REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Étude d'un bâtiment R+7+E/sol à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles avec l'application du logiciel « ETABS V9.7 »

Etudié par : Mr AMRANE MERZOUK *Dirigé par : Mr BOUHERAOUA*
Melle AIBED SOUHILA

Année 2016-2017

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre cher promoteur ***Mr BOUHRAOUA*** *qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.*

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons L'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents si chers et précieux, qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes frères et mes sœurs veuillez trouver dans ce travail un modeste témoignage de mon admiration et toute ma gratitude, de mon affection la plus sincère et de mon attachement le plus profond.

A mes neveux : Amar, Ikram et Ilyes, ma plus grande source de bonheur ; je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

A mes très chers amis(es), chacun en son nom et à toute ma famille.

Et enfin merci à tous ceux qui ont croisé mon chemin, et dont la liste serait ici beaucoup trop longue, mais qui ont contribué à faire passer ces années finalement tellement vite, et dans les meilleures conditions qui soient.

Merzouk

Sommaire

Introduction générale

Page

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....09

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 Acrotère.....21
III.2 Planchers..... 30
III.3 Porte a Faux.....52
III.4 Escaliers.....58
III.5 Poutre palière 77
III.6 Dalle Pleine 86
III.7 Salle Machine.....94

Chapitre IV : Modélisation de la structure.....104

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA.....120

Chapitre VI : Ferraillage des poutres.....131

Chapitre VII : Ferraillage des poteaux.....150

Chapitre VIII : Ferraillage des voiles.....165

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....183

Chapitre X : Etude du mur plaque.....212

Conclusion générale

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+7** avec un **E/Sol** 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 9.7** 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.

Plus exactement il est constitué de six chapitres

- **Le Premier chapitre :** consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre :** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- **Le 3ème chapitre :** présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les planchers et les escaliers).
- **Le 4éme chapitre :** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS 9.7**.
- **Le 5éme chapitre :** présente la vérification des exigences du **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.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7 est présenté dans le :
  - **6ème chapitre** : ferraillage des poutres,
  - **7ème chapitre** : ferraillage des poteaux,
  - **8ème chapitre** : ferraillage des voiles.
- **9ème chapitre** : on présente l'étude des fondations.
- Pour le **dernier chapitre** étude du mur plaque suivi par une conclusion générale.

CHAPITRE I

DESCRIPTION ET PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC +07 étages +Entresol) à usage d'habitation et commercial.
Cet ouvrage sera implanté dans la willaya de **TIZI OUZOU**, classée comme une zone de moyenne sismicité **Zone IIa,** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99** version **2003**)

I.2 NATURE DE L'OUVRAGE

Cet ouvrage comporte :

- Un (01) entre-sol à usage commercial,
- Un (01) RDC à usage d'habitation,
- Sept (07) étages courants,
- Une (01) cage d'escalier,
- Une (01) cage d'ascenseur.

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Toutes les caractéristiques géométriques de notre immeuble sont portées ci-dessous :

- Longueur totale : **24.35** m,
- Largeur totale : **14.00** m,
- Hauteur totale (y compris l'acrotère) : **29.58** m,
- Hauteur de l'entresol : **4.50** m,
- Hauteur de RDC : **3.06** m,
- Hauteur d'étage : **3.06** m,
- Hauteur de l'acrotère : **0.60** m.

I.4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Les divers éléments qui composent notre ouvrage sont passés en revue ci-dessous.

I.4.1 L'OSSATURE

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte. Il est composé de :

- Poteaux et poutres : l'ensemble forme un système de portiques dans les deux sens, transversal et longitudinal. Ces portiques sont destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles en béton armé : ils sont disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, et constituent un système de contreventement qui assure la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I.4.2 LES PLANCHERS

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent les revêtements et les surcharges. Ils ont deux fonctions importantes : la fonction de résistance mécanique et la fonction d'isolation.
On distingue deux types de planchers.

a. Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b. Planchers en dalle pleine

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi qu'au niveau de la salle machine.

I.4.3 LA MAÇONNERIE

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

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur et cela pour assurer l'isolation phonique et thermique.

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4 LES ESCALIERS

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; il contient également des paliers de repos.

I.4.5 LA CAGE D'ASCENSEUR

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur realisée en voiles coulés sur place, allant du RDC au 7eme étage.

I.4.6 LES BALCONS

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, faits en dalle pleine.

I.4.7 L'ACROTÈRE

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

I.4.8 LES REVÊTEMENTS

Les revêtements utilisés sont cites ci-dessous:

- Carrelages (scellé) pour le revêtement horizontal,
- Céramiques pour les cuisines et salles d'eau,
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieures,
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I.4.9 LES FONDATIONS

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure ; elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.
Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage**.**

I.5 LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

I.5.1 INTRODUCTION

Deux matériaux essentiels, le béton et acier, répondant aux normes réglementaires **BAEL 91** modifié **99** et **RPA 99** version **2003**, sont utilisés pour le calcul et la réalisation de notre structure.

I .5.2 BETON

a. Généralités

Le béton est un mélange optimal de granulats (sable + graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage.
Son rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.
Du point de vu mécanique, il est donc défini par sa résistance à la compression. Sa composition est :

- Agrégats :
  - Sable propre D <5 mm,
  - Sable Gravier 08/15 concassé,
  - Gravier 15/25 concassé.
- liant (ciments artificiels).
- Eau.

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5**, pour limiter le retrait du béton.

- Si **eau / ciment > 0.5 :** un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si **eau / ciment < 0.5 :** il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduit à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

N.B : Pour maintenir **E/C = 0.5**, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

b. *Résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj})*

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression, mesurée à l'âge de 28 jours et notée $\mathbf{f_{c28}}$. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (de diamètre Ø= 16 cm, hauteur, h = 32 cm).

Dans notre étude, on prendra: $\mathbf{f_{c28} = 25}$ MPa.

Pour **j < 28** jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left.\begin{array}{ll} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array}\right\} \rightarrow \text{(BAEL 91 modifie 99 (Art A. 2.1)}$$

Pour **j >28** jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\mathbf{f_{c28} = 1{,}1\, f_{c28}} \quad \text{pour} \quad \mathbf{f_{c28} < 40\ MPa\ .}$$

c. Résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj})

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

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \quad \text{avec} \quad f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL 91 modifie 99 (Art A. 2.1)}$$

Dans notre cas : f_{t28} =0.6 + 0.06 x 25 = 2.1 MPa → f_{t28} = 2.1 MPa

d. Etats limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etas limite ultime (ELU),
- Etas limite de service (ELS).

- **Etat limite ultime (ELU)**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire le basculement ou le glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).
La contrainte limite à la compression est donnée par:

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{cj} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99, Art. A4.3.41)}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \text{ pour des situations courantes,} \\ \gamma_b = 1{,}15, \text{pour des situations accidentelles.} \end{cases}$$

- : Coefficient dépendant de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions.

$$\begin{cases} \theta = 1, \text{pour } t > 24\ h, \\ \theta = 0{,}9, \quad \text{pour } 1h < t < 24\ h, \\ \theta = 0{,}85, \text{pour } t < 01\ h. \end{cases}$$

La figure I.1 montre le diagramme contrainte-déformation (BAEL91, Art4.3, 41).

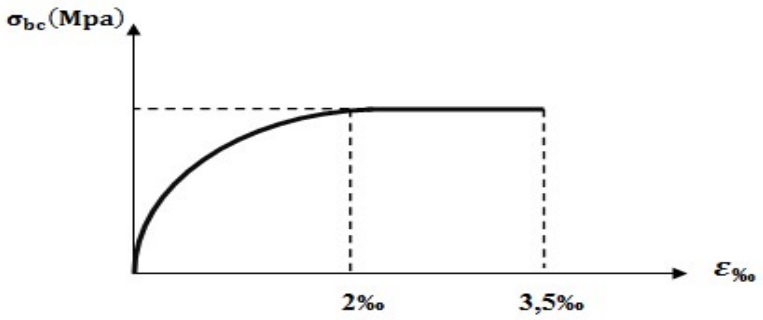


Figure I.1 *Diagramme contrainte déformation à l'ELU*

Notons que :

- σ_{bc}: Contrainte de calcule du béton en compression $\Rightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{cj}$,
- f_{c28}: Contraint du béton en compression a l'âge de 28 jours,
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$
Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.
Avec :

E_b: Module de Young.

- **Etat limite de service ou ELS** (BAEL 91, Art 4.5, 2)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte à l'état limite de service est donnée par :

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

La Figure I.2 montre le diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

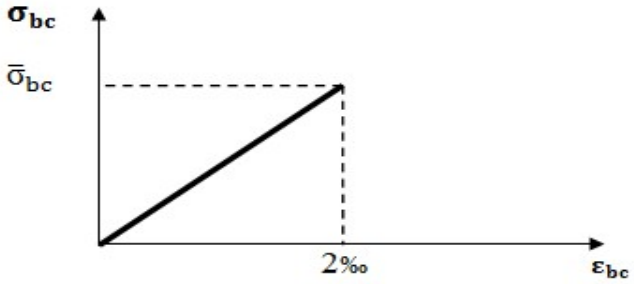


Figure I.2 *Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS*

- **Contrainte limite ultime de cisaillement** (BAEL91, Art5.1, 1)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b_0 \times d}$$

Avec :

- Vu : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).
- b_0 : la largeur de l'âme.
- d : valeur de la hauteur utile.

Selon l'article **A.5.1, 211** du **BAEL91**, la contrainte limite de fissuration est limitée selon le type de fissuration comme suit :

- Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_\mu} \leq \min\left(\frac{0{,}2\times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$,
- Fissuration nuisible : $\overline{\tau_\mu} \leq \min\left(\frac{0{,}15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$,
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\tau_\mu} \leq \min\left(\frac{0{,}15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$.

c. Module d'élasticité E_b

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

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

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (BAEL91, Art2.1, 21)

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

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{ij}}$ en [MPa] (BAEL91, Art2.1, 22)

pour $f_{c28} = 25\text{MPa}\begin{cases} E_{ij} = 32164{,}2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818{,}86 \text{ MPa} \end{cases}$

- **Module de déformation transversale**

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

$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ (BAEL91, Art2.1, 3)

Avec :

- E : module de Young,
- υ: Coefficient de Poisson,
- $\upsilon = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$

et: υ= 0 pour le calcul des sollicitations,
υ= 0,2 pour le calcul des déformations.

I.5.3 ACIER

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface. On distingue :

- les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantis de 215 MPa et de 235 MPa.
- les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantis de 400 MPa et de 500 MPa.
- les treillis soudé (TS) TS520 (∅ < 6), avec Fe = 520 MPa.

a. Module d'élasticité longitudinale

Il est noté E_s, sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2.10^5$ MPa (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.2, 1).

b. Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime (ELU)**

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

Avec :

γ_s: Coefficion de sécuriré

$$\text{Et : } \begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 & \text{pour une situation durable,} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite de service (ELS)**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

➢ **Fissuration préjudiciable** (BAEL91, Art4.5, 32)

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e \;\; ; \;\; \max\left(0{,}5f_e \;\; ; \;\; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right)\right\}$$

➢ **Fissuration très préjudiciable** (BAEL91, Art4.5, 34)

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{1}{3}f_e \;\; ; \;\; 90\sqrt{\eta.f_{t28}}\right\}$$

Avec :

- η : coefficient de fissuration,
- η = 1 pour les ronds lisses (R.L),
- η = 1,6 pour les aciers hauts adhérence (H.A),
- η = 1,3 pour les aciers hautes adhérence de Ø < 6 mm.

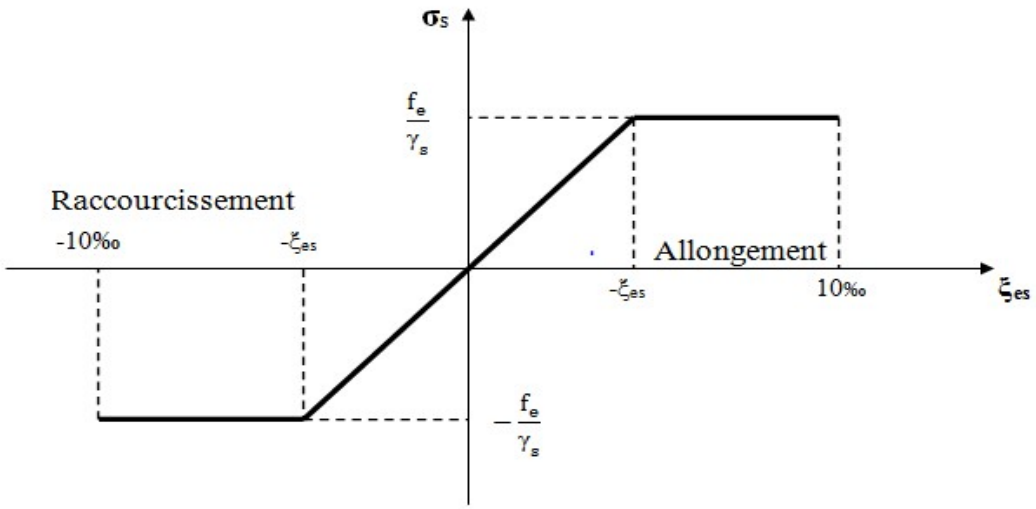


Figure I.3 *Diagramme contrainte déformation (BAEL91, Art2.2, 2)*

I.6 PROTECTION DES ARMATURES (BAEL91, Art A.7.1)

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

- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- C ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations),
- C ≥ 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1 INTRODUCTION

Le prédimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

II.2 LES PLANCHERS

II.2.1 GENERALITÉS

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Ils assurent deux fonctions principales.

a. Fonction de résistance mécanique

Les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

b. Fonction d'isolation

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

II.2.2 PLANCHER EN CORPS CREUX

La hauteur du plancher en corps creux est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

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

L_{max}= 360-40 = **320** cm.

$$h_t \geq \frac{\mathbf{320}}{\mathbf{22,5}} = \mathbf{14,22} \text{ cm.}$$

Conclusion

On adoptera un plancher de **20** cm d'épaisseur composé de corps creux de **16** cm et d'une dalle de compression de **04** cm d'épaisseur (figure **II.1**).

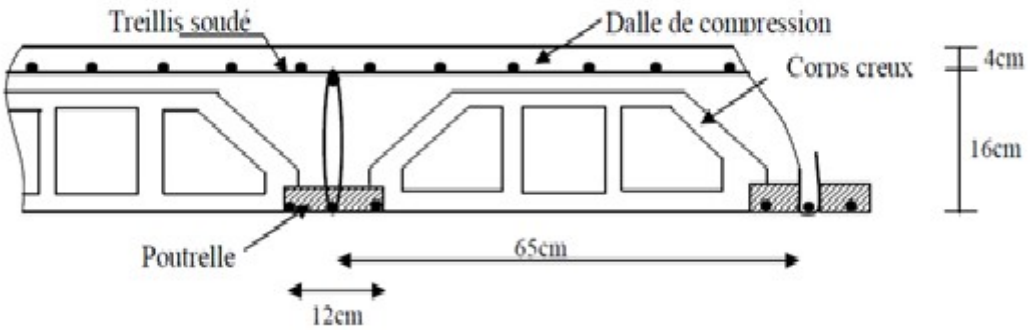


Figure II.1 *Schématisation d'un plancher à corps creux*

II.2.3 PLANCHER DALLE PLEINE

a. Généralités

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon leur portée et les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- La résistance au feu,
- L'isolation acoustique.

b. Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

- e : épaisseur de la dalle,
- L_0 : portée libre.

