIPALE

COUPE A-A

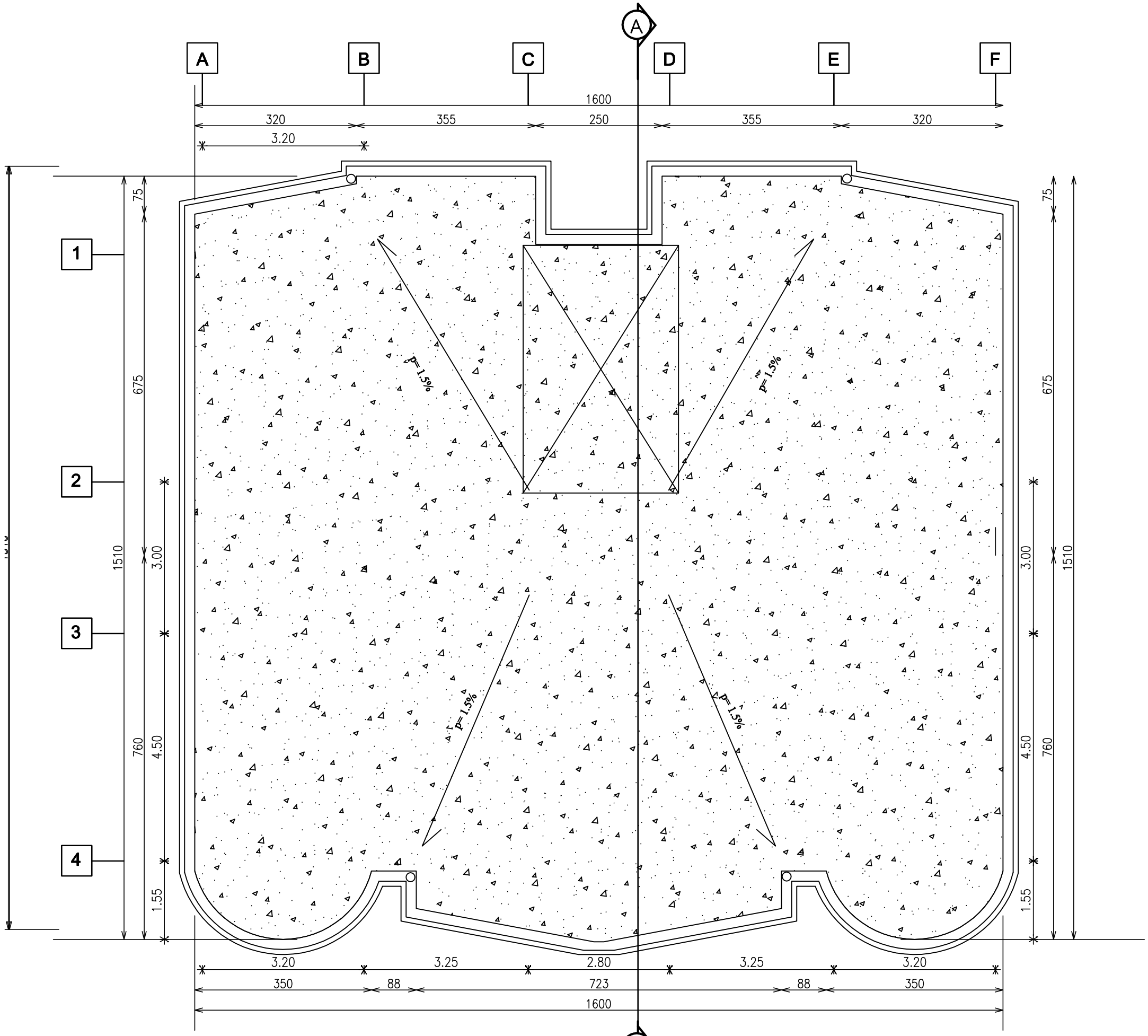




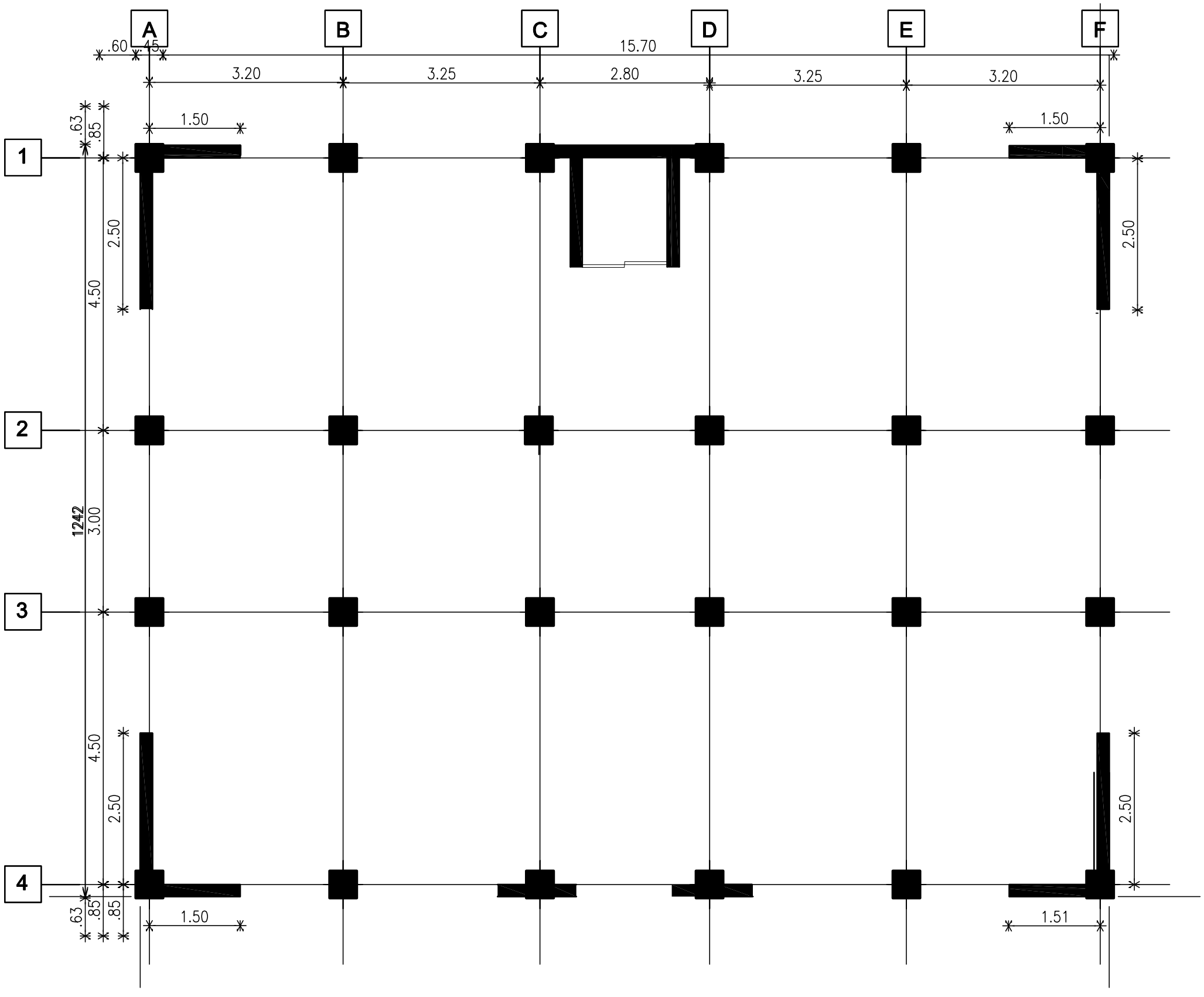
PLAN DE REZ DE CHAUSSEE



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

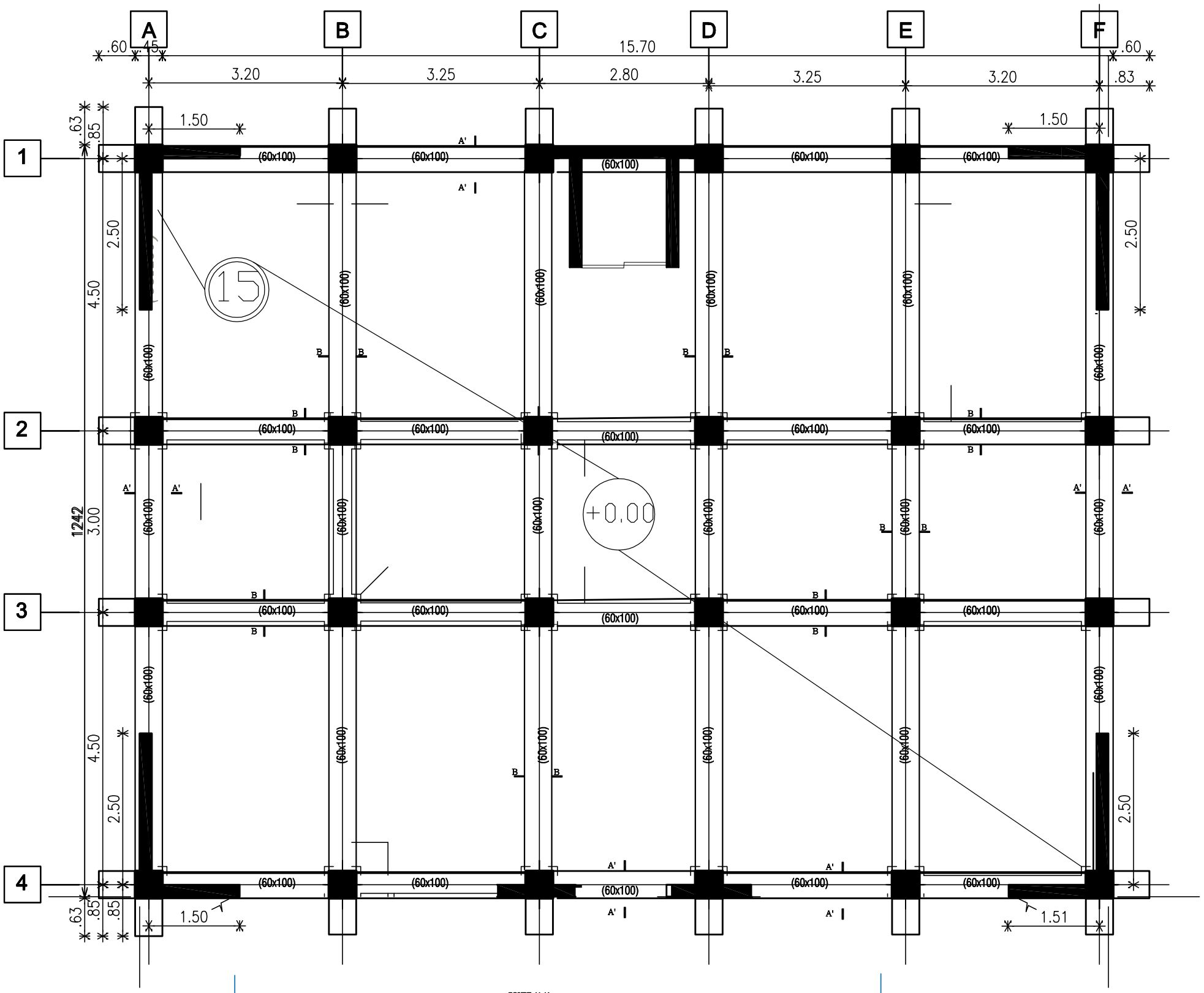


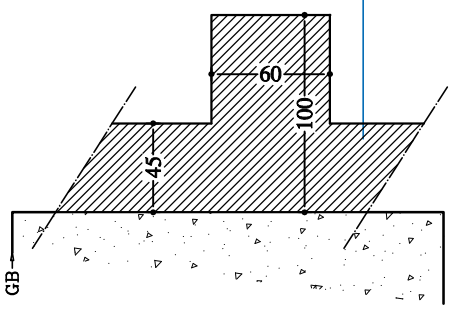
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

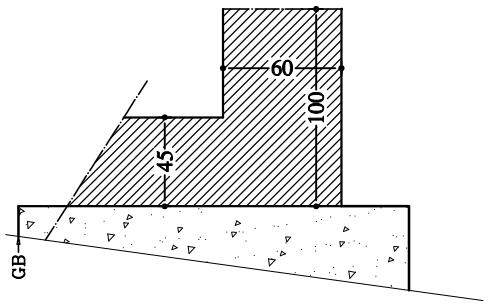
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

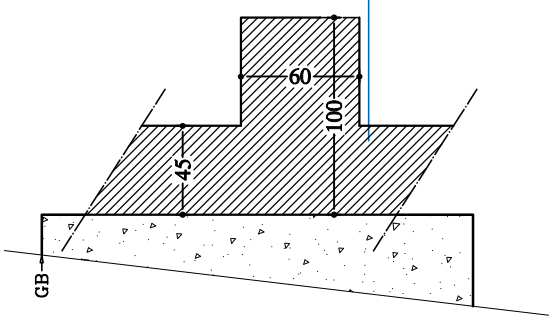
DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Implantation des poteaux et voiles.