Dans notre cas $L_0 = 1.30$ m $\Rightarrow$ $e \geq \frac{\mathbf{130}}{\mathbf{10}} = 13$ cm.

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

c. Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11** cm.

d. Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

- L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²
- L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m².

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m². L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = \mathbf{14} \text{ cm}$$

Donc on prend $\mathbf{h_0 = 15}$ cm.

II.3 LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux, les poutres, et des éléments verticaux, les poteaux et les voiles.

II.3.1 LES POUTRES

Les poutres principales et les poutres secondaires sont des éléments en béton armé, coulées sur place. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux.
Elles assurent aussi la fonction de chainage des poteaux.
Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le **RPA99 (Art 7.5.1)** en zone **IIa** :

- Largeur : b = 20 cm,
- Hauteur : h = 30 cm,
- Rapport : h/b =4,0,
- $b_{max} = 1,5h + b_1$.

Avec :

- b : largeur de la poutre,
- h : hauteur de la poutre.

Les dimensions (h, b) de la poutre doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec

L : portée libre de la plus grande travée considérée.

a. Poutres principales

L= 490 – 40 = 450 cm.

$$\frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30 \leq h_t \leq 45 \Rightarrow \text{ On prend : } \mathbf{h_t} = \mathbf{40} \text{ cm,}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \qquad \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b} = \mathbf{30} \text{ cm.}$$

Vérification des exigences du RPA 99 (Art7.5, 1) :

$h \geq 30$ cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée,

$b \geq 20$ cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée,

$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour les poutres principales, on opte pour les dimensions **(30x40) cm^2.**

b. Poutres secondaires

L = 360 – 40 = 320 cm.

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \quad \Rightarrow \quad 21,33 \leq h_t \leq 32$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq h_t \leq 24,5$$

Remarque

Pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adoptera la valeur de b = 30 cm et h_t = 35 cm.
Vérification des exigences du RPA99 (Art7.5, 1) :

$h \geq 30$ cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée,

$b \geq 20$ cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée,

$\frac{h}{b} = 1{,}166 \leq 4$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suit :

- Les poutres principales : **(30×40) cm²**,
- Les poutres secondaires : **(30×35) cm²**.

II.3.2 LES VOILES

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

D'après **l'article 7.7 du RPA 99,** version **2003,** le prédimensionnement des voiles se fera comme suit :

a. L'épaisseur du voile « e »

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

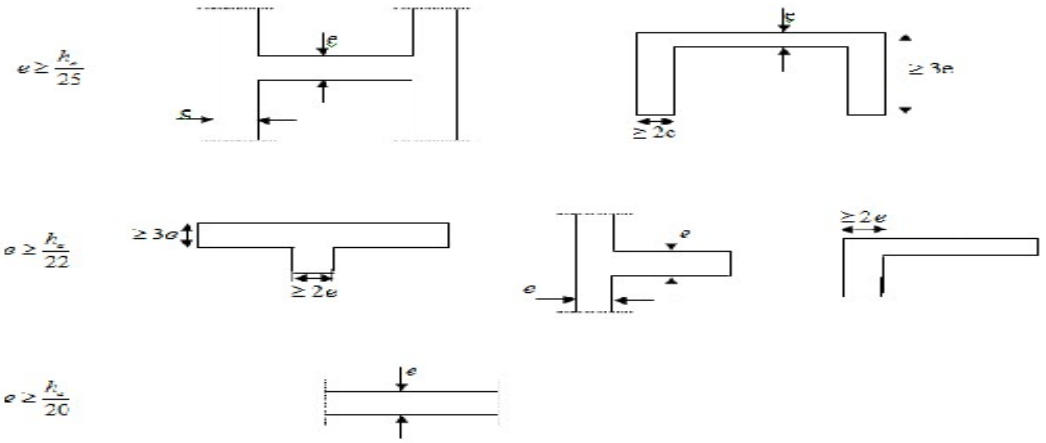


Figure II.2 *Coupe de voile en plan*

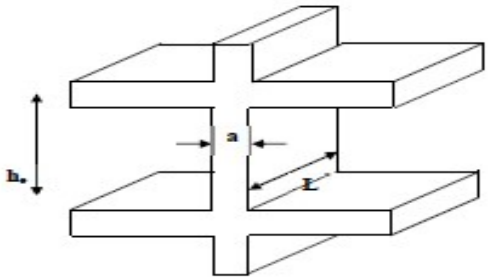


Figure II.3 *Coupe en élévation du voile*

Dans notre cas on a :

$h_e = 450-20 = 430$ cm.

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21{,}5 \text{ cm.}$$

On opte pour une épaisseur de voile e = **25** cm.

b. Largeur

Selon le **RPA99/Version2003**, ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant à la condition suivante : $l_{min} \geq 4e$. Dans notre cas :

- **e = 25** cm pour l'entre sol,
- **e = 20** cm pour les étages courants.

$\Rightarrow$ $l_{min} \geq 4e = 4 \times 25 =$ **100** cm.

Dans notre cas $l_{min} = 100$ cm ≥ 100 cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

II.3.3 LES POTEAUX

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (**ELS**) en compression simple en considérant un effort **N**s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}} = \frac{G + Q}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

Avec :

- A_p: section transversale du poteau,
- Ns : effort de compression repris par les poteaux,
- G : charge permanente,
- Q : surcharge d'exploitation,
- σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression : ($\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{0,6f_{c28} = 15\ MPa}$).

L'effort normal **N**s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le DTR BC.22. Selon le RPA 99,5 (Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes :

- min (b_1, h_1) $\geq$ **25** cm $\rightarrow$ En zone **I** et **II a**,
- min (b_1, h_1) $\geq$ **30** cm $\rightarrow$ En zone **III** et **II b**,
- min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$,
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Avec : (**b_1**, **h_1**) dimensions de la section transversale des poteaux et **h_e** : hauteur libre d'étage.

II.4 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C.22)

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux….), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.4.1 CHARGES PERMANENTES

On calculera les charges correspondant au plancher terrasse, étages courants, murs extérieurs, murs intérieurs et l'acrotère.

a. Les planchers

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

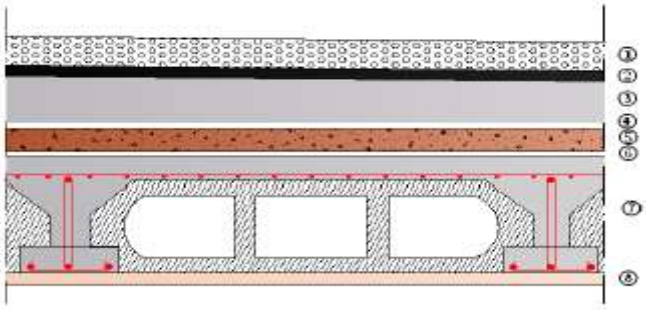


Figure II.4 *Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible*

Tableau II.1 *Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible*

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ(KN/m³	G (KN/m²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	-	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de poly âne (par vapeur)	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	-	0.16
6	Feuille de poly âne (par vapeur)	-	-	0 .01
7	Plancher en corps creux	0.20	14.2	2.85
8	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
	Charge permanente totale G_t			**5.89**

- **Plancher d'étage courant**

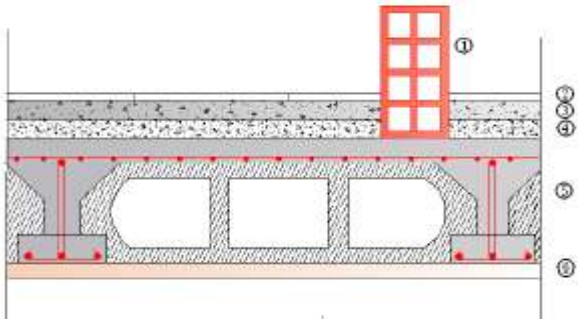


Figure II.5 *Coupe verticale du plancher courant*

Tableau II.2 *Charge permanentes du plancher étage courant*

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Cloison en briques creuses	0.10	09.00	0.90
2	Revêtement carreaux grés-cérame	0.02	20.00	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
4	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit plâtre	0.2	10.00	0.20
Charge permanente totale G_t				**5.55**

- **Plancher dalle pleine (balcons)**

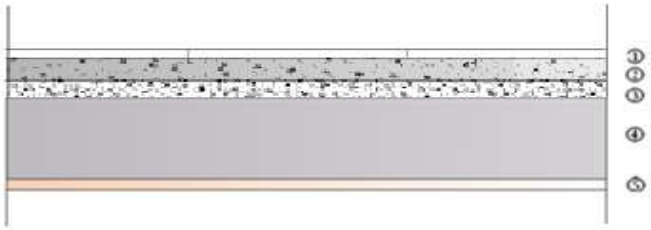
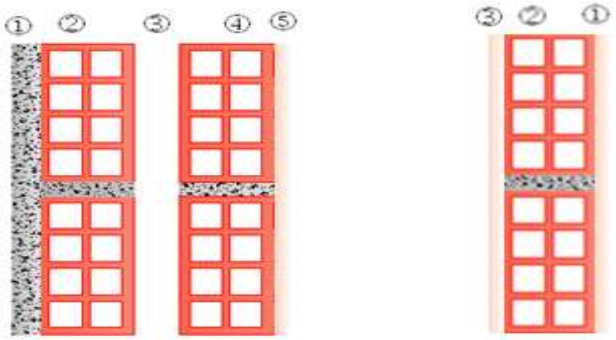


Figure II.6 *Coupe transversale de la dalle pleine*

Tableau II.3 *Charges permanentes de la dalle pleine*

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Revêtement carreaux grés-cérame	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22.00	0.44
3	Couche de sable	0.025	18	0.45
4	Dalle en béton armé	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18.00	0.27
Charge permanente totale G_t				**5.35**

b. Maçonnerie : notre structure comporte deux types de murs en maçonnerie



(a) **(b)**

Figure II.7 *Coupe verticale d'un mur extérieur (a) et d'un mur intérieur (b)*

Tableau II.4 *Charges permanentes des murs extérieurs* ***(a)***

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	0.05	--	--
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale G_t				**2.36**

Tableau II.5 *Charges permanentes des murs intérieurs* ***(b)***

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale G_t				**1.30**

II.4.2 SURCHARGES D'EXPLOITATION

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR (article 7.2 .2)** comme suit :

- Plancher terrasse : **Q = 1,00** KN / m²,
- Plancher étage courant à usage d'habitation : **Q = 1,50** KN / m²,
- Plancher RDC à usage d'habitation : **Q = 1,50** KN / m²,
- L'acrotère : **Q = 1,00** KN / ml,
- L'escalier : **Q = 2,50** KN / m²,
- Les balcons : **Q = 3,50** KN / m².

II.5 DETERMINATION DE L'EFFORT N_S PAR LA DESCENTE DE CHARGES

Le schéma ci-dessus montre la surface d'influence.

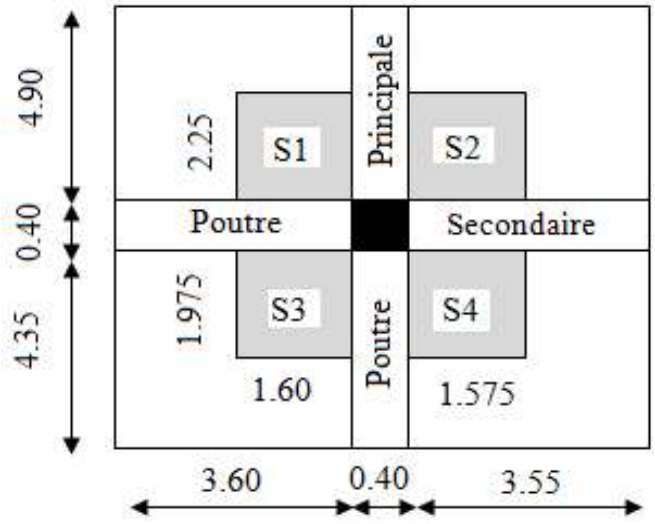


Figure II.8 *Surface d'influence du poteau le plus sollicité*

Dans notre cas, les poteaux les plus sollicités sont (C 4.I 4).

S = S1 + S2 + S3 + S4

S = (1.975+2.25) x (1.60+1.575) = 13.41 m^2**.**

⇒ **S = 13.41** m^2

II.5.1 LES CHARGES PERMANENTES

a. Poids des planchers

- ***Plancher terrasse***

$$P = 5.89 \times 13.41 = \mathbf{78.98} \text{ KN.}$$

- ***Plancher étage courant***

$$P = 5.55 \times 13.41 = \mathbf{74.43} \text{ KN.}$$

b. Poids des poutres

- ***Poutres principales***

$$P_{PP} = (0.30 \times 0.40) \times (4.225) \times 25 = \mathbf{12.675} \text{ KN.}$$

- ***Poutres secondaires***

$$P_{PS} = (0.30 \times 0.35) \times (3.175) \times 25 = \mathbf{8.334} \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres est:

$$P_{total} = 12{,}675 + 8{,}334 = \mathbf{21{,}01} \text{ KN.}$$

c. Poids des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\begin{cases} a = 40 \text{ cm.} \\ b = 40 \text{ cm.} \end{cases} \qquad P_{POT} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b.$$

- ***Poids des poteaux entre sol*** $P_{pot2=}(0.40 \times 0.40) \times 4.50 \times 25 = \mathbf{18}$ KN
- ***Poids des poteaux des étages courants et le RDC***

$$P_{pot1} = (0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = \mathbf{12.24} \text{ KN.}$$

II.5.2 SURCHARGES D'EXPLOITATION

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

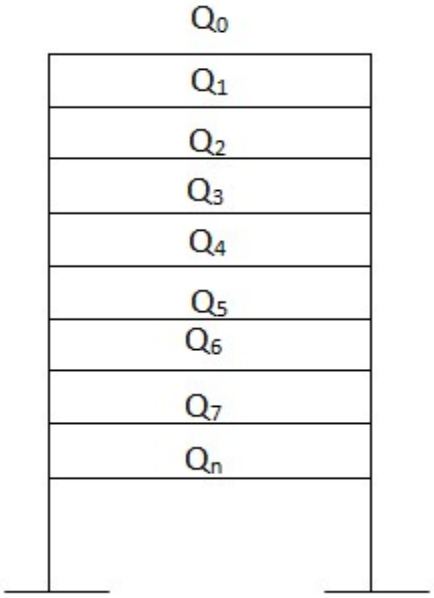
La dégression des charges s'applique aux bâtiments avec un grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante :

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

- $\mathbf{Q_i}$: surcharge d'exploitation de l'étage **i**,
- **N** : numéro de l'étage du haut vers le bas,
- $\mathbf{Q_n}$: surcharge d'exploitation à l'étage « **n** » en tenant compte de la dégression des surcharges,
- $\mathbf{Q_0}$: surcharge d'exploitation à la terrasse.



Q_0

Q_0+Q_1

$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

$Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)$

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

Figure II. 9 *Loi de dégression des surcharges*

b. Coefficients de dégression des surcharges

Tableau II.6 *Coefficients de dégression des surcharges*

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

La surface d'influence : S = **13.41** m².
Plancher terrasse Q_9 = 1,00 x 13.41 = **13.41** KN.
Plancher d'étage courant + RDC : $Q_1= Q_2=\ldots= Q_8$= 1,50x13.41 = **20.115** KN.

c. Calcul des surcharges

Niveau 9 : Q_0 =13.41KN,
Niveau 8 : $Q_0 + Q_1$=13.41+20.115 = 33.525KN,
Niveau7 : $Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$ = 13.41+0.95 (20.115x 2) = 51.63 KN,
Niveau 6 : $Q_0 + 0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$ = 13.41+0.90 (20.115x3) = 67.72 KN,
Niveau 5 : $Q_0 + 0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ = 13.41+0.85 (20.115x4) = 81.80 KN,
Niveau 4 : $Q_0 + 0.80\ (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)$ =13.41+0.80 (20.115x5) = 93.87 KN,
Niveau 3 : $Q_0 + 0.75\ (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ =13.41+0.75 (20.115x6) = 103.93 KN,
Niveau 2 : $Q_0 + 0.714\ (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ =13.41+0.714 (20.115x7) = 113.95 KN,
Niveau 1 : $Q_0 + 0.687(Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ =13.41+0.687 (20.115x8) = 122.84 KN.

Tableau II.7 *Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau 4*

	Charges permanentes (KN)					Charges D'exploitations (KN)		efforts tranchants (KN)	Section du poteau (cm^2)	
Niv	**Poids des planchers**	**Poids des poteaux**	**Poids des poutres**	**G_{totals}**	**Cumulée**	**Q_i**	**Cumulée**	**$N_i = G_c+Q_c$**	**$S_{t\ rouvée}$**	**$S_{adoptée}$**
9	78.98	0.00	21.01	100	100	13.41	13.41	113.41	74.01	30x35
8	74.43	12.24	21.01	107.68	207.68	33.53	46.94	254.62	166.57	30x35
7	74.43	12.24	21.01	107.68	315.36	51.83	98.77	414.13	271.32	30x35
6	74.43	12.24	21.01	107.68	423.04	67.72	166.49	589.53	386.66	35x40
5	74.43	12.24	21.01	107.68	530.72	81.80	248.29	779.01	511.40	35x40
4	74.43	12.24	21.01	107.68	638.84	93.87	342.16	981.00	644.18	35x40
3	74.43	12.24	21.01	107.68	746.08	103.9	446.09	1192.17	783.67	40x45
2	74.43	12.24	21.01	107.68	853.76	113.9	560.04	1413.80	929.63	40x45
1	74.43	18.00	21.01	113.44	967.20	122.8	682.88	1650.08	1085.8	40x45

Tableau II.8 *Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)*

Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
30X35	$\mathrm{Min}(b,h) \geq 25$	$\mathrm{Min}(b,h) = 30$	Condition vérifiée
	$\mathrm{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.857$	Condition vérifiée
35X40	$\mathrm{Min}(b,h) \geq 25$	$\mathrm{Min}(b,h) = 35$	Condition vérifiée
	$\mathrm{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.875$	Condition vérifiée
40X45	$\mathrm{Min}(b,h) \geq 25$	$\mathrm{Min}(b,h) = 40$	Condition vérifiée
	$\mathrm{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 22.5$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.88$	Condition vérifiée

II.5.3 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES POTEAUX AU FLAMBEMENT

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

Pour qu'il n'y ait pas de flambement il faut que l'élancement **«λ»** soit ≤ 50.

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

Avec :

- λ : Elancement du poteau.
- L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0{,}7\ l_0$).
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible).
- B : Section transversale du poteau (B = h ×b).
- L_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_w}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{S}}} = 0.7L_0\frac{\sqrt{12}}{b}$$

- poteaux (30x35) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$,
- Poteaux (35x40) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$,
- Poteaux (40x45) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18.55 < 50$,
- Poteaux (40x45) : $L_0 = 4.50 \Rightarrow \lambda = 24.24 < 50$.

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher : $\mathbf{h_t = 20}$ cm, soit un plancher de **16+4** cm,
- Section des poutres principales : **(30x40)** cm^2,
- Section des poutres secondaires : **(30x35)** cm^2,
- Sections des poteaux :
  - **(40 x 45)** cm^2 pour l'entresol, RDC et 1ere étage,
  - **(35 x 40)** cm^2 pour les niveaux.2^{éme}, 3$^{éme, et}$ 4^{éme} étage,
  - **(30 x 35)** cm^2 pour les niveaux.5^{éme}, 6$^{éme, et}$ 7^{éme} étage.

- Epaisseur des voiles de l'entresol : **e = 25** cm,
- Epaisseur des voiles de R+7: **e = 20** cm,
- Epaisseur des dalles pleines (balcons) : $\mathbf{e_p = 15}$ cm.

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

III.1.0 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers. Ces éléments ne font pas partie du système de contreventement. Ils ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications.

III.1 L'ACROTÈRE

III.1.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET SCHÉMA STATIQUE

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et à un effort horizontal **Q= 1** KN/ml du à la main courant provoquant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement.
Le calcul des armatures se fera à l'**ELU** et la vérification à l'**ELS** pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère **N** et d'une poussée latérale **Q** due à la main courante provoquant un moment de renversement $\mathbf{M_r}$.
L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

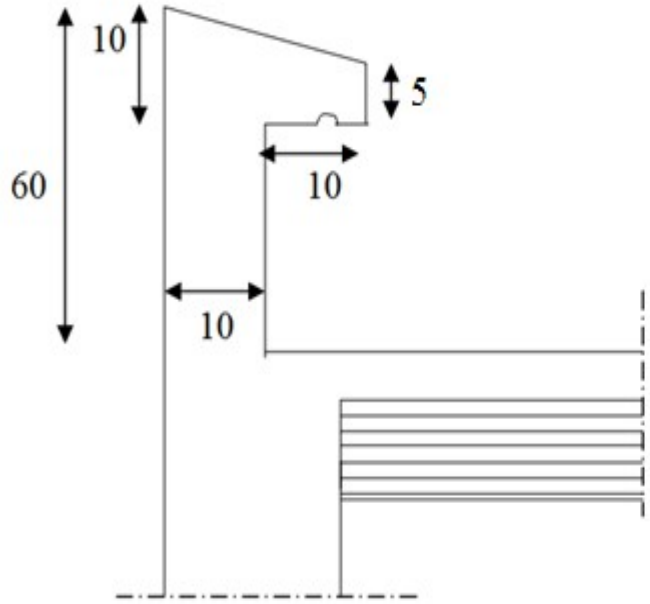


Figure III.1.a Coupe *verticale de l'acrotère*

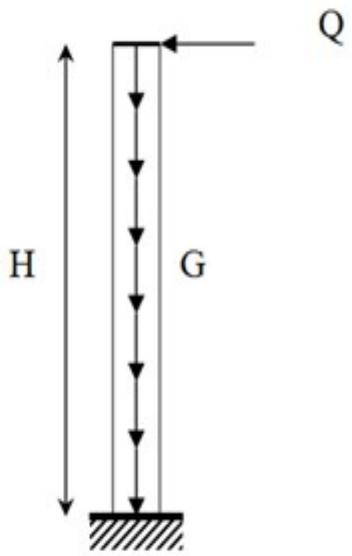


Figure III.1.b *Schéma statique de l'acrotère*

III.1.2 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS POUR UNE BANDE UNITAIRE

a. Poids propre de l'acrotère

$\mathbf{G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}}$

$$G_{acr} = 25\left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.1) + \left(\frac{0.05 \times 0.1}{2}\right)\right] = 1.9375 \text{ KN/ml.}$$

$\mathbf{G_{acr}}$ **=1.9375** KN/ml.

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton,
- S : Section transversale.

b. Surcharge d'exploitation

$\mathbf{Q_{acr}}$ **= 1** KN/ml.

Moment de renversement **M** dû au l'effort horizontal est :
$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6$ KN.m

III.1.3 COMBINAISON DE CHARGES

a. A l'ELU

La combinaison est : **1.35G +1.5Q**.

- Effort normal de compression :

  Nu=1.35 G +1.5 Q = 1.35×1.9375+0 = **2.62** KN/ml,

- Moment de reversement :

  Mu=1.35 M_G +1.5 M_Q =0+1.5×0.6 = **0.9** KN.m,

- Effort tranchant :

  Vu = 1,5.Q = 1,5×1 = **1.5** KN/ml.

b. A l'ELS

La combinaison est G +Q :

- Effort normal de compression :

  Ns=G +Q =1.9375+0 = 1.9375 KN/ml,

- Moment de reversement :

  Ms=M_G +M_Q =0+0.6 = **0.6** KN.m,

- Effort tranchant :

  Vs = Q = 1 KN/ml.

III.1.4 DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

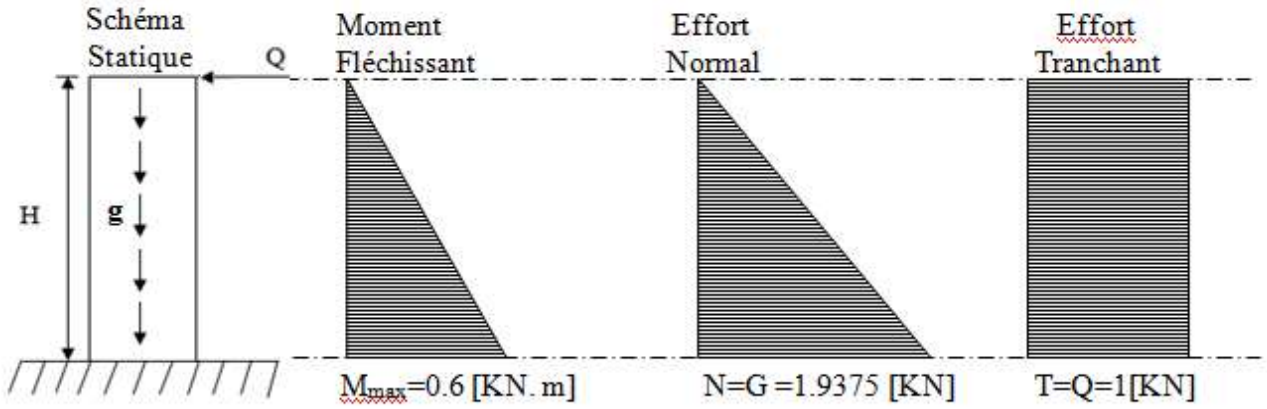


Figure III.1.2 *Diagrammes des efforts internes M_{max}, N et T*

III.1.5 DETERMINATION DU FERRAILLAGE

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section **b x h** soumise à un effort normal **N** et un moment de renversement **M**.
Le calcul se fera à l'**ELU** puis vérifié à l'**ELS.**

- h = 10 cm,
- b = 100 cm,
- c = c' = 3 cm,
- d = h – c = 10 – 3 = 7 cm.

c et **c' :** distance entre le centre de gravite des aciers et la fibre extrême du béton.
d : hauteur utile.

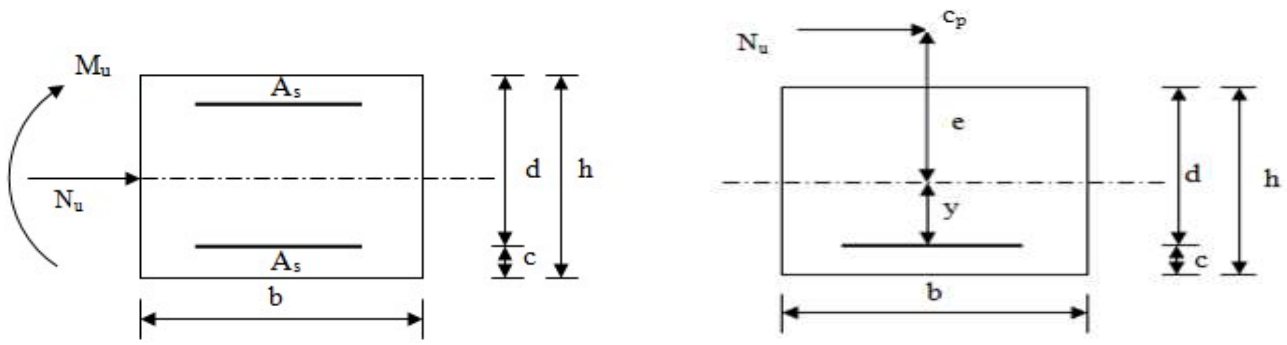


Figure III.1.3 *Section soumise à la flexion composée*

III.1.6 CALCUL A L'ELU

a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.62} = 0{,}344\ m \Rightarrow e_u = 34{,}4\,cm,$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\ \text{cm},$$

Donc $e_u = 34{,}4\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2\ \text{cm}.$

Le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée $\Rightarrow$ Section partiellement comprimée **(SPC).**

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 inferieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 34{,}4 + 2 = 36{,}4\ \text{cm}.$$

D'où : $M_f = N_u \times g = 2{,}62 \times 0{,}364 = 0{,}953$ KNm.

- **Moment réduit**

$$\boldsymbol{\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2 f_{bu}}}$$

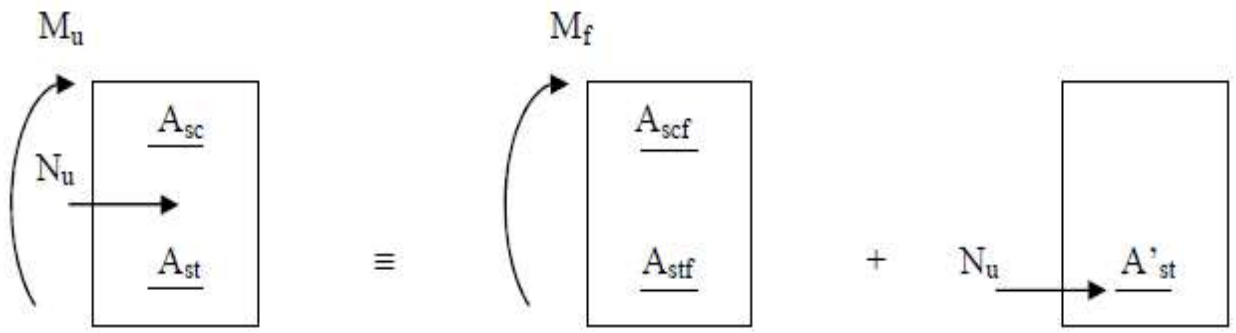
Avec :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}17\ \text{MPa}.$$

$$\mu_b = \frac{9{,}53.10^5}{100 \times 7^2 \times 14{,}17 \times 10^2} = 0{,}137$$

$\mu_b = 0{,}137 < \mu_r = 0{,}392$ $\Rightarrow$ Section simplement armée **(S.S.A)**

Alors : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section.



$A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$ Sachant que : $A'_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- **Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf})**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_{st}}$$

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

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

$\beta = 1 - 0.4\alpha$ et $\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}137}\right) \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0{,}184$ d' où $\beta = 0{,}926$

$$A_{stf} = \frac{0{,}953 \times 10^5}{0{,}926 \times 7 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}423 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{stf} = 0{,}423 \text{ cm}^2$$

c. Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st})

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}423 - \frac{2{,}62 \times 10^3}{\frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}35 \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A_{st} = 0{,}35 \text{ cm}^2}$ **et** $\mathbf{A_{sc} = 0 \text{ cm}^2}$

III.1.7 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (BAEL91, Art A.4.2.1)

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

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

$A_{t28} 0{,}6 + 0{,}06 f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2{,}1$ MPa .

$$A_{min} = 0{,}23 \times 100 \times 7 \times \frac{2{,}1}{400} \times \left[\frac{34{,}4 - (0{,}455 \times 7)}{34{,}4 - (0{,}185 \times 7)}\right] = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$\left.\begin{array}{l} A_{min} = 0.8 \text{cm}^2 \\ A_{st} = 0{,}35 \text{cm}^2 \end{array}\right\} \Leftrightarrow A_{min} \geq A_{st} \Leftrightarrow A_s = \max(A_{min}; A_{st}) \Leftrightarrow A_s = 0.8 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'**ELU**.
Donc on adoptera pour une section : $\mathbf{A_s \geq A_{min}}$.
Soit : $\mathbf{A_s = 2{,}51 \text{ cm}^2}$ $\rightarrow$ Le tableau des sections des barres nous donne **: 5 HA8.**
Avec : espacement de **20** cm.