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

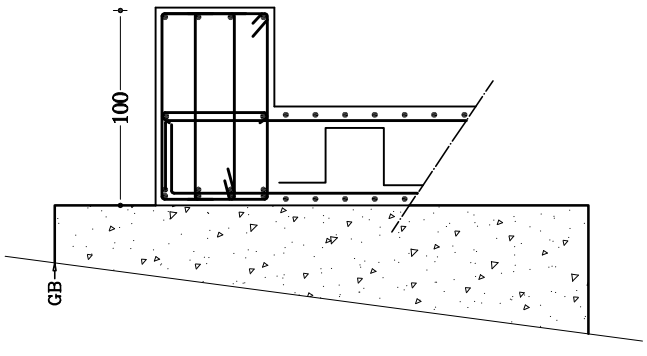
COFFRAGE FONDATIONS NIV: +0.00 Ech: 1/50











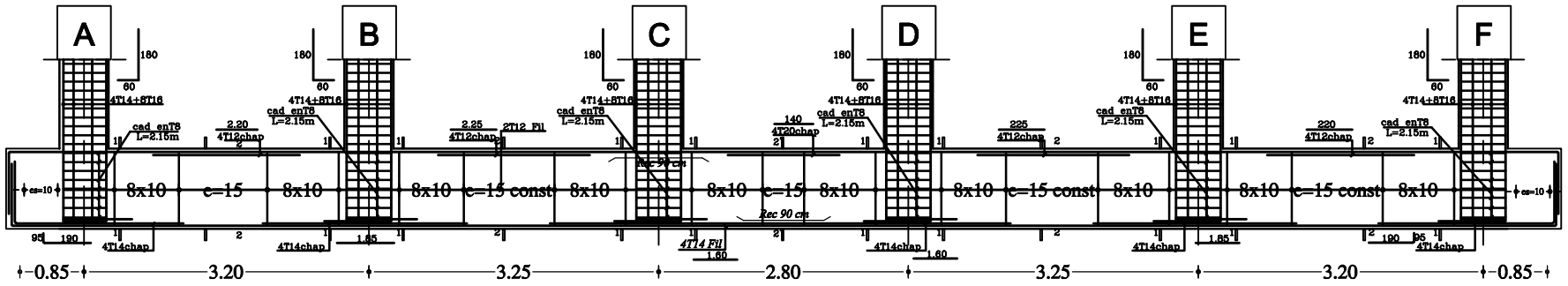
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

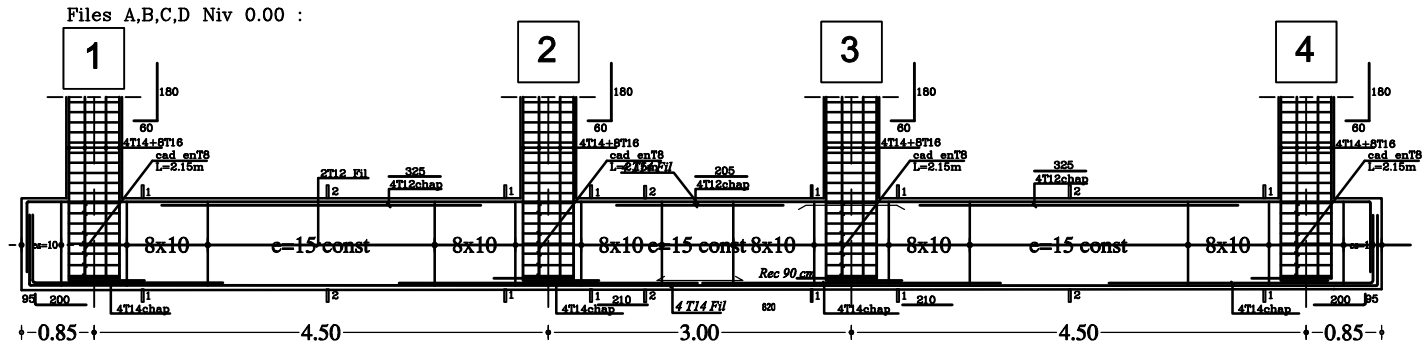
DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: COFFRAGE FONDATION NIV+0.00
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES

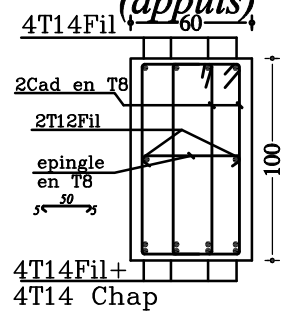
Axes 1,2,3&4 Niv 0.00 :