- **Les armatures de répartitions**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62\ cm^2/ml.$

Soit : $A_r = 0.62\ cm^2 \Rightarrow$ Le tableau des sections des barres nous donne **: 4 HA8.**

Avec : espacement $S_t = \frac{60}{4} = \mathbf{15}$ cm**.**

- **Espacement des barres**

Fissuration est préjudiciable, St ≤ min {2h ; 25} cm.

Avec : h : épaisseur de la section d'acrotère.

h = 10 cm.

Soit: $S_t \leq$ min {20; 25} cm

⇒ $\mathbf{S_t = 20}$ cm

Espacement adopté est de 20 cm ⇒ **Condition vérifiée**

b. Vérification au cisaillement (BAEL91, art 5.1.1)

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right).$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}\ ;\ 4MPa\right) = \min\left(2,5\ MPa\ ;\ 4MPa\right) = 2,5\ [MPa],\ \bar{\tau}_u = 2,5[MPa].$$

$$\begin{cases} V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5\ [KN]. \\ \tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} = \dfrac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021[MPa]. \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ⇒ Pas de risque de cisaillement ⇒ **Condition vérifiée.**

c. Vérification l'adhérence des barres (BAEL91, Art 6.1, 3)

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

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t2} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\ MPa\ . \\ \tau_{se} = \dfrac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \end{cases}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (acier haute adhérence Ψ_s=1.5),

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56\ cm\ .$

Et :

$$\begin{cases} \sum u_i \text{ : Somme des périmètres utiles des barres,} \\ n\text{: Nombre de barres.} \end{cases}$$

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 70 \times 12{,}56 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0{,}19 \text{ MPa.}$$

$$\left.\begin{matrix} \tau_{se} = 0{,}19 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0{,}19 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

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. Ancrage 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) :

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

$$L_S = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 28{,}22 \text{ m} \quad \text{On adoptera } L_S = 30 \text{ cm}$$

.

III.1.8 VERIFICATION A 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 $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$,
- la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$ 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.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendus.
- $\overline{\sigma}_{st}$: la contrainte limite dans les aciers tendus.
- σ_{sc} : la contrainte dans les aciers comprimés.
- $\overline{\sigma}_{sc}$: la contrainte limite dans les aciers comprimés.

a. Dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} fe \,;\, \max\left(0{,}5 \times fe; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right)\right\}.$$

Avec :

- $\eta = 1{,}6$: Fissuration préjudiciable (acier HA) $\Rightarrow \emptyset \geq 6$ mm.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max\left(0{,}5 \times 400 \,;\, 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right)\right\} = \min\{266{,}66 \,;\, 201{,}63\}.$$

$\overline{\sigma_{st}} = 201{,}63$ MPa

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

On a : $\rho_1 = \dfrac{100 \times A_s}{b \times d} = \dfrac{100 \times 2{,}51}{100 \times 7} = 0{,}358$.

$\rho_1 = 0{,}358 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}907 \Rightarrow K_1 = 38{,}76$.

D'où : $\sigma_{st} = \dfrac{0{,}6 \times 10^3}{0{,}907 \times 7 \times 2{,}51} = 37{,}65\,MPa$ $\sigma_{st} = 37{,}65$ MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Dans le béton

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{38{,}76} 37{,}65 = 0{,}971 \text{ MPa}$$

III.1.9 VERIFICATION DE L'ACROTERE AU SEISME (RPA99, Art 6.2.3)

D'après le **RPA 99** (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$\mathbf{F_P = 4 \times C_P \times A \times W_P}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone **IIa**, groupe d'usage **2**).

$\Rightarrow$ **A = 0.15** $\rightarrow$ **(RPA99** (Art 4.2.3 Tableau 4-1).

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

$\Rightarrow$ Pour les éléments secondaires **: C_p = 0.3**.

- W_p : Poids propre de l'acrotère

$\Rightarrow$ W_p = **1.9375** KN/ml

D'où : $F_P = 4 \times 0{,}3 \times 0{,}15 \times 1{,}9375 =$ **0,34875** KN/ml < **Q =1** KN/ml. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion

L'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P, d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.

Le Ferraillage adopté :

- Armatures principales : **5HA8/ml = 2.51** cm^2 avec : **S_t = 15** cm,
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01** cm^2 avec : **S_t = 20** cm.

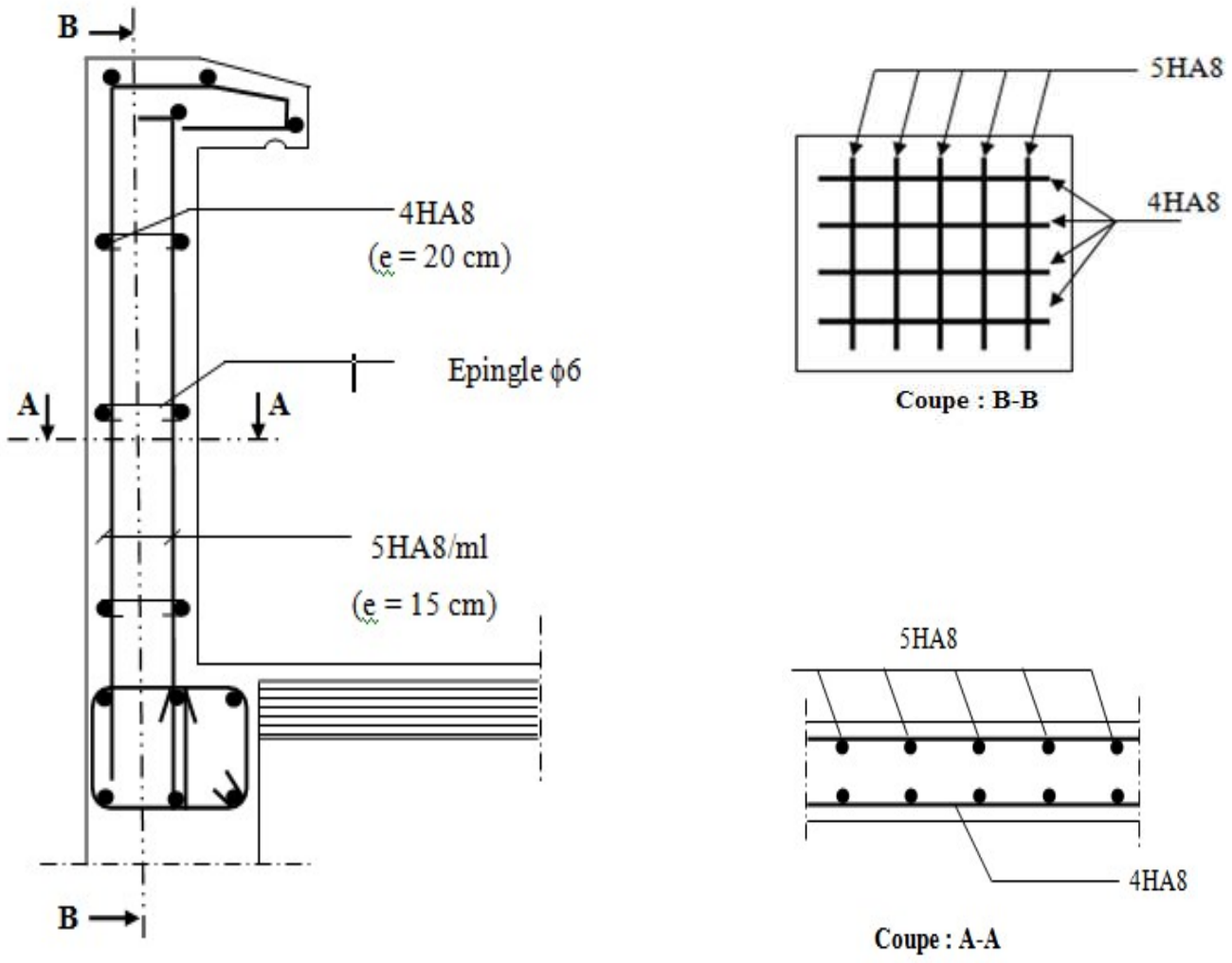


Figure III.1.4 *Ferraillage de l'acrotère*

CHAPITRE III

III.2 LES PLANCHERS

III.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (**16+4** cm), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de **65** cm. Ces dernières sont disposées dans le sens de la petite portée et possèdent des armatures en attentes qui sont reliées à celles de la dalle de compression.

a. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de **04** cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres **treillis soudés nuance (TS 520).**

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **20** cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- **33** cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles (BAEL, Art B.6.8.423).

b. Calcul des armatures

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures)**

$$\mathbf{A_\perp} \geq \frac{\mathbf{4\ x\ l'}}{f_e}$$

Dans notre cas $\mathbf{l' = 65}$ cm

Avec :

- $A_\perp$: en cm^2/ml,
- l' : distance entre axes des poutrelles compris entre 50 et 80 cm,
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

$$A_\perp \geq \frac{4 \text{ x } 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

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

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

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles **(15x15) cm²**

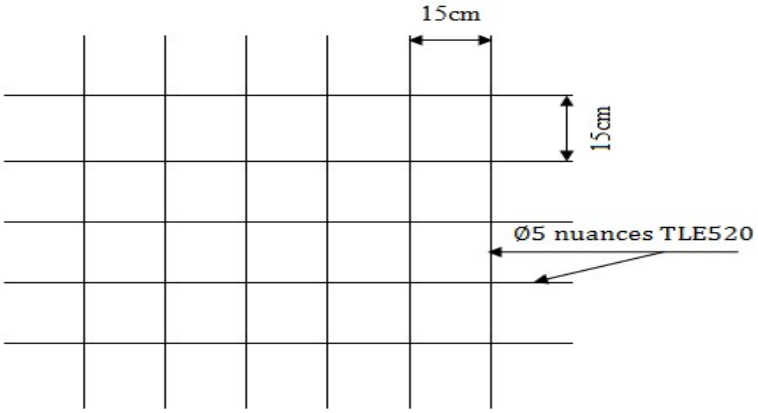


Figure III.2.1 *Treillis soudé de 15x15 cm²*

III.2.2 LES POUTRELLES

a. Calcul 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 comme le montre la figure ci-dessous.

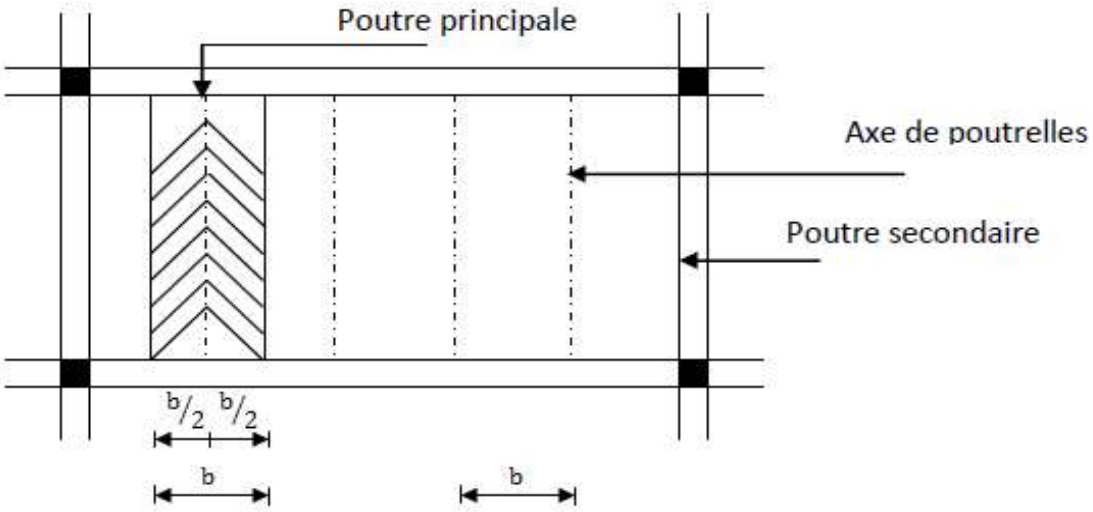


Figure III.2.2 *L'entre axe des poutrelles*

b. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

- **Critère de la petite portée**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.
Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té. Les règles (BAEL91, A.4.1, 3) préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes montrées ci-dessus.

c. Dimensionnement de la poutrelle

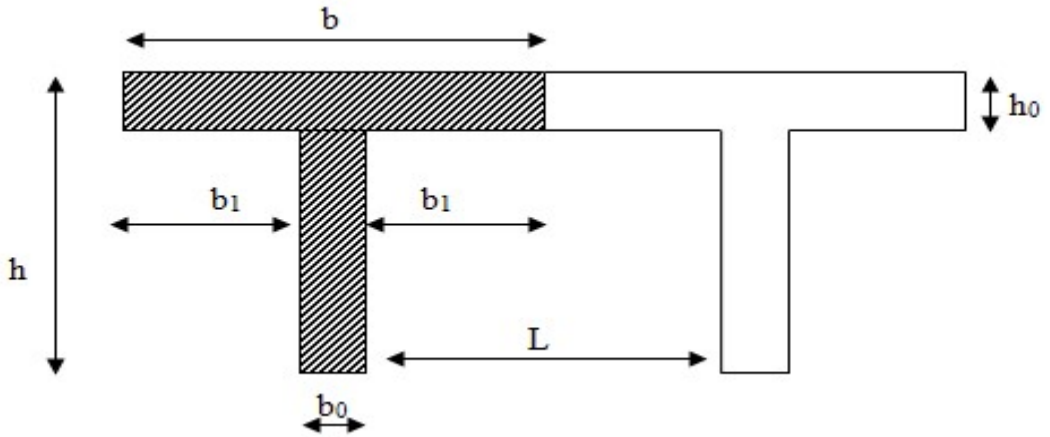


Figure III.2.3 *Construction de la section en Té*

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

Avec :

- L_1 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_1$=65-12 = **53** cm,
- L : longueur de la plus grande travée $\Rightarrow$ L = **360** cm,
- b_0 : largeur de la nervure $\Rightarrow$ b_0 = **12** cm,
- h : hauteur de la section $\Rightarrow$ h = 16+4 = **20** cm,
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow$ h_0 = **4** cm.

❖ **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 est plus 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 coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \dfrac{L_1 - b_0}{2} = \dfrac{65-12}{2} = 26{,}5\text{cm} \\ b_1 \leq \dfrac{L}{10} = \dfrac{360}{10} = 36\text{cm} \\ b_1 \leq \dfrac{2}{3} \times \dfrac{L}{2} = 120\text{ cm} \end{cases} \rightarrow b_1 = 26{,}5\text{ cm}$$

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

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

➢ 1ere ETAPE : AVANT 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 de l'ouvrier.

- **Chargement**
  - Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 = 0.12 KN/ml,
  - Poids du corps creux : 0.65 x 0.95 = 0.62 KN/ml,
  - Surcharge due à l'ouvrier : Q = 1.00 KN/ml.

et :

- Charge permanente : **G =0.74 KN/ml**
- Charge d'exploitation : **Q=1 KN/ml**

- **Ferraillage à l'ELU**

❖ ***Combinaison de charges***

- $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$
- $q_u = 1{,}35(0{,}74) + 1{,}5(1)$
- $q_u = 2{,}5\text{ KN/ml}$

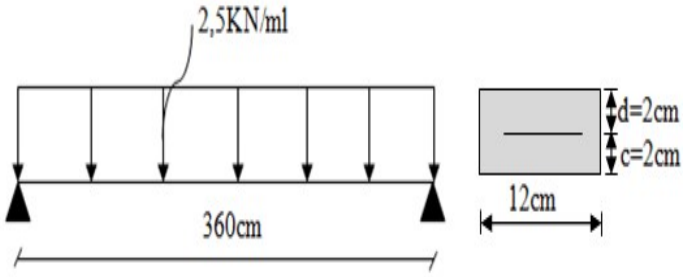


Figure III.2.4 *Schéma statique*

❖ ***Calcul du moment en travée***

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (3{,}6)^2}{8} = 4.05 \quad \rightarrow \quad M_u = 4{,}05\text{ KN.m}$$

❖ ***Calcul de l'effort tranchant***

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2{,}5 \times 3{,}6}{2} = 4.5 \quad \rightarrow \quad T = 4{,}5\text{ KN}$$

❖ ***Calcul de la section d'armatures***

L'enrobage c = 2 cm

La hauteur d = (h - c) = (4 – 2) = 2cm

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{4.5 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14{,}17 \times 10^2} = 6{,}62 \gg \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \textbf{SDA}$$

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 étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant, pendant et après le coulage.

- **2eme ETAPE : APRES COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té**, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples.
La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément repartie (combinaison des charges et surcharges).
A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Evaluation des charges et surcharges**

❖ ***Plancher terrasse***

Poids propre du plancher : $G = 5{,}89 \times 0{,}65 = 3{,}83$ KN/ml,

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

❖ ***Plancher étage courant***

Poids propre du plancher : $G = 5{,}55 \times 0{,}65 = 3{,}61$ KN/ml,
Surcharge d'exploitation : $Q = 1{,}5 \times 0{,}65 = 0{,}975$ KN/ml.

- **Combinaison de charges**

❖ ***Plancher terrasse***

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}83) + 1{,}5(0{,}65) = 6{,}15$ KN/ml,
ELS : $q_s = G + Q = (3{,}83) + (0{,}65) = 4{,}48$ KN/ml.

❖ ***Plancher étage courant (usage d'habitation)***

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}61) + 1{,}5(0{,}975) = 6{,}34$ KN/ml,
ELS : $q_s = G + Q = (3{,}61) + (0{,}975) = 4{,}59$ KN/ml.

Remarque

On constate que le chargement pour le plancher d'étage courant est le plus défavorable.

III.2.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles :

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

a. Conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 modifie 99, Art B.6.2, 210)

Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (étage courant à usage habitation) sont :

$$Q = 1{,}5\ \mathrm{KN/m^2}$$
$$G = 5{,}55\ \mathrm{KN/m^2}$$

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2.

$$Q = 1{,}5 < max\{2G\ ;5\ \mathrm{KN/m^2}\} = 11{,}10\ \mathrm{KN/m^2} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée,}$$

- 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 :

$$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{1+i}} \leq 1{,}2$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3{,}55}{3{,}60} = 0.986 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié,}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3{,}60}{3{,}43} = 1{,}05 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié,}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3{,}43}{3{,}43} = 1 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié,}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3{,}43}{3{,}60} = 0{,}953 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié,}$$

$$0{,}8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3{,}60}{3{,}55} = 1.014 \leq 1{,}25 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

- 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 d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées ; on va donc opter pour cette méthode.

b. Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées $\mathbf{M_t}$ et au niveau des appuis Me 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.

$\propto$	$1+0,3\propto$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0,213	1,064	0,532	0,632

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

1) $M_{ti} \geq \max\{1{,}05M_{0i}\ ,(1+0{,}3\alpha)M_{0i}\} - \frac{M_e+M_w}{2}$

2) $\begin{cases} M_{ti} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right)M_{0i} & \rightarrow \text{ travée intermédiaire} \\ M_{ti} \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right)M_{0i} & \rightarrow \text{ travée de rive.} \end{cases}$

Avec :

- M_{ti} : moment maximal en travée considérée,
- M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue,
- M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue,
- M_{0i} : moment maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

3) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- **0,6 M_{0i}** Pour une poutre à deux travées,
- **0,5 M_{0i}** Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- **0,4 M_{0i}** Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues à gauche et à droite de l'appui.
Sur les appuis de rive, les valeurs des moments sont prises égales à **0,3M_{0i}**.

c. Application de la méthode

Calcul du rapport des charges (α) :

$\propto = \frac{Q}{G+Q}$, avec $0 < \propto < \frac{2}{3}$

$\propto = 1{,}5/(5{,}55+1{,}5) = 0{,}213 \rightarrow (0 < 0{,}213 < 2/3) \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

Nous aurons besoin pour no calculs les valeurs suivantes :

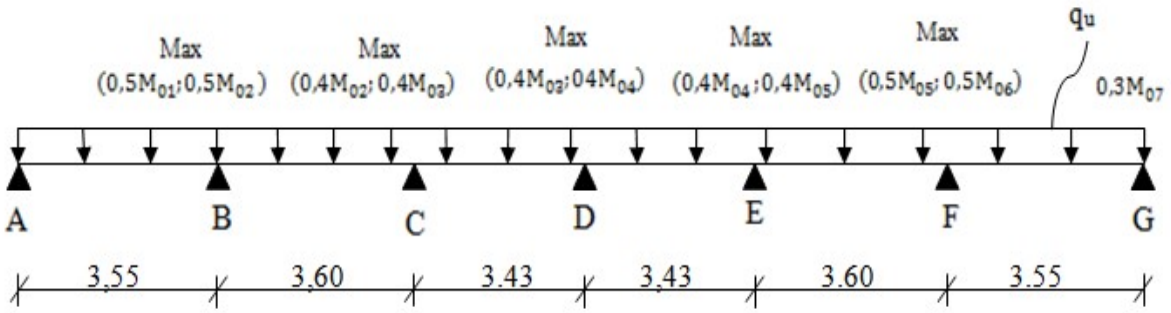


Figure III.2.5 *Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.*

III.2.4 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

a. Calcul de moments fléchissant

❖ ***Calcul des moments isostatiques***

On a $\mathbf{q_u = 6,34KN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \times \frac{(L_i)^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{06} = M_{07} = 6{,}34 \times \frac{(3{,}55)^2}{8} = 9{,}987 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{05} = 6{,}34 \times \frac{(3{,}6)^2}{8} = 10{,}271 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = 6{,}34 \times \frac{(3{,}43)^2}{8} = 9{,}324 \text{ KN.m}$$

❖ ***Calcul des moments sur appuis***

$$M_A = 0{,}3M_{01} = 0{,}3 \times 9{,}987 = 2{,}996 \text{ KN.m}$$
$$M_B = 0{,}5\max(M_{01}; M_{02}) = 0{,}5 \times 10{,}271 = 5{,}136 \text{ KN.m}$$
$$M_C = 0{,}4\max(M_{02}; M_{03}) = 0{,}4 \times 10{,}271 = 4{,}108 \text{ KN.m}$$
$$M_D = 0{,}4\max(M_{03}; M_{04}) = 0{,}4 \times 9{,}324 = 3{,}730 \text{ KN.m}$$
$$M_E = 0{,}4\max(M_{04}; M_{05}) = 0{,}4 \times 10{,}271 = 4{,}108 \text{ KN.m}$$
$$M_F = 0{,}5\max(M_{05}; M_{06}) = 0{,}5 \times 10{,}271 = 5{,}136 \text{ KN.m}$$
$$M_G = 0{,}3M_{07} = 0{,}3 \times 9{,}987 = 2{,}996 \text{ KN.m}$$

❖ ***Calcul des moments en travées***

➢ **TRAVEE DE RIVE A B**

$M_{tAB} = \max(M_{tAB1}, M_{tAB2})$

$$\begin{cases} M_{tAB1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tAB1} \geq 1{,}064 \times 9{,}987 - \dfrac{2{,}996 + 5{,}136}{2} = 6{,}56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tAB2} \geq \left(\frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{01} = 0{,}632 \times 9{,}987 = 6{,}31 \text{ KN.m}$$

On prend $\mathbf{M_{tAB} = 6,56 \text{ KN.m}}$

➢ **TRAVEE INTERMEDIAIRE B C**

$M_{tBC} = \max(M_{tBC1}, M_{tBC2})$

$$\begin{cases} M_{tBC1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tBC1} \geq 1{,}064 \times 10{,}271 - \dfrac{5{,}136 + 4{,}108}{2} = 6{,}31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC2} \geq \left(\frac{1 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0{,}532 \times 10{,}271 = 5{,}46 \text{ KN.m}$$

On prend $\mathbf{M_{tBC} = 6,31KN.m}$

- **TRAVEE INTERMEDIAIRE C D**

$M_{tCD} = \max\,(M_{tCD1}, M_{tCD2})$

$$\begin{cases} M_{tCD1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{03} - \dfrac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tCD1} \geq 1{,}064 \times 9{,}324 - \dfrac{4{,}108 + 3{,}730}{2} = 6{,}00\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tCD2} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{03} = 0{,}532 \times 9{,}324 = 4{,}96\ \text{KN.m}$$

On prend $\mathbf{M_{tCD} = 6{,}00\ KN.m}$

- **TRAVEE INTERMEDIAIRE D E**

$M_{tDE} = \max\,(M_{tDE1}, M_{tDE2})$

$$\begin{cases} M_{tDE1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{04} - \dfrac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tDE1} \geq 1{,}064 \times 9{,}324 - \dfrac{3{,}730 + 4{,}108}{2} = 6{,}00\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tDE2} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{04} = 0{,}532 \times 9{,}324 = 4{,}96\ \text{KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_{tDE} = 6{,}00\ KN.m}$

- **TRAVEE INTERMEDIAIRE E F**

$M_{tEF} = \max\,(M_{tEF1}, M_{tEF2})$

$$\begin{cases} M_{tEF1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{05} - \dfrac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tEF1} \geq 1{,}064 \times 10{,}271 - \dfrac{4{,}108 + 5{,}136}{2} = 6{,}31\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tEF2} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{05} = 0{,}532 \times 10{,}271 = 5{,}46\ \text{KN.m}$$

On prend $\mathbf{M_{tEF} = 6{,}31\ KN.m}$

- **TRAVEE DE RIVE F G**

$M_{tFG} = \max\,(M_{tFG1}, M_{tFG2})$

$$\begin{cases} M_{tFG1} \geq (1+0{,}3\alpha)M_{06} - \dfrac{M_F + M_G}{2} \quad \text{et} \quad (1+0{,}3\alpha) = 1{,}064 \geq 1{,}05 \\ M_{tFG1} \geq 1{,}064 \times 9{,}987 - \dfrac{5{,}136 + 2{,}996}{2} = 6{,}56\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tFG2} \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{06} = 0{,}632 \times 9{,}987 = 6{,}31\ \text{KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_{tFG} = 6{,}56\ KN.m}$

b. Calcul des efforts tranchants

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

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

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

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

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

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: $\mathbf{q_u = 6,34\ KN/ml}$

➢ **Travée AB**

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}\right] \\ T_B = -\ \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_A = \frac{6,34 \times 3,55}{2} + \frac{-5,136 + 2,996}{3,55} = 10,650 \text{ KN}, \\ T_B = -\frac{6,34 \times 3,55}{2} + \frac{-5,136 + 2,996}{3,55} = -11,856 \text{ KN}. \end{cases}$$

➢ **Travée BC**

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}\right] \\ T_C = -\ \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_B = \frac{6,34 \times 3,6}{2} + \frac{-4,108 + 5,136}{3,6} = 11,698 \text{ KN}, \\ T_C = -\frac{6,34 \times 3,6}{2} + \frac{-4,108 + 5,136}{3,6} = -11,126 \text{ KN}. \end{cases}$$

➢ **Travée CD**

$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[\frac{M_D - M_C}{L_i}\right] \\ T_D = -\ \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[\frac{M_D - M_C}{L_{CD}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_C = \frac{6,34 \times 3,43}{2} + \frac{-3,730 + 4,108}{3,43} = 10,983 \text{ KN}, \\ T_D = -\frac{6,34 \times 3,43}{2} + \frac{-3,730 + 4,108}{3,43} = -10,763 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Travée DE**

$$\begin{cases} T_D = \dfrac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[\dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right] \\ T_E = -\ \dfrac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[\dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_D = \dfrac{6{,}34 \times 3{,}4}{2} + \dfrac{-4{,}108 + 3{,}664}{3{,}4} = 10{,}647 \text{ KN}, \\ T_E = -\dfrac{6{,}34 \times 3{,}4}{2} + \dfrac{-4{,}108 + 3{,}664}{3{,}4} = -10{,}909 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Travée EF**

$$\begin{cases} T_E = \dfrac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left[\dfrac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right] \\ T_F = -\dfrac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left[\dfrac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_E = \dfrac{6{,}34 \times 3{,}6}{2} + \dfrac{-5{,}136 + 4{,}108}{3{,}6} = 11{,}126 \text{ KN}, \\ T_F = -\dfrac{6{,}34 \times 3{,}6}{2} + \dfrac{-5{,}136 + 4{,}108}{3{,}6} = -11{,}698 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Travée FG**

$$\begin{cases} T_F = \dfrac{q_u \times L_{FG}}{2} + \left[\dfrac{M_G - M_F}{L_{FG}}\right] \\ T_G = -\dfrac{q_u \times L_{FG}}{2} + \left[\dfrac{M_G - M_F}{L_{FG}}\right] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_F = \dfrac{6{,}34 \times 3{,}55}{2} + \dfrac{-2{,}996 + 5{,}136}{3{,}55} = 10{,}650 \text{ KN}, \\ T_G = -\dfrac{6{,}34 \times 3{,}55}{2} + \dfrac{-2{,}996 + 5{,}136}{3{,}55} = -11{,}856 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Diagrammes des efforts internes à l'ELU**
- **Diagramme des Moments fléchissant a l'ELU**