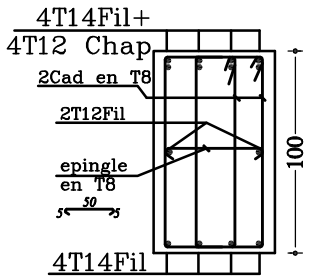
Files A,B,C,D Niv 0.00 :



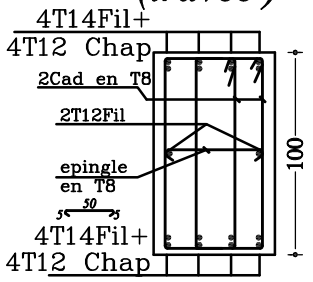
Coupe 1-1 (appuis)



Coupe 2-2 (travée)

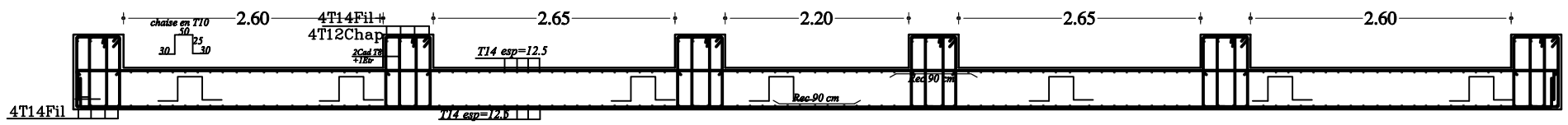


Coupe 2'-2' (travée)

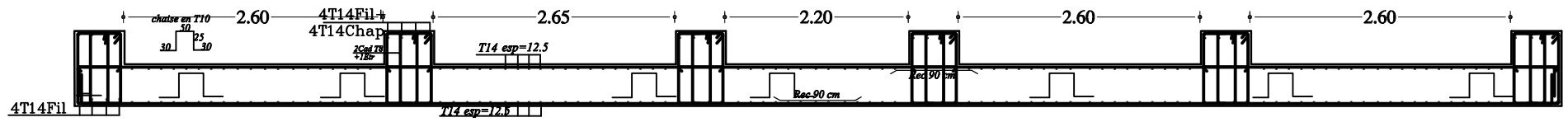


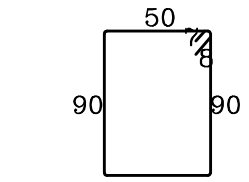
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DALLE DU RADIER

Coupe T-T Niv 0.00 en travées sens X-X:

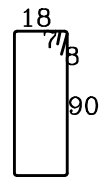


Coupe A-A Niv 0.00 aux appuis sens X-X:



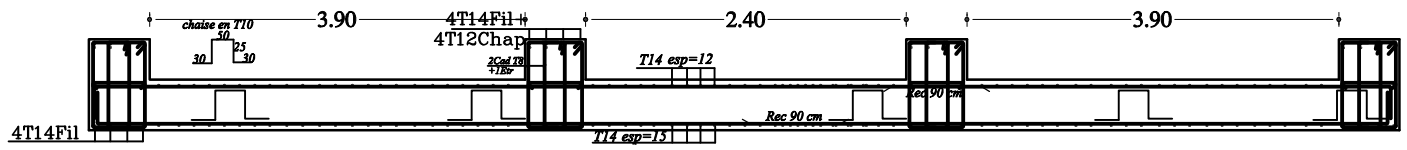


cad T8 L=2.95m

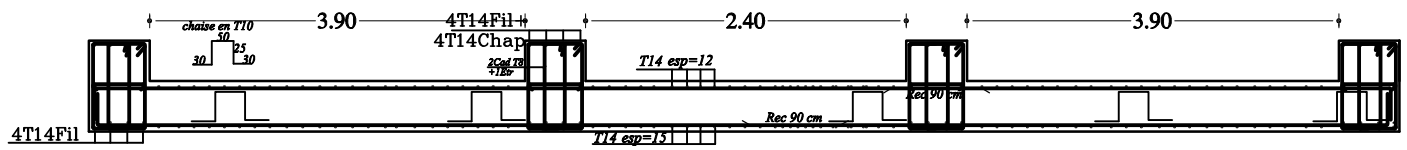


cad T8 L=2.31m

Coupe t-t Niv 0.00 en travées sens Y-Y:



Coupe a-a Niv 0.00 aux appuis sens Y-Y:



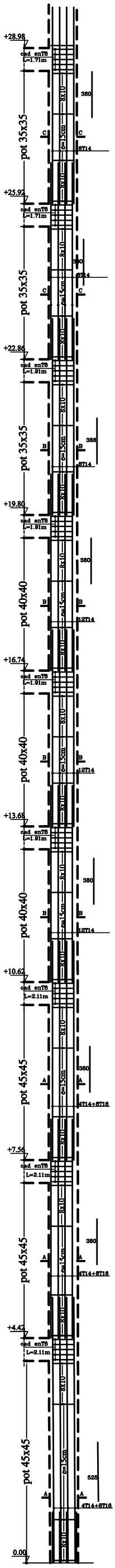
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

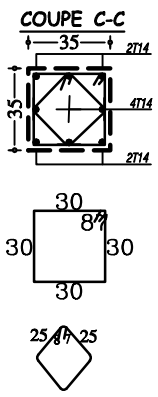
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

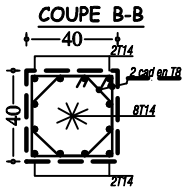
DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des Fondations
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

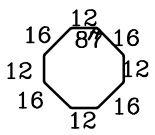
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX

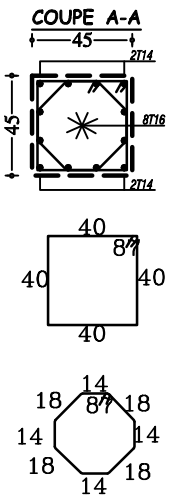
POTEAUX DE RIVE POTEAUX CENTRAL











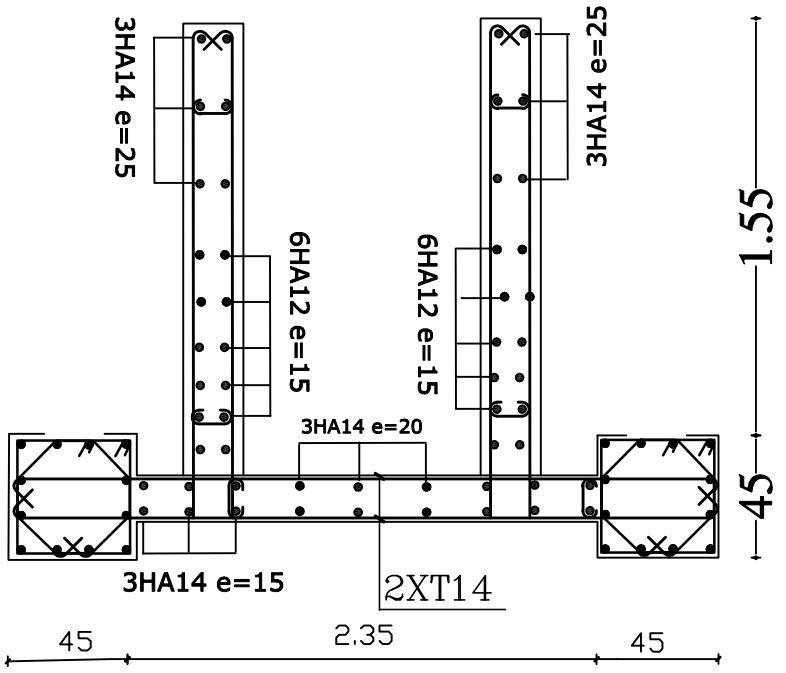
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des poteaux
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