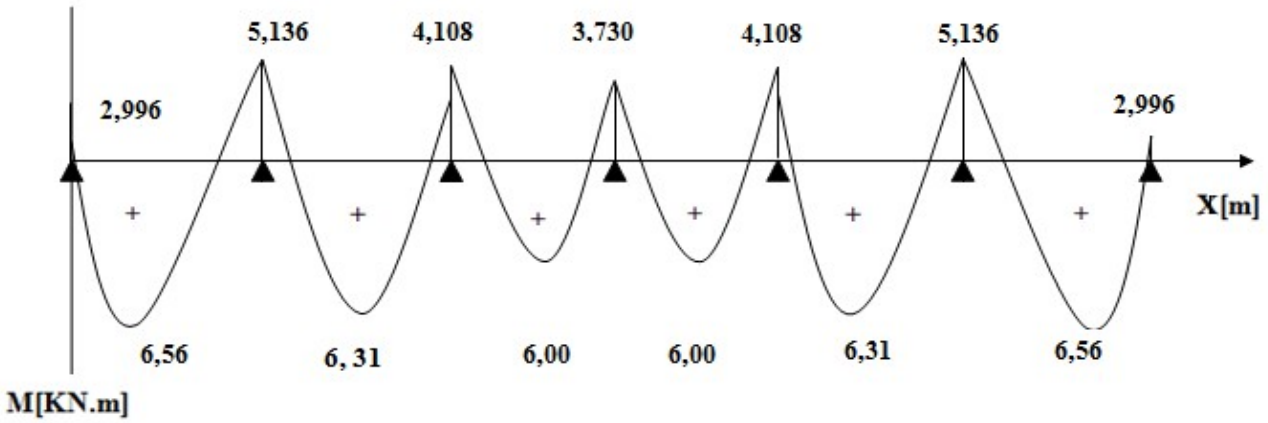


Figure III.2.6 *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*

➢ **Diagramme des efforts tranchant à l'ELU**

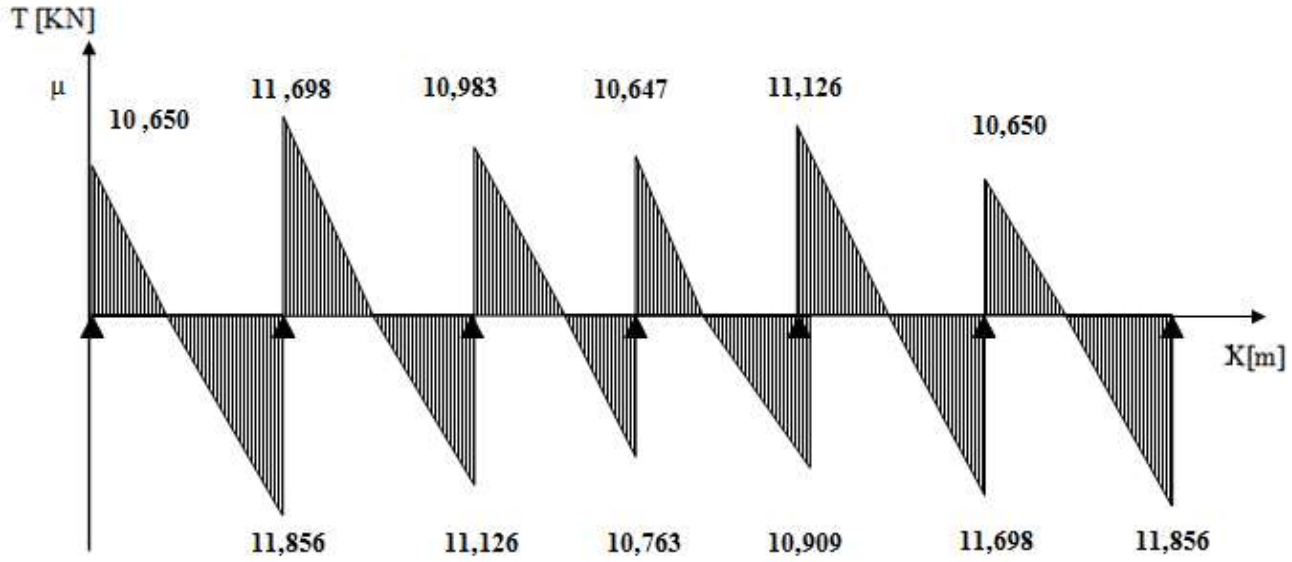
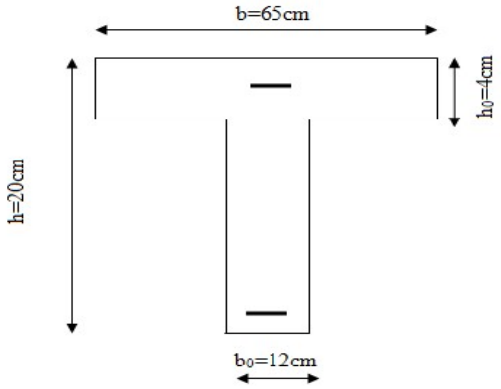


Figure III.2.7 *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*

III.2.5 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 :

$$M_t^{max} = 6{,}56\ KN.m$$
$$M_{app}^{max} = 5{,}136\ KN.m$$

❖ **En travée**

$M_t^{max} = 6{,}56 KN.m$

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}17 \times 10^3 = 58{,}95\ KN.m$$

$M_0 = 58{,}95 KN.m > M_t^{max} = 6{,}56\ KN.m$

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 (bxh) = 65 x20 cm.

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{6{,}56 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14{,}17 \times 10^2} = 0{,}022 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{6{,}56 \times 10^5}{0{,}989 \times 18 \times \frac{520}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}81\ cm^2$$

Nous adopterons **: 3HA10 = 2,35 cm²**

❖ **Aux appuis**

$M_a^{max} = 5{,}136\ KN.m$

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

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0.d^2 f_{bc}} = \frac{5{,}136\ \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14{,}17 \times 10^2} = 0{,}094 < 0{,}392$$

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

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{5{,}136\ \times 10^5}{0{,}951 \times 18 \times \frac{520}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}66\ cm^2$$

Nous adopterons **: 2HA10 = 1,57** cm^2

b. Armatures transversales (BAEL 91, article A.7.2, 2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right] = \min\left[\frac{20}{35}; \emptyset_l; \frac{12}{10}\right] \rightarrow \emptyset_t \leq \min[0.57; 10; 10] = 0.57\ mm$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de **Ø8** avec **A_t = 2HA8=1** cm^2.

Avec :

- $\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales,
- b : Largeur de la poutre $\Rightarrow$ b = 12 cm,
- h : Hauteur de la poutre $\Rightarrow$ h = 20 cm,
- $\emptyset_l$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

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

$$S_t \leq \min(S_{t1}\ ;\ S_{t2})$$

$$S_{t1} \leq \min(0{,}9d\ ; 40cm) = \min(0{,}9 \times 18\ ; 40cm) = 16{,}2\ cm$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 b_0} = \frac{1 \times 520}{0{,}4 \times 12} = 108{,}33\ cm$$

Soit : S_t = 15 cm

III.2.6 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

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

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

❖ **En travées**

$$A_t \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{520} = 1{,}41cm^2$$

$A_t = 2{,}35cm^2 > A_{min} 1{,}41\ cm^2$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis**

$A_t \geq A_{min} = 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{520} = 0{,}20\ cm^2$

$A_a = 1{,}57\ cm^2 > A_{min} = 0{,}20\ c\ m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, ArtA5.1.1)

Fissuration non préjudiciable

❖ **Appuis de rive**

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

$v_{max} = 11{,}856 \rightarrow \tau_u = \frac{v_{max}}{b_0 d} = \frac{11{,}856 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}549\ MPa,\quad \tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Appuis intermédiaires**

$V_{max} = 11{,}698 \rightarrow \tau_u = \frac{v_{max}}{b_0 d} = \frac{11{,}698 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}541\ MPa,\quad \tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

▪ **Dans le béton**

On a :V_{max} = 11,856 KN

$\overline{V}_u \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0{,}4 \frac{2{,}1}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 18 \times 12 = 108{,}86\ KN \qquad$ avec $a = 0{,}9d$

➢ ***Appuis de rive***

$V_{max} = 11{,}856KN \leq \overline{V}_u = 129{,}6\ KN \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➢ ***Appuis intermédiaires***

$V_{max} = 11{,}698KN \leq \overline{V}_u = 129{,}6\ KN \Rightarrow$ Condition vérifiée.

▪ **Les aciers**

➢ ***Appuis de rive***

$\mathbf{A_a} = 1{,}57\ cm^2 \quad . \quad M_a^{max} = 2{,}996\ KN.m \quad , \quad V_{max} = 11{,}856\ KN$

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

$A_a \geq \frac{1{,}15}{520} \times \left(11{,}856 \times -\frac{2{,}996}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) = -0{,}041\ \ cm^2$

➢ ***Appuis intermédiaires***

$A_a = 1{,}57\ cm^2$. $M_a^{max} = 5{,}136\ KN.m$, $V_{max} = 11{,}698\ KN$

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{520} \times \left(11{,}698 \times -\frac{5{,}136}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) = -0{,}820 \Rightarrow \text{ Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

Avec :

- Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis,
- M_{max}^{a} : Moment fléchissant au droit de l'appui,
- a : la longueur d'appuis égale a ≤ 0,9d.

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

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

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

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

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres,
- Ψs : Coefficient de scellement (acier haute adhérence Ψs =1.5).

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

- n: Nombre de barres

$$\tau_{sc} = \frac{11{,}856 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 9{,}42 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0{,}777\ MPa$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = 0{,}777 MPa \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0{,}777\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

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.

- **La longueur de scellement**

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

Avec :

$$\tau_{se} = 0{,}6{\Psi_s}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$$

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

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253** modifiée **99)** n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Lc = 0,4Ls = 0 ,4× 46 = **18,4** cm

III.2.7 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'E.L.S

a. Calcul des moments fléchissant

- **Calcul des Moments isostatiques**

On a : $\mathbf{q_s = 4,59KN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \times \frac{(L_i)^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{06} = M_{07} = 4{,}59 \times \frac{(3{,}55)^2}{8} = 7{,}23\ \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{05} = 4{,}59 \times \frac{(3{,}6)^2}{8} = 7{,}43\ \text{KN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = 4{,}59 \times \frac{(3{,}43)^2}{8} = 6{,}75\ \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0{,}3M_{01} = 0{,}3 \times 7{,}23 = 2{,}169\ \text{KN.m}$$

$$M_B = 0{,}5\max(M_{01}; M_{02}) = 0{,}5 \times 7{,}43 = 3{,}715\text{KN.m}$$

$$M_C = 0{,}4\max(M_{02}; M_{03}) = 0{,}4 \times 7{,}43 = 2{,}972\ \text{KN.m}$$

$$M_D = 0{,}4\max(M_{03}; M_{04}) = 0{,}4 \times 6{,}75 = 2{,}700\ \text{KN.m}$$

$$M_E = 0{,}4\max(M_{04}; M_{05}) = 0{,}4 \times 7{,}43 = 2{,}972\ \text{KN.m}$$

$$M_F = 0{,}5\max(M_{05}; M_{06}) = 0{,}5 \times 7{,}43 = 3{,}715\ \text{KN.m}$$

$$M_G = 0{,}3M_{07} = 0{,}3 \times 7{,}23 = 2{,}169\text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées**

➢ **Travée de rive**

$$M_{ti} \geq \left(\frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{0i} \quad \rightarrow M_{ti} \geq 0{,}632M_{0i}$$

$$M_{ti} + \left(\frac{0{,}3M_{0i} + 0{,}5M_{0i}}{2}\right) \geq \max(1{,}064M_{0i}; 1{,}05M_{0i}) \rightarrow \quad M_t \geq 0{,}664\ M_{0i}$$

$$M_{tAB} = M_{tFG} = 0{,}664M_{01} = 4{,}80\ \text{KN}$$

➢ **Travée intermédiaire**

$$M_{ti} \geq \left(\frac{1 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{0i} \quad \rightarrow \ M_{ti} \geq 0{,}532M_{0i}$$

$$M_t + \left(\frac{0{,}5M_{0i} + 0{,}4M_{0i}}{2}\right) \geq \max(1{,}064M_{0i}; 1{,}05M_{0i}) \rightarrow \quad M_{ti} \geq 0{,}614M_{0i}$$

$$M_{tBC} = M_{tEF} = 0{,}614M_{02} = 4{,}56\ \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tDE} = 0{,}614M_{03} = 4{,}14\ \text{KN.m}$$

b. Calcul de l'effort tranchant

$$T_w = \left[\frac{M_w - M_e}{L_i}\right] + \frac{q_s \times L_i}{2}$$

$$T_e = T_w - q_s \times L_i$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.
Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau

Tableau III.2.1 *Les efforts internes*

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
M_{0i} (KN.m)	7,23	7,43	6,75	6,75	7,43	7,23
M_w (KN.m)	3,715	2,972	2,700	2,972	3,715	2,169
M_e (KN.m)	2,169	3,715	2,972	2,700	2,972	3,715
T_w (KN)	8,582	8,206	7,793	7,951	8,468	7,712
T_e (KN)	- 7,712	- 8,318	- 8,030	- 7,793	- 8,056	- 8,582
M_t (KN.m)	4,80	4,56	4,14	4,14	4,56	4,80

c. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

- **Diagramme des Moments fléchissant**

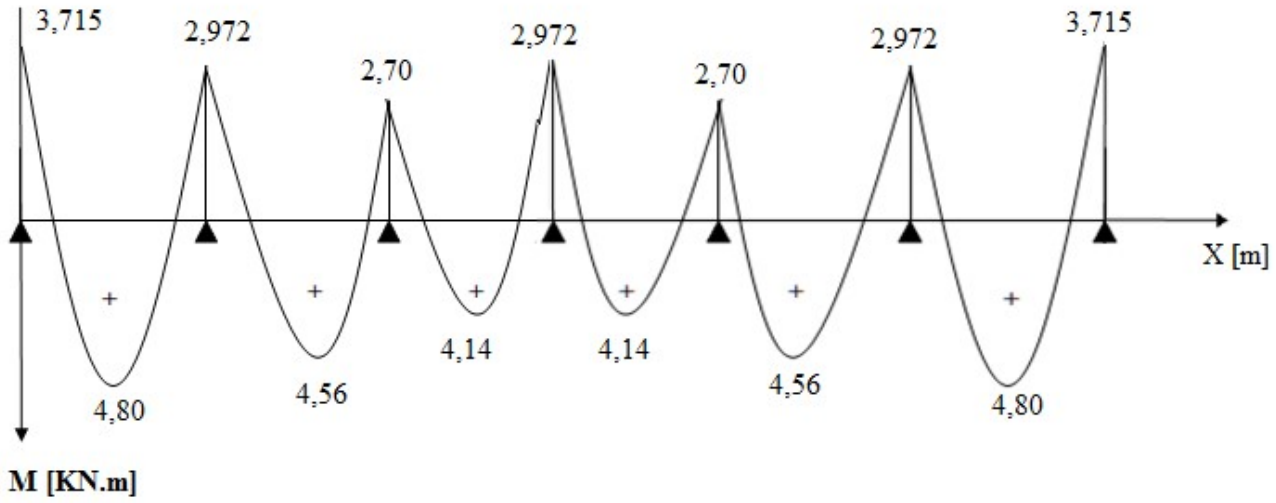


Figure III.2.8 *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS*

- **Diagramme des efforts tranchant**

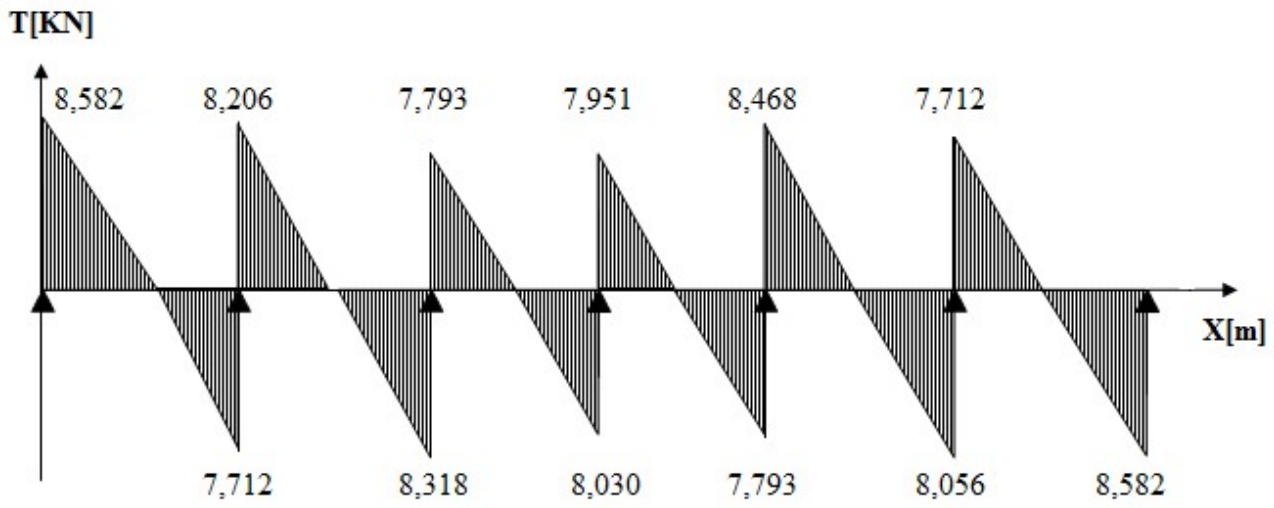


Figure III.2.9 *Diagramme des efforts tranchant à l'ELS*

III.2.8 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. Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL91, Art A.4.5, 2)

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

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

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

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- σ_s : Contrainte de traction des aciers,
- β_1 et k_1 en fonction de ρ_1.