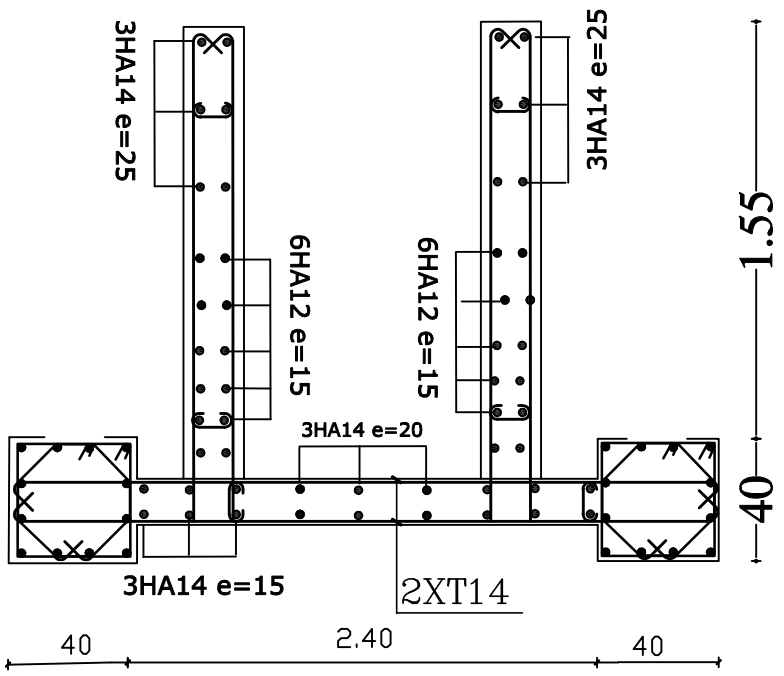
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES
VLA+VTA

du +0.00 au +10.62



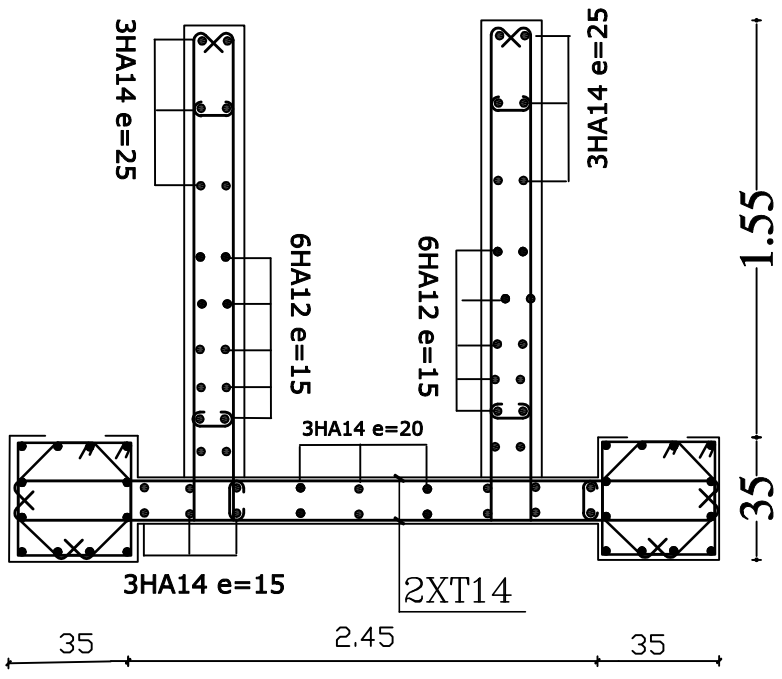
ZONE I

du +10.62 au +19.80



ZONE II

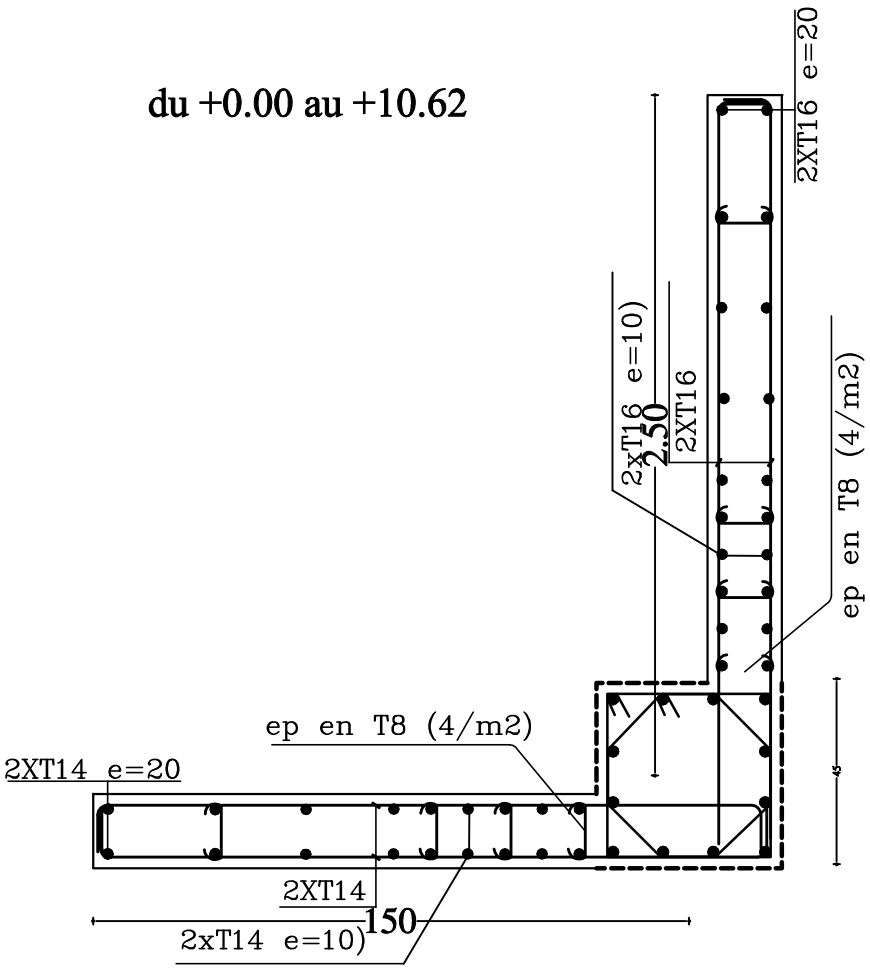
du +19.80 au +28.98



ZONE III

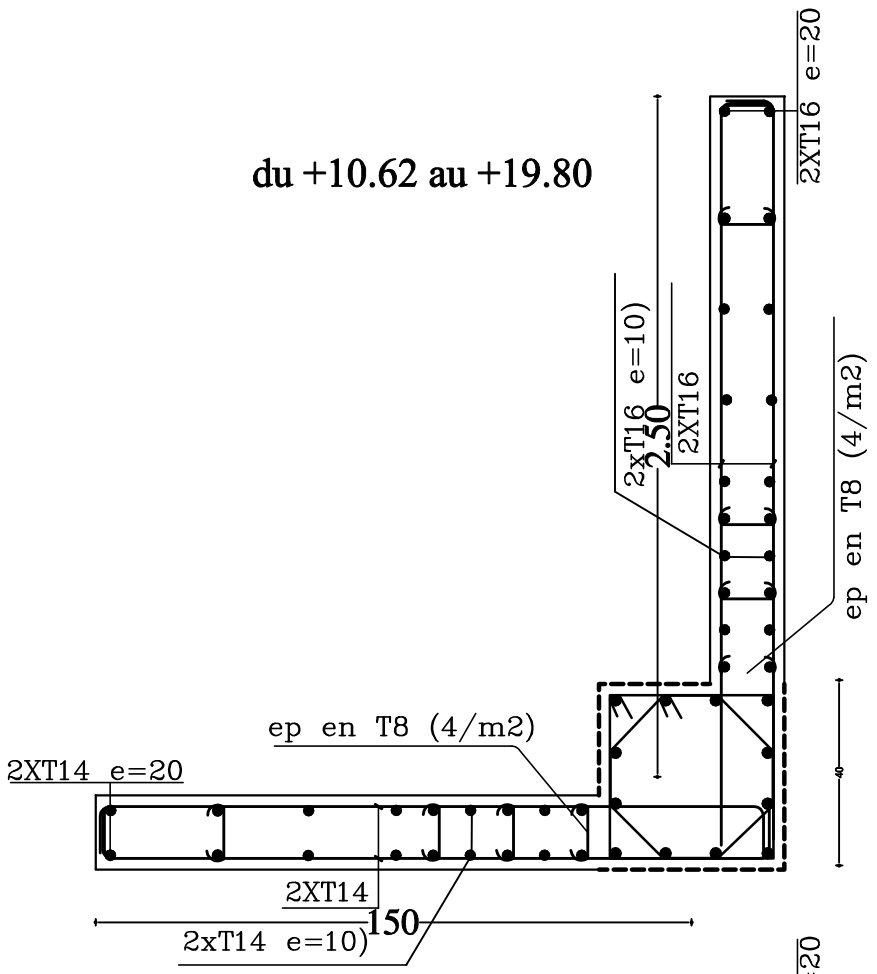
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIR UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des Voile Ascenseur
ETUDIE PAR : OUMSILA Dahbia	PROMOTION:

du +0.00 au +10.62



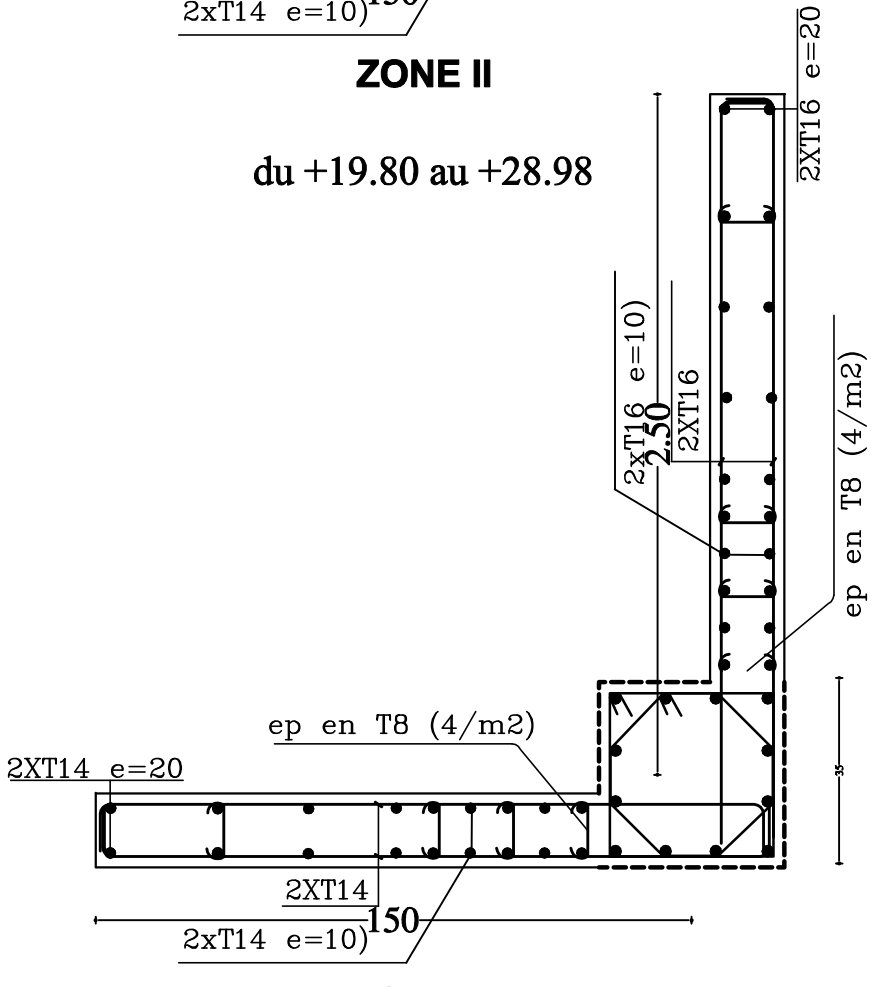
ZONE I

du +10.62 au +19.80



ZONE II

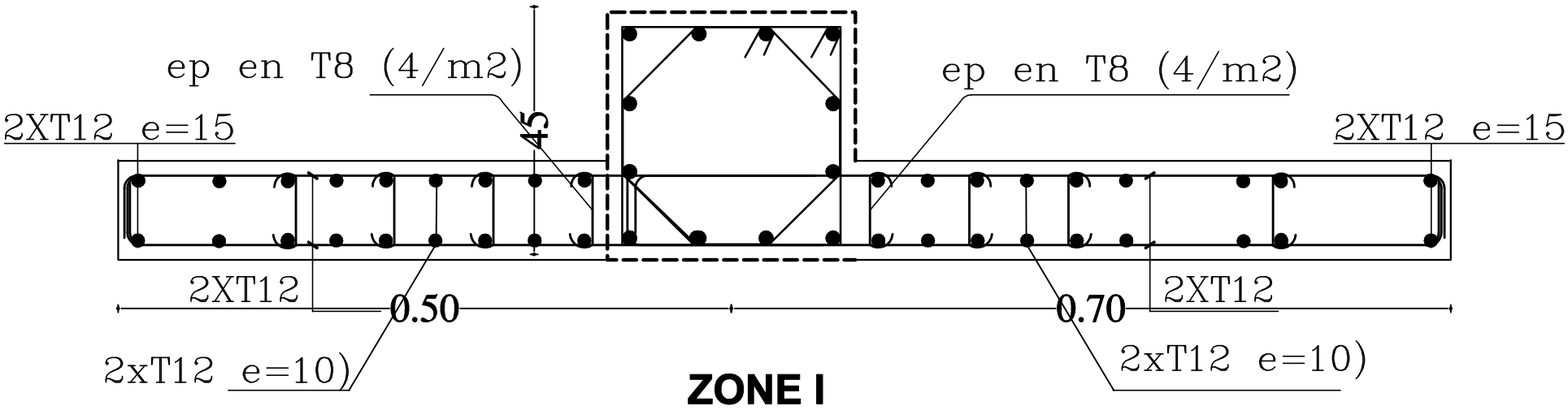
du +19.80 au +28.98



ZONE III

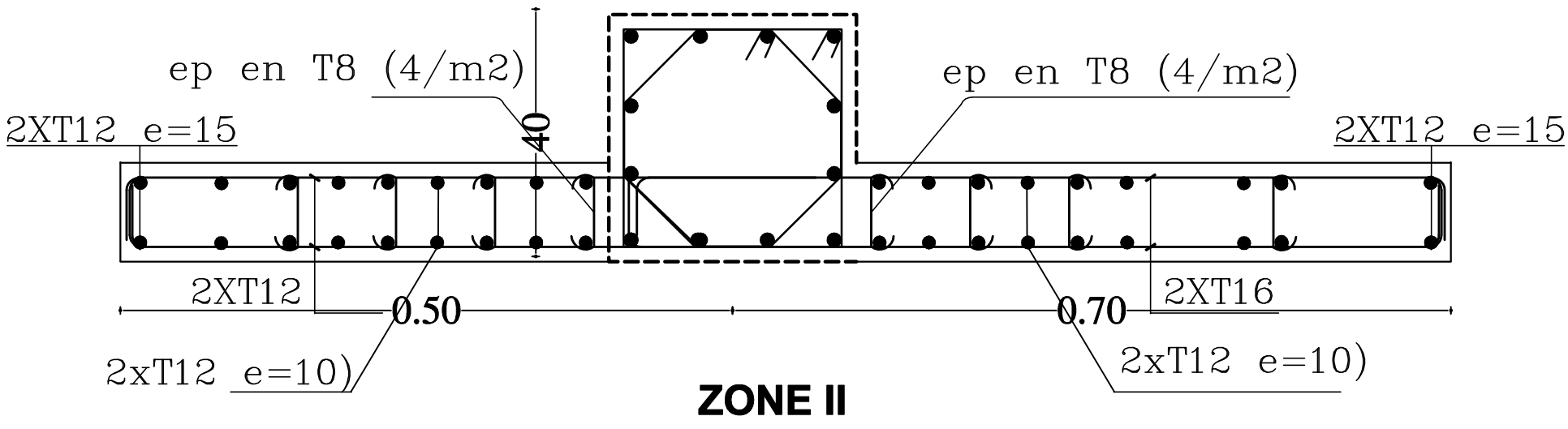
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAI
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
DIRIGE PAR: Pr BOUNEKADA
ETUDIE PAR :
PLANS: Ferraillage Voile Assassiner

du +0.00 au +10.62



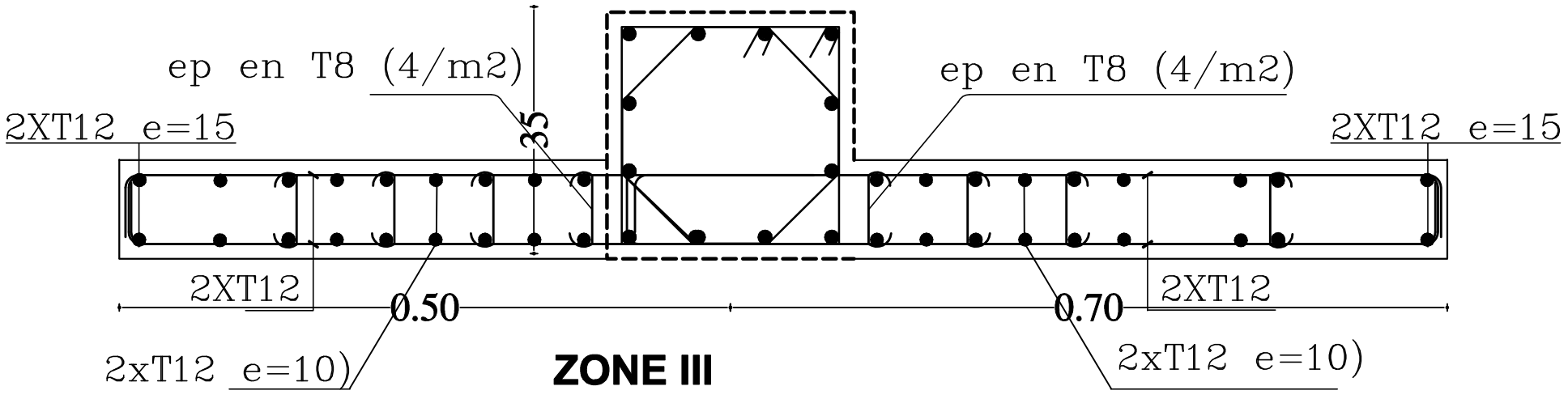
ZONE I

du +10.62 au +19.80



ZONE II

du +19.80 au +28.98



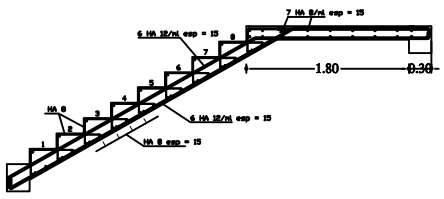
ZONE III

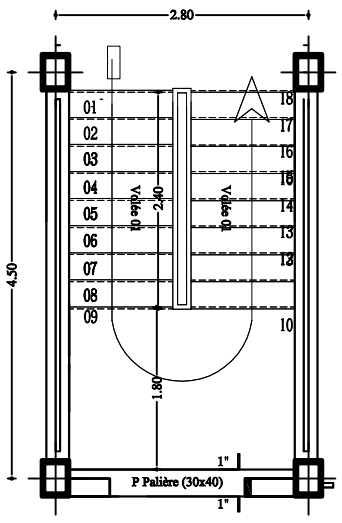
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIR

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

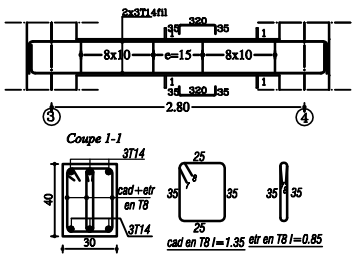
DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des Voiles
ETUDIE PAR : OUMEILA Dahbia	PROMOTION:

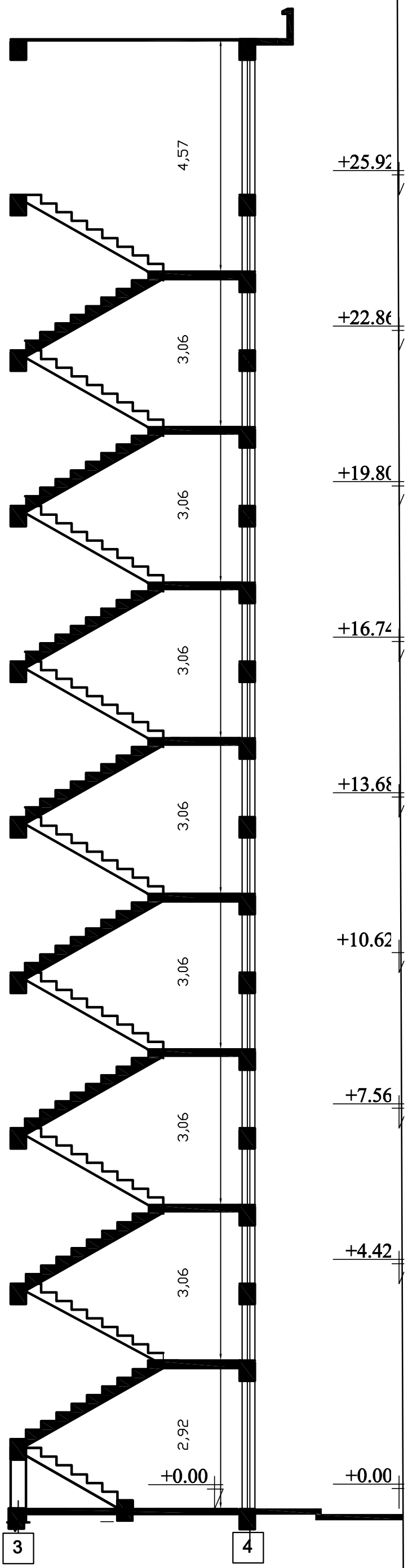
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS





COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



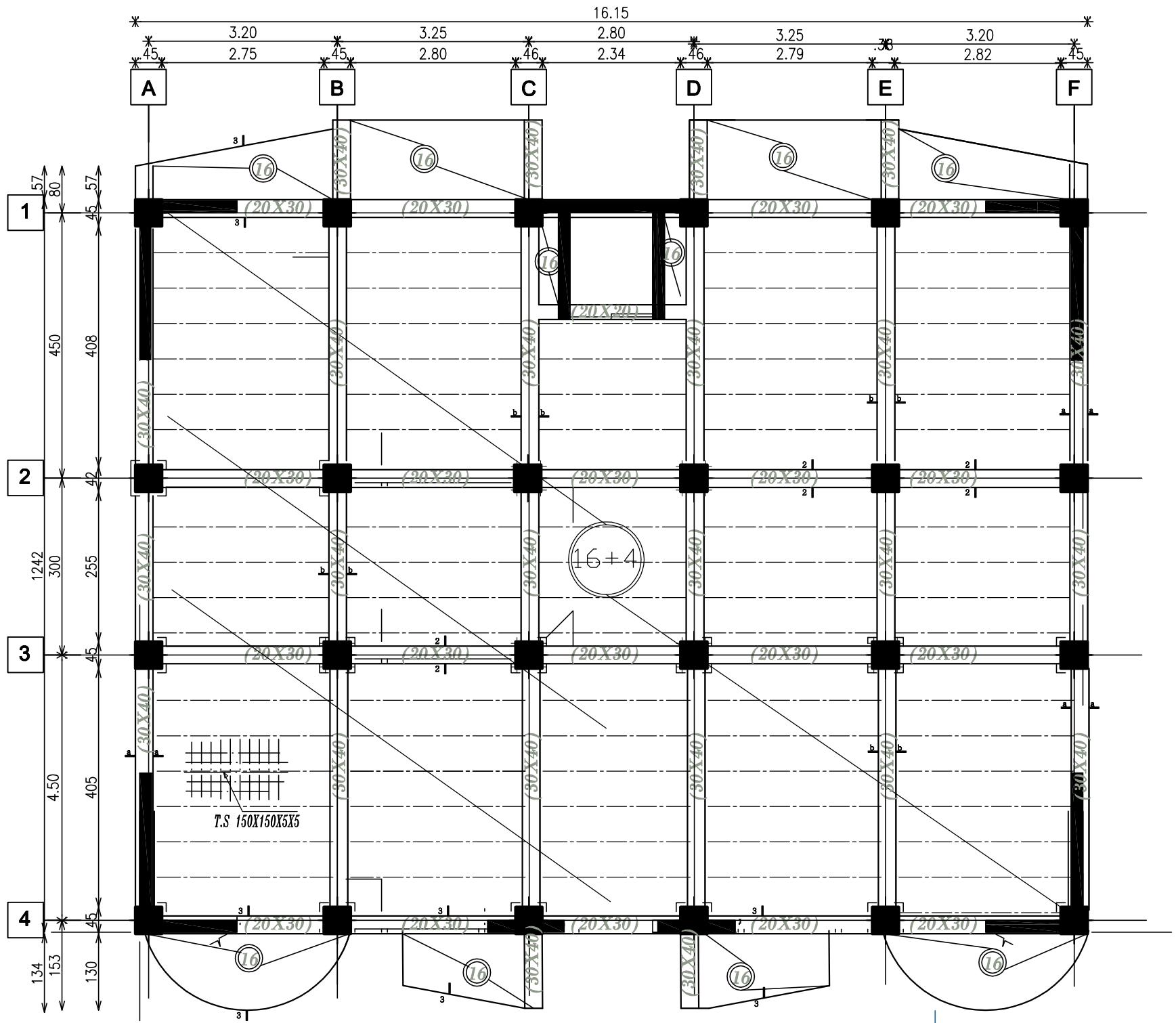


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

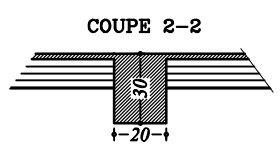
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des escaliers
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

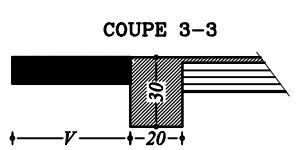
PLAN COFFRAGE DE PLANCHER NIVEAU
+4.42,+7.56/+10.66/+13.68/+16.74/+19.80/+22.86/+25.92/+28.98