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}73 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}876 \\ K_1 = 25{,}32 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

$$\sigma_s = \frac{3{,}715 \times 10^6}{0{,}876 \times 180 \times 1{,}57 \times 10^2} = 150{,}06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{150{,}06}{25{,}32} = 5{,}93\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5{,}93\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}35}{65 \times 18} = 0{,}20 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}927 \\ K_1 = 53{,}49 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

$$\sigma_s = \frac{4{,}80 \times 10^6}{0{,}927 \times 180 \times 2{,}35 \times 10^2} = 122{,}41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{122{,}41}{53{,}49} = 2{,}28 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2{,}28\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91, Art A.4.5, 3)

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

c. Etat limite de déformation (BAEL91, Art B.6.5, 1)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.
Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression),
- M_0 : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,
- M_t : Moment fléchissant max en travée,
- b_0 : La largeur de la nervure,
- L : portée libre maximale,
- d : hauteur utile,

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0,0625 \geq \frac{1}{22,5} > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4,80}{10 \times 7,39} = 0,0664 \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,007 \rightarrow \frac{1,56}{12 \times 18} = 0,007 \leq 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable

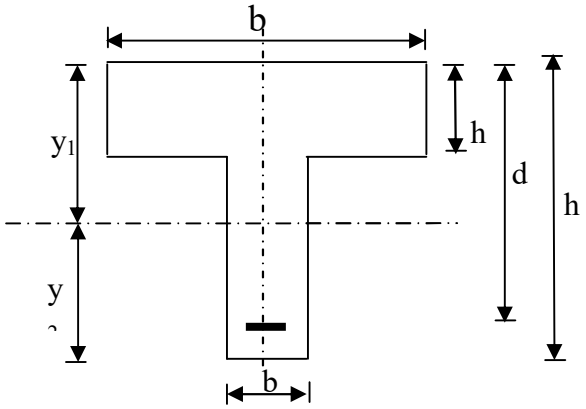
d. Calcul de la flèche (BAEL91, Art. B6.5.2)

On doit vérifier que :

$$f_V = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm}$$

Avec :

- $\bar{f}$: La flèche admissible,
- E_V: Module de déformation différé,
- I_{fv}: Inertie fictive pour les charges de longue durée,
- I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravitée de la section.



- **Module de déformation différé**

$$E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865 \text{ MPa}$$

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

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A_t(y_2 - c)^2$$

Avec :

$$y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0}$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2{,}35 = 487{,}25\text{cm}^2$$

S/xx : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2{,}35 \times 18 = 3458{,}5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458{,}5}{487{,}25} = 7{,}1\text{cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12 \times (7{,}1^3 + 12{,}9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7{,}1 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15 \times 2{,}35 \times (12{,}9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003{,}24 \text{ cm}^4$$

- **Inertie fictive**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V}$$

➢ **Calcul des coefficients**

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0{,}011} = 1{,}64$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 0{,}01 \rightarrow \beta_1 = 0{,}982$$

- **La Contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4{,}91 \times 10^3}{0{,}982 \times 18 \times 2{,}35} = 118{,}203 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times f_{t18}}{4 \times \rho \times \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01 \times 118{,}203 + 2{,}1}; 0\right\} = \max\{0{,}538\ ;\ 0\} = 0{,}602$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 20003{,}24}{1 + 0{,}64 \times 0{,}538} = 16367{,}80\, cm^4$$

D'ou la flèche

$$f_V = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} = \frac{4{,}91 \times 10^6 \times (3200)^2}{10 \times 10818{,}865 \times 16367{,}80 \times 10^4} = 2{,}84\text{mm} \leq \bar{f}_V = 6{,}4 \text{ mm}$$

$\mathbf{f_V < \bar{f}_V}$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

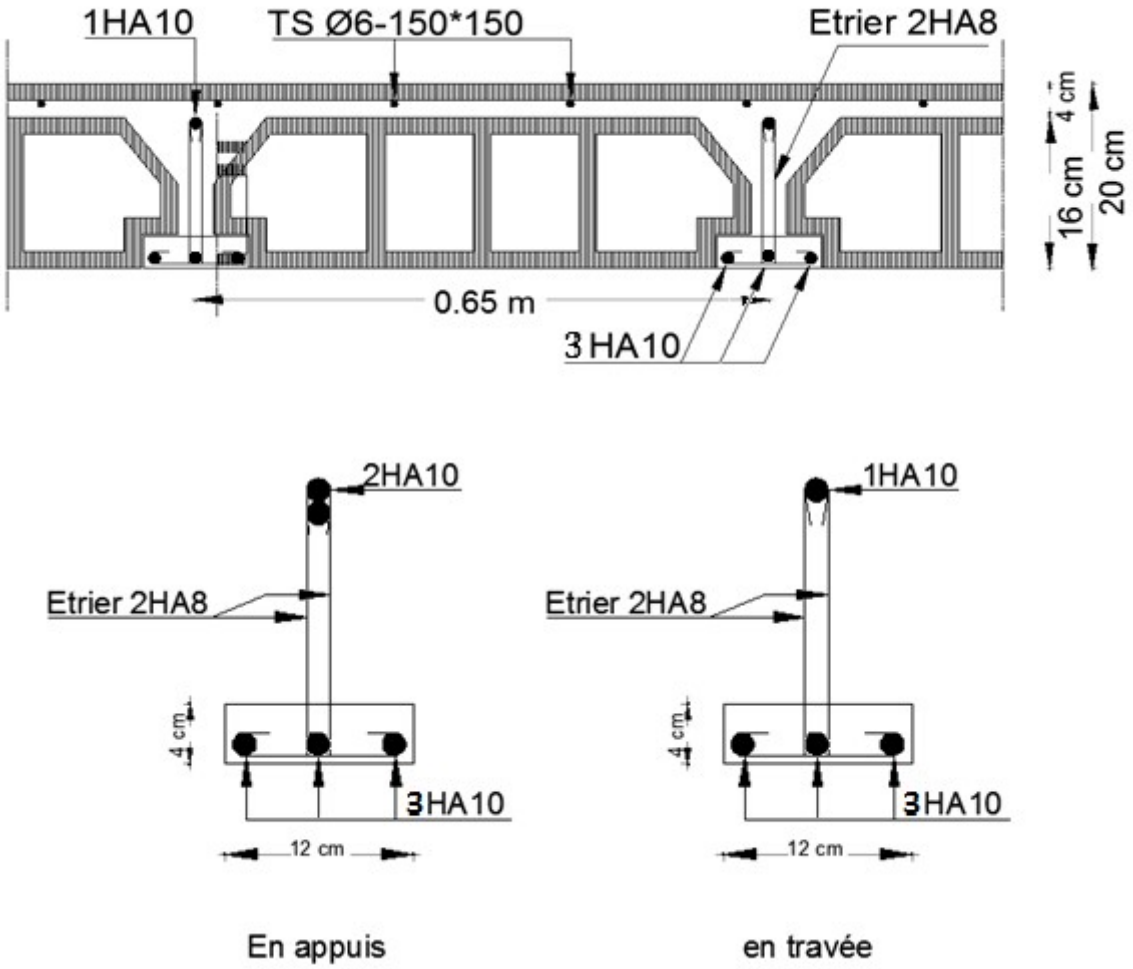


Figure III.2.10 *Ferraillage du plancher.*

CHAPITRE III

III.3 ETUDE DU PORTE-À-FAUX ET DES BALCONS

Le porte-à-faux et les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

II.3.1 SCHEMA STATIQUE

.

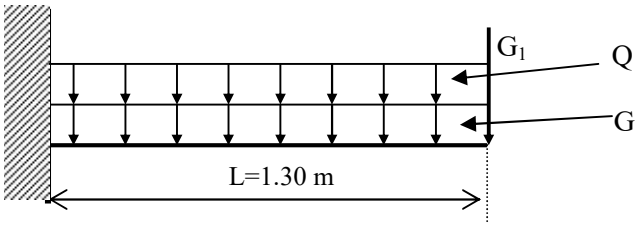


Figure III.3.1 *Schéma statique de la porte à faux*

III.3.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L}{10} = e \geq \frac{130}{10} = \mathbf{13} \text{ cm.}$$

« **e** » doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**).

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

III.3.3 DETERMINATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

a. charges permanentes

- ***La dalle***

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

- ***Mur extérieur***

$$G_1 = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge concentrée : G_1= 2,36×2,91 = **6,87** KN/ml.

c. Combinaisons de charges

- **A L'ELU**

$$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times 1\text{ml} \begin{cases} \text{La dalle:} \quad q_u = 1{,}35(5{,}35) + 1{,}5(1{,}5) = 9{,}473 \text{ KN/ml.} \\ \text{Mur extérieure :} \quad q_{u1} = 1{,}35(6{,}87) = 9{,}275 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **A L'ELS**

$q_s = (G + Q) \times 1ml$ $\begin{cases} \text{La dalle:} & q_s = (5{,}35) + (1{,}5) = 6{,}85 \text{ KN/ml.} \\ \text{Mur extérieure :} & q_{s1} = (6{,}87) = 6{,}87 \text{ KN.} \end{cases}$

III.3.4 CALCUL A L'ELU

a. Calcul des efforts internes

- ***Le moment provoqué par la charge q_u***

$$M_{qu} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{9{,}473 \times (1{,}30)^2}{2} = \mathbf{8{,}005} \text{ KN.m}$$

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

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L = 9{,}275 \times 1{,}30 = \mathbf{12{,}06} \text{ KN.m}$$

- ***Le moment total***

$$M_u = M_{\mathbf{qu}} + M_{qu1} = 8{,}005 + 12{,}06 = \mathbf{20{,}065} \text{ KN.m}$$

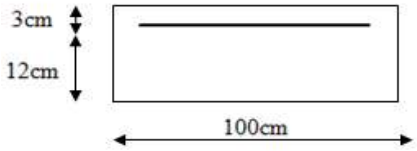
- ***L'effort tranchant***

$$V_u = (q_u \times L) + q_{u1} = (9{,}473 \times 1{,}30) + 9{,}275 = \mathbf{21{,}59} \text{ KN}$$

b. Ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.
La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

- ***Armatures principales***



$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{20{,}065 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}0981 < 0{,}392$$

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

$\mu_b = 0{,}034 \rightarrow \beta = 0{,}943.$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_u}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{20{,}065 \times 10^5}{0{,}943 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = \mathbf{5{,}10} \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons : **7 HA12 = 7,91** cm^2, avec un espacement **S_t = 15** cm.

- ***Armatures de répartition***

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7{,}91}{4} = 1{,}98 \text{ cm}^2.$$

Soit: **7HA10 = 5,45** cm²/ml, avec un espacement **S_t =15** cm.

III.3.5 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.

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

$A_{st} = 5{,}10\ cm^2 > A_{min} = \mathbf{1{,}45}\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- ***Vérification de l'effort tranchant***

Il faut que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\ f_{c28}}{1{,}5}; 4MPa\right) = \min(2{,}5\ ;4{,}5) = 2{,}5\ MPa\ \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{21{,}59 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}18\ MPa.$$

$\tau_u = 0{,}18\ MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Influence de l'effort tranchant aux appuis

- ***Armatures principales***

$$A_s = \frac{v_u}{f_e/\gamma_s}, \qquad \text{avec :} \qquad v_u = 21.59\ KN.$$

$$A_s = \frac{21{,}59 \times 10^3 \times 1{,}15}{400} = 62{,}07mm^2 = 0{,}6207cm^2.$$

$A_{st} = 5.10\ cm^2 > A_s = 0.6207cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis

$V_u \leq \overline{V}_u$.

$$\overline{V}_u = 0{,}4 \times b \times d \times \frac{f_e}{\gamma_b}.$$

$$\overline{V}_u = 0{,}4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1{,}5} = 800\ KN$$

$Vu = 21{,}59\ KN < \overline{V}_u = 800\ KN \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

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

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

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

Avec :

- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres,
- Ψ_s : coefficient de scellement (acier haute adhérence $\Psi_s = 1.5$),

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 7 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 26{,}376 \text{ cm},$$

- N : nombre de barres,

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{21{,}59 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 26{,}376 \times 10} = 0{,}76 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = 0{,}76\text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entrainement des barres.

e. Longueur de scellement

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

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6{\Psi_s}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = \mathbf{42{,}33} \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91** (**art.6.1.253,** modifiée **99**) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers **H.A.**

$L_c = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 42{,}33 = 16{,}93$ cm

On adoptera : $\mathbf{L_c = 17}$cm.

f. Vérification de l'espacement des barres (BAEL 91 modifié 99, Art A.8.2, 42)

- **Armatures principales**

$$St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

III.3.6 VERIFICATION A L'ELS

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a. Calcul des moments

- ***Le moment provoqué par la charge q_s***

$$M_{qs} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{6{,}85 \times (1{,}3)^2}{2} = 5{,}79 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L = 6{,}87 \times 1{,}3 = 8{,}93 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ Le moment total $M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 5{,}79 + 8{,}93 = 14{,}72$ KN.m

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- ***Dans l'acier***

Etat limite d'ouverture des fissurations : La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1{,}6$ (coefficient de fissuration)

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5{,}10}{100 \times 12} = 0{,}425 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}900 \\ K_1 = 35{,}00 \end{cases}$$

D'où

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{14{,}72 \times 10^6}{0{,}900 \times 120 \times 5{,}10 \times 10^2} = 267{,}25 \text{ MPa.}$$

$\begin{cases} \sigma_{st} = 247{,}25 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

- ***Dans le béton***

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = 0{,}900 \rightarrow K_1 = 35{,}00$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{267{,}25}{35{,}00} = 7{,}63 \text{ MPa.}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7{,}63\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

c. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0{,}115 > \frac{1}{16} = 0{,}0625 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}, \\ \frac{h}{L} = 0{,}115 \geq \frac{M_s}{10M_s} = \frac{14{,}72}{10 \times 14{,}72} = 0{,}1 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}, \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{5{,}10}{100 \times 12} = 0{,}00425 < 0{,}0105 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}. \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

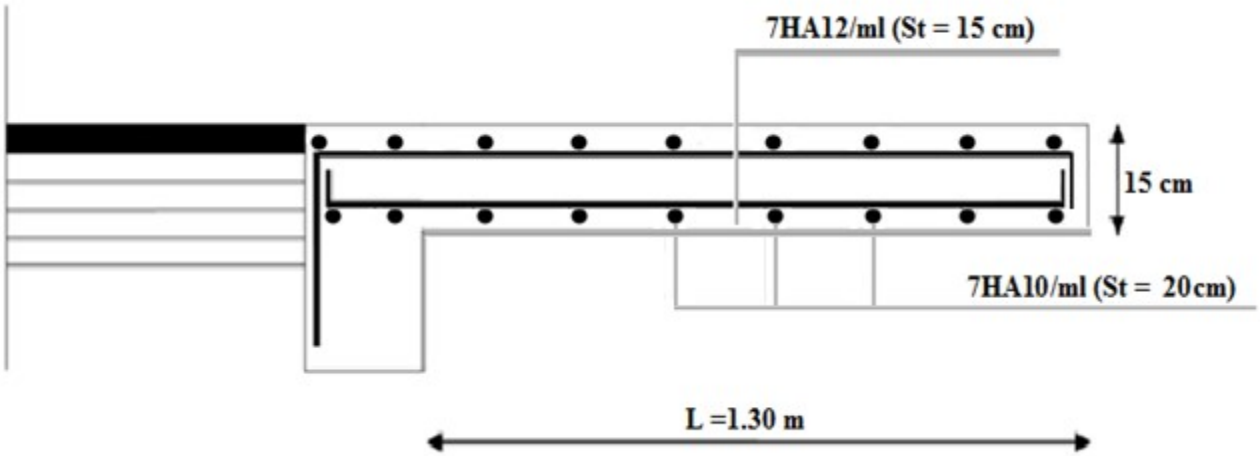


Figure III.3.2. *Coffrage et ferraillage de porte à faux et les balcons.*

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 est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Consistant en des marches et des paliers.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC, il est à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adapterons le même ferraillage pour les escaliers à trois volées.