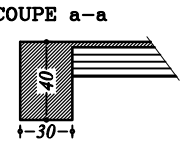
COUPE 2-2



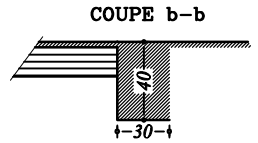
COUPE 3-3



COUPE a-a



COUPE b-b

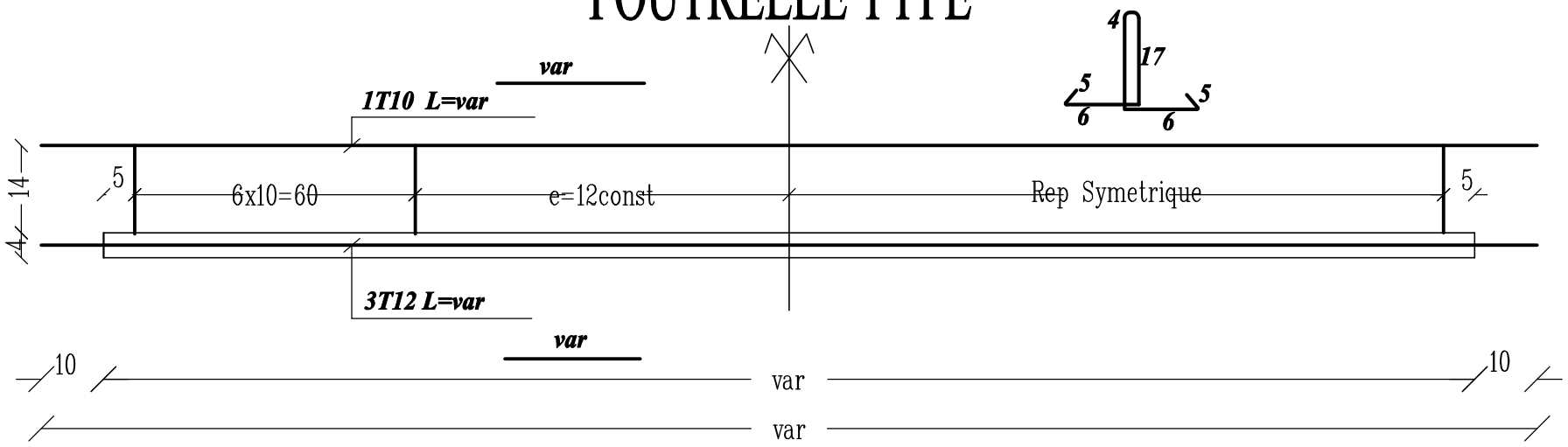


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

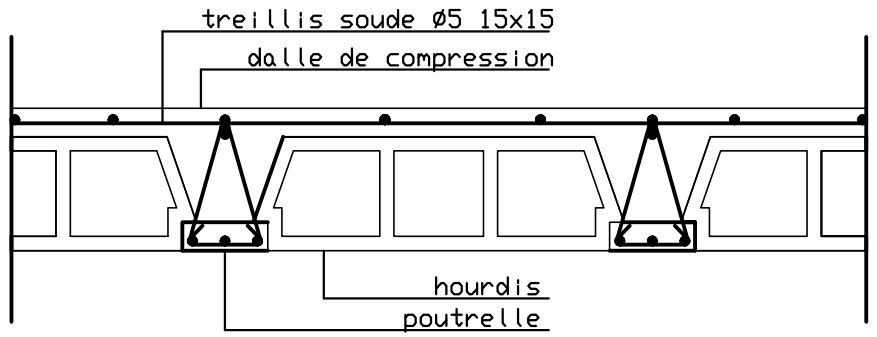
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: PLAN COFFRAGE DE PLANCHER
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

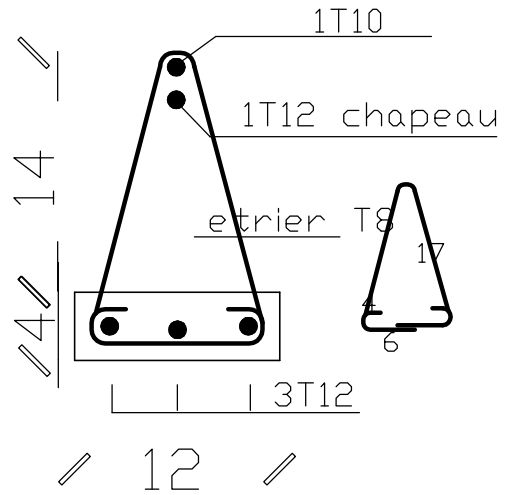
POUTRELLE TYPE



DETAIL PLANCHER



COUPE TYPE POUTRELLE



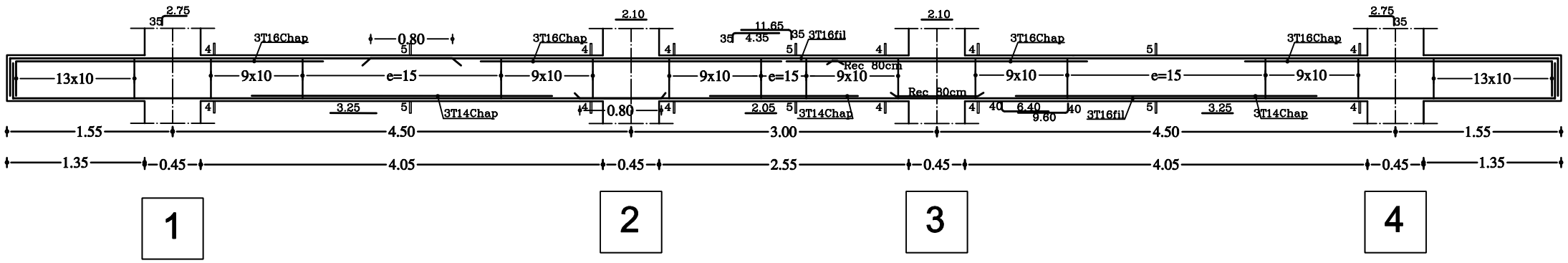
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

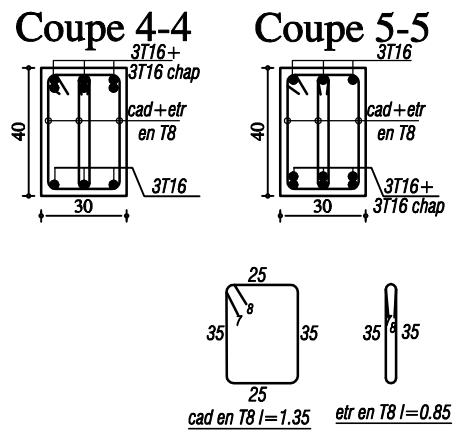
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: DETAIL PLANCHER
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

COFFRAGE ET FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40)

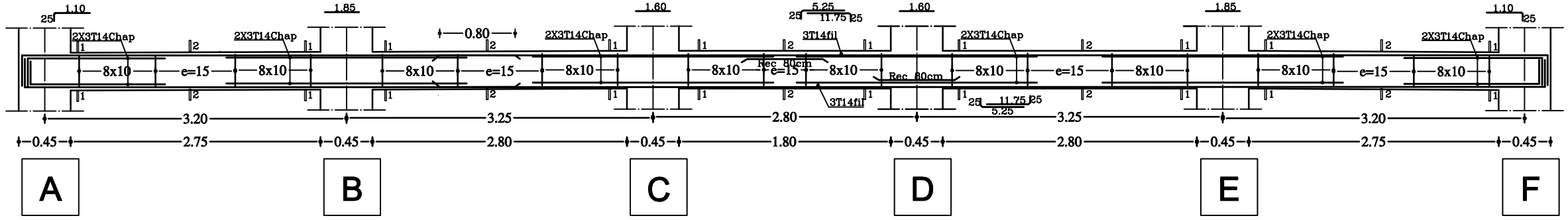
Files C&B Plancher :

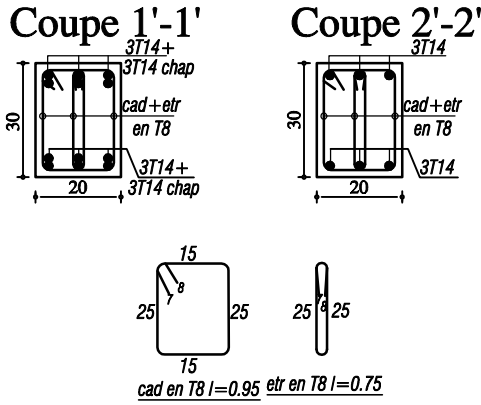




COFFRAGE ET FERAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (20x30)

Axes 1&4 Plancher:



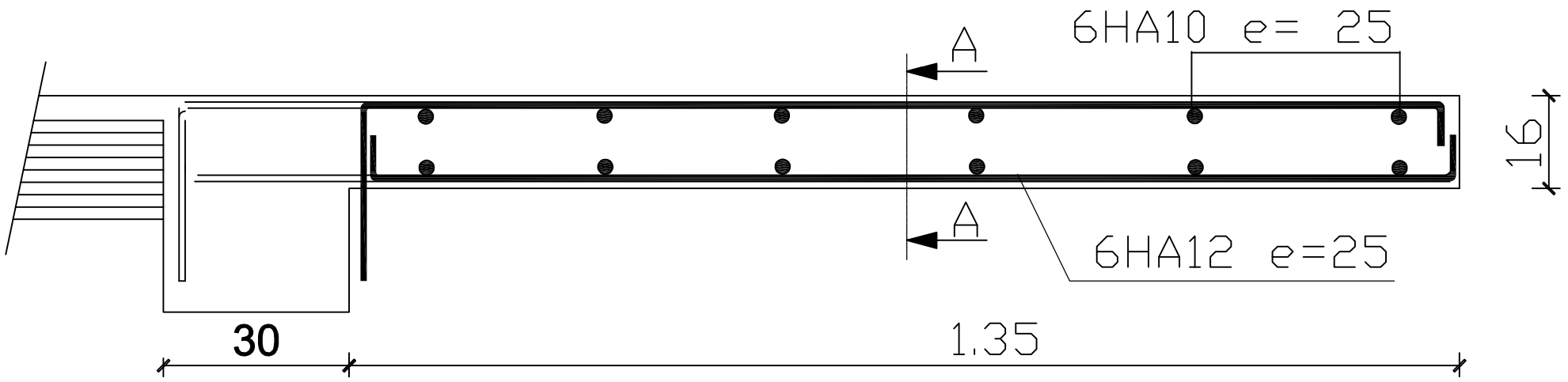


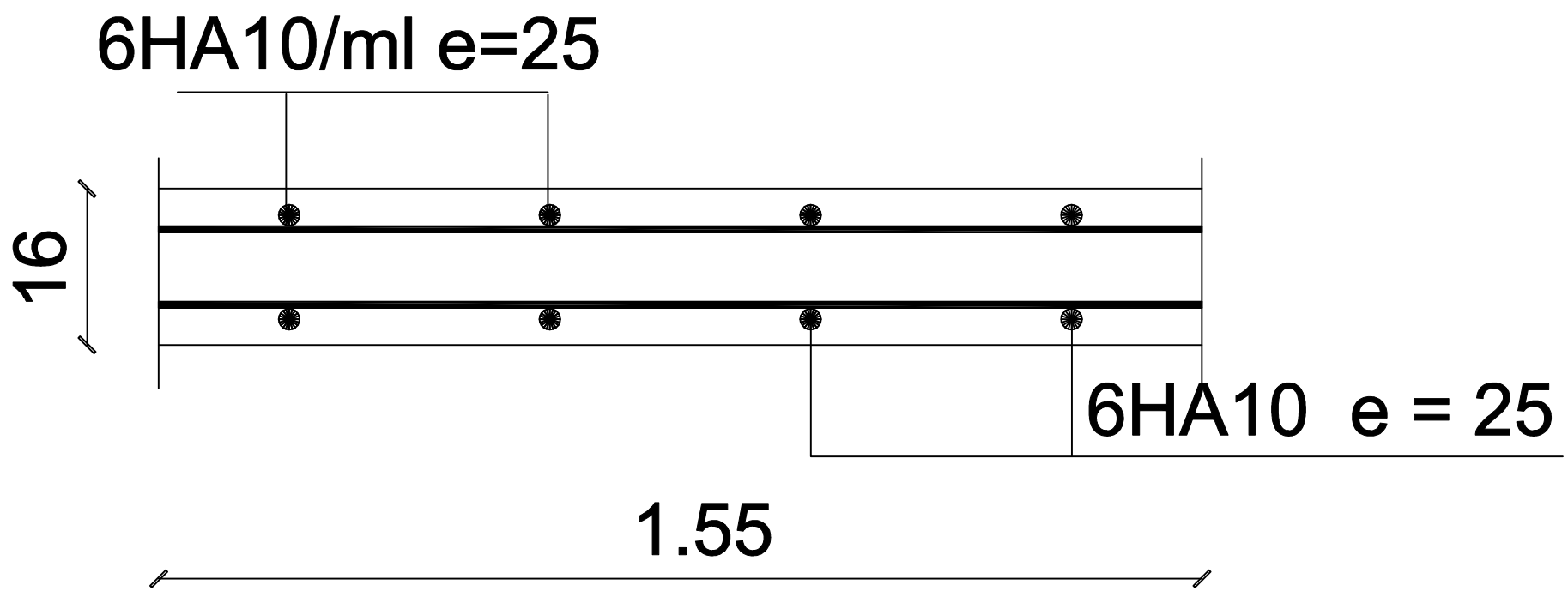
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des poutres
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

COFFRAGE ET FERRAILLAGE des balcons





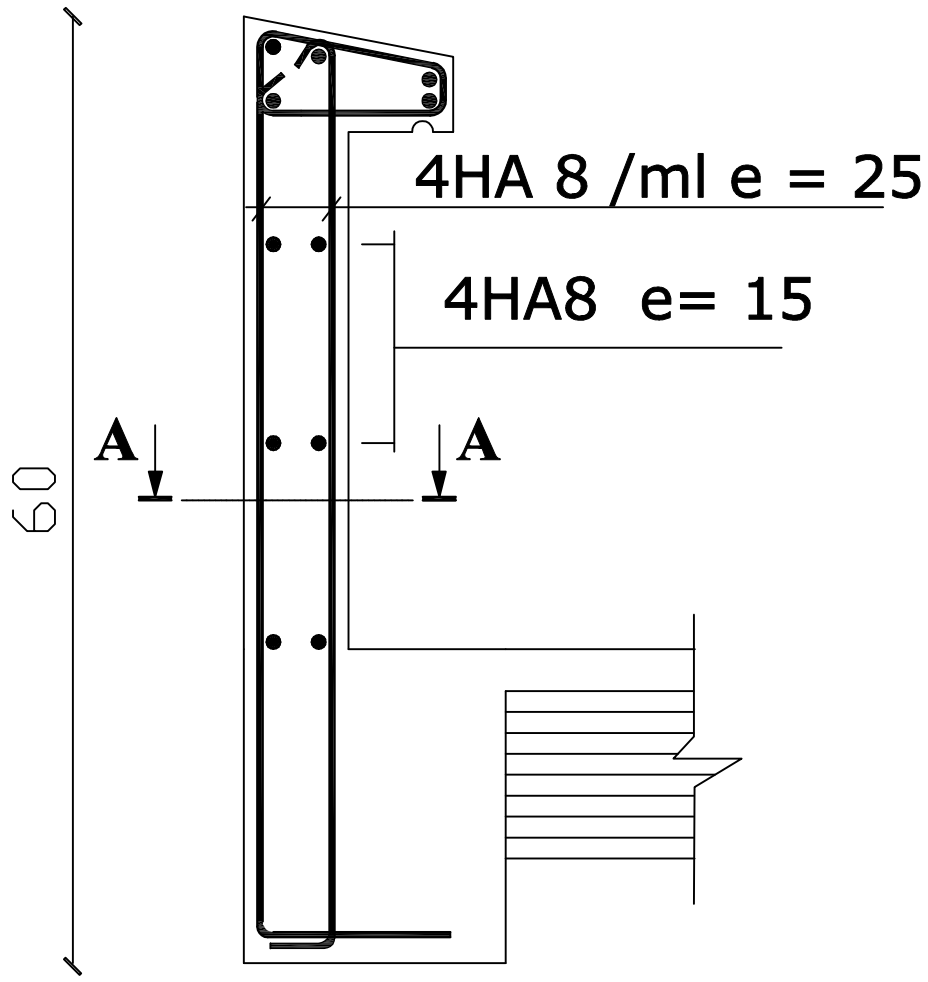
Coupe A-A

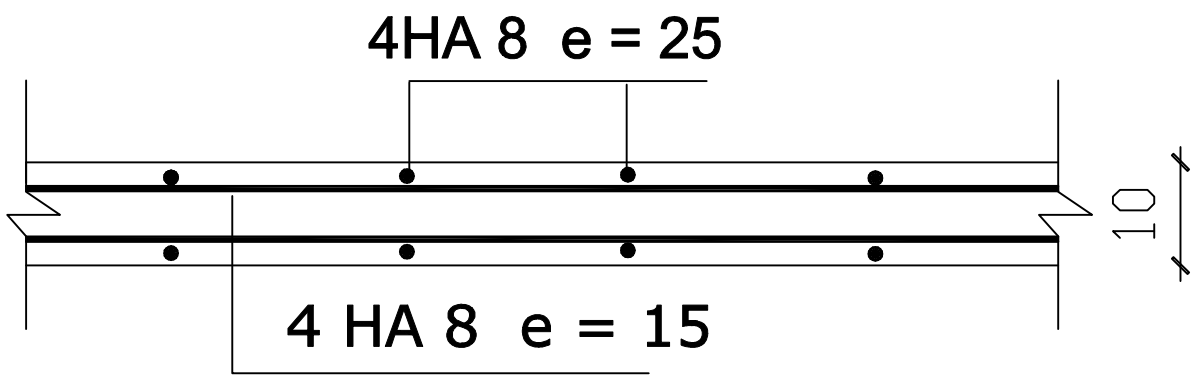
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage des dalles pleines au niveau des balcons
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017

COFFRAGE ET FERRAILLAGE Acrotere





Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRIGE PAR: Mr BOUHERAOUA	PLANS: Ferraillage Acrotere
ETUDIE PAR : OUMEILA Dehbia	PROMOTION: 2016/2017