III.4.2 TERMINOLOGIES

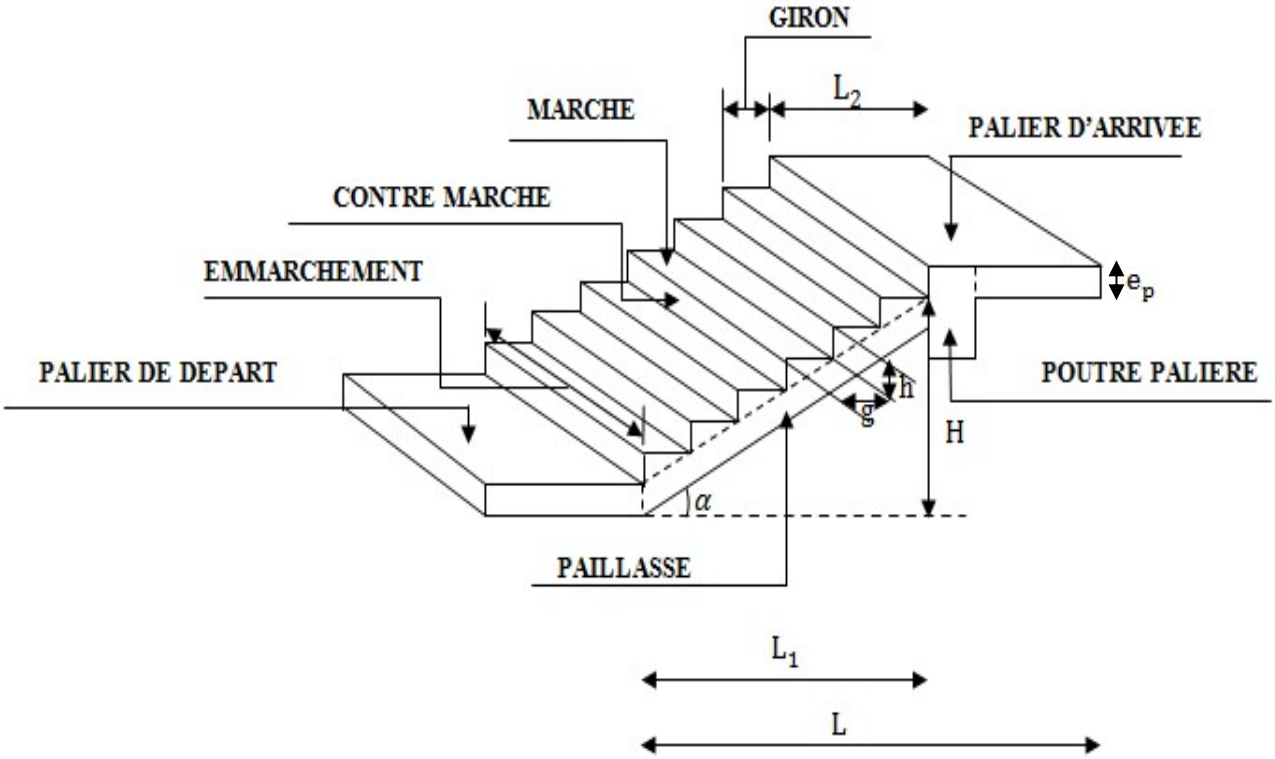


Figure III.4.1 *Constituants d'un escalier*

- **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 18 cm,
- **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 contre marches,
- **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 contre marches,
- **La ligne de foulée :** elle représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.4.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

Les escaliers seront pré dimensionné 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

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

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

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

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

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

$$h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

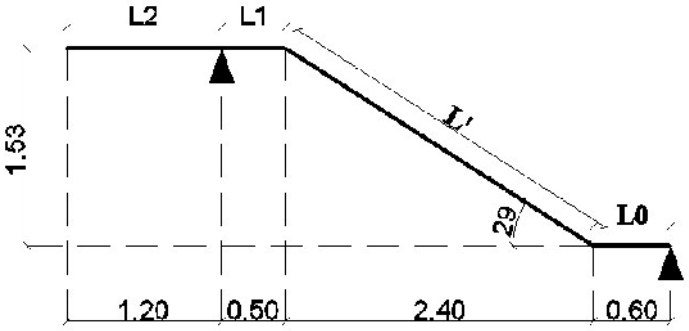


Figure III.4.2 *Schéma statique*

Vérification de la relation de **BLONDEL**

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

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

III.4.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

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

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$, avec L : Longueur du palier et de la paillasse.

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

$L_0 = 0{,}60\text{m}$; ; $L' = \frac{240}{\cos 29{,}53} = 2{,}758\ \text{m}$

$L = L_0 + L' = 0{,}60 + 2{,}758 + 0.50 = 3{,}858\ \text{m}$

Donc :

$\frac{385.8}{30} \leq e_p \leq \frac{385.8}{20} \rightarrow 12{,}86\ \text{cm} \leq e_p \leq 19.29\ \text{cm}$

Nous prenons: $e_p = \mathbf{15}$ cm .

Conclusion

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

III.4.5 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de1 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).**

P =L' x $\mathbf{G_{mur\ ext}}$ x **1ml**

P = 2,91x 2.36 x1 = 6.87 KN/ml

c. Les surcharges d'exploitation

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

Q = 2.5 KN /m ².

d. Combinaison des charges

- ***Palier***

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

- ***La volée***

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

- ***Charge concentrée***

ELU: $q_{Umur} = 1,35G = 1,35(6,51) = 8,79\ KN$
ELS: $q_{Smur} = G = (6,51) = 6,51\ KN$

III.4.6. 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***

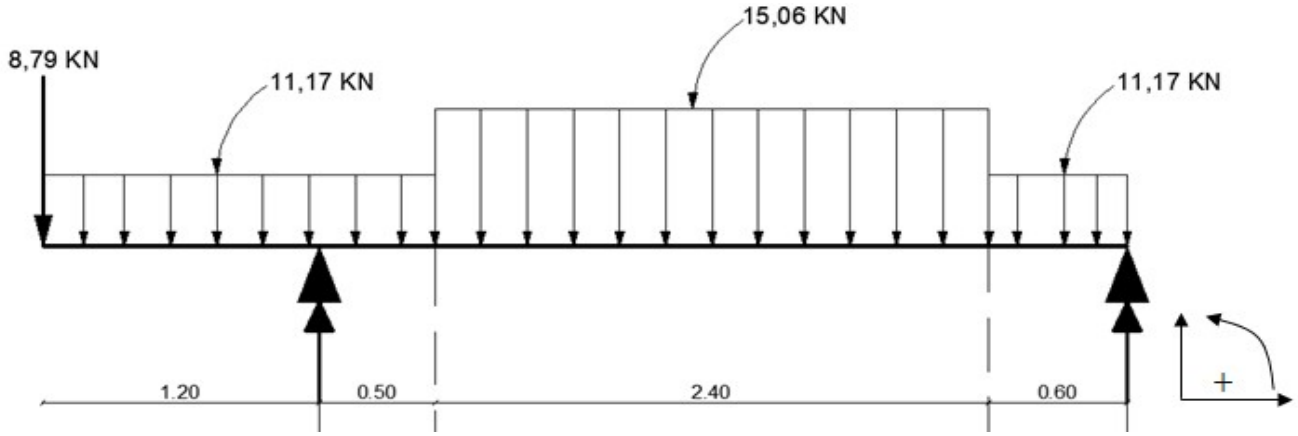


Figure III.4.3 *Schéma statique des volées à l'ELU.*

D'après les formules de RDM :

$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8{,}79 + 11{,}17 \times ((1{,}20) + (0.50)) + 15{,}06 \times (2{,}40) + 11{,}17 \times (0{,}60)$

$\rightarrow R_A + R_B = \mathbf{70{,}626}$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 8{,}79 \times (1{,}20) + 11{,}17 \times \left(\frac{1.20^2}{2}\right) - 11{,}17 \times \left(\frac{0{,}50^2}{2}\right) - 15.06 \times (2.40) \times (1{,}70) - 11{,}17 \times (0{,}60) \times (3{,}20) + R_B(3{,}50) = 0$

$\rightarrow -10{,}548 - 8{,}042 + 1{,}396 + 61{,}444 + 21{,}446 = R_B(3{,}60)$

$\rightarrow R_B = \frac{33{,}73}{3{,}60} = \mathbf{18{,}77}$ KN

on a: $R_A + R_B = 70.625 \rightarrow R_A = 70.625 - 18{,}77 = 51{,}85$ KN

$\mathbf{R_A = 51{,}85\ KN}$

$\mathbf{R_B = 18{,}77\ KN}$

- ***Verification***

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow [11{,}17 \times (0{,}6)(0{,}30)] + [15.06 \times (2.40) \times (1{,}80)] + [11{,}17 \times (0{,}50)(3{,}25)] + [11{,}17 \times (1{,}20)(4{,}10)] + 8{,}79 \times (4{,}70) - R_A(3{,}50) = 0$

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 2{,}01 + 65{,}06 + 18{,}15 + 54{,}95 + 41{,}31 = R_A(3{,}50)$

$\rightarrow R_A = \frac{181{,}48}{3{,}50} = 51{,}85$ 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 (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	M_z (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1,20	$-11{,}17x - 8{,}79$	$-\left(11{,}17\frac{x^2}{2}\right) - (8{,}79x)$	0	-8,79	0
			1,20	-22,19	-18,59
0≤ x ≤ 0,50	$-11{,}17x + 29{,}66$	$-\left(11{,}17\frac{x^2}{2}\right) + (29{,}66x)$-18,59	0	+29,66	-18,59
			0,50	+24,07	-5,15
0≤ x ≤ 2,40	$-15{,}06x + 24{,}07$	$-\left(15{,}06\frac{x^2}{2}\right) + (24{,}07x)$-5,15	0	+24,07	-5,81
			2,40	-12,07	9,24
0≤ x ≤ 2,40	$-11{,}17x - 13{,}38$	$-\left(11{,}17\frac{x^2}{2}\right) - (13{,}38x) + 5{,}44$	0	-12,07	9,24
			0,60	-18,77	0,00

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 A***

$M_A = (-0{,}3)M_{Umax} = (-0{,}3) \times 18{,}59 = -5.57 \text{ KN.m}$

- ***Moment en travée***

$M_{Tmax} \frac{dMz(x)}{dx} = 0$

$15{,}06\,x - 24{,}07 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 1{,}59 \Rightarrow M_{Tmax} = 14{,}08 \text{ KN.m}$

- ***Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU***

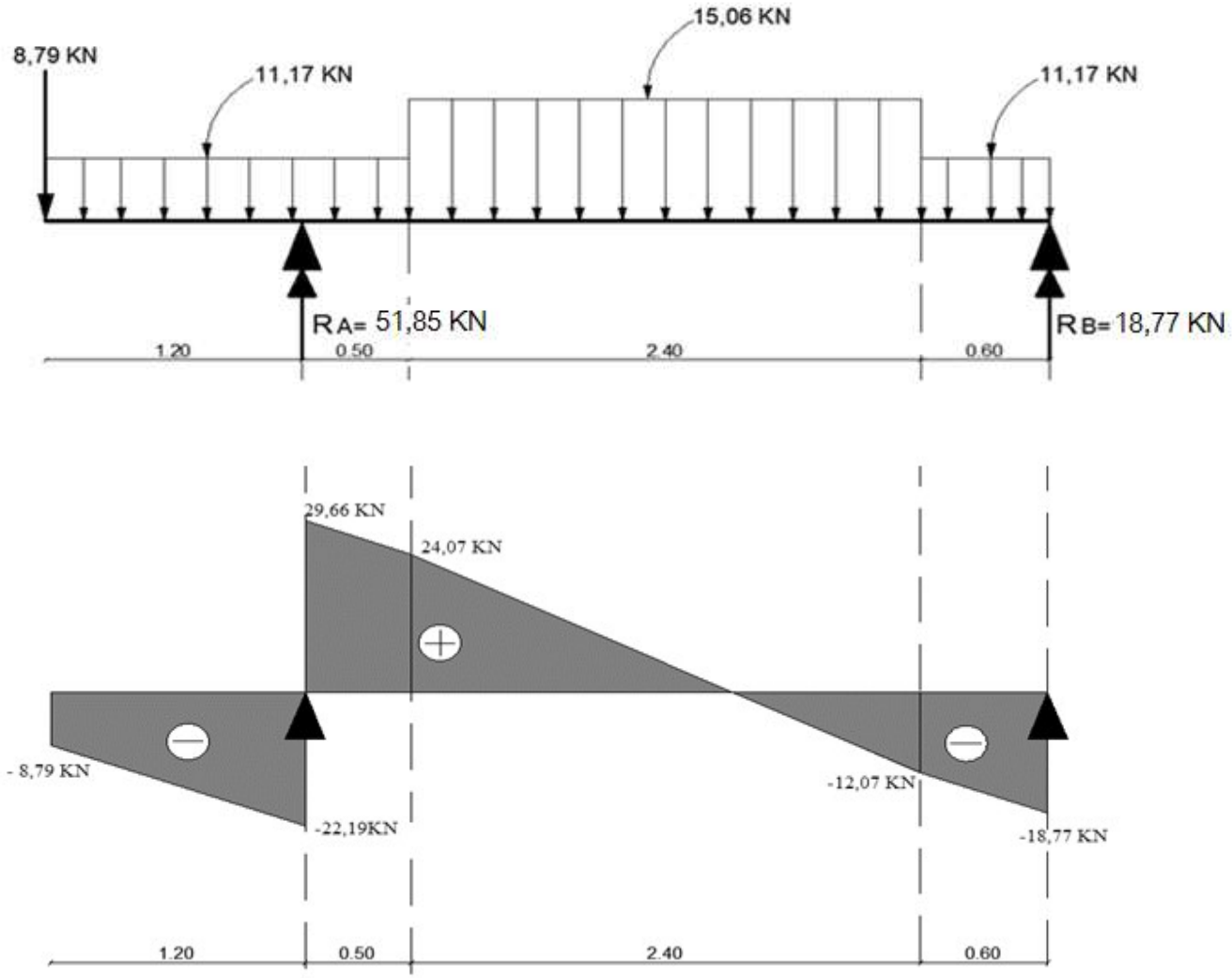


Figure III.4.4 *Diagramme des efforts tranchants à ELU.*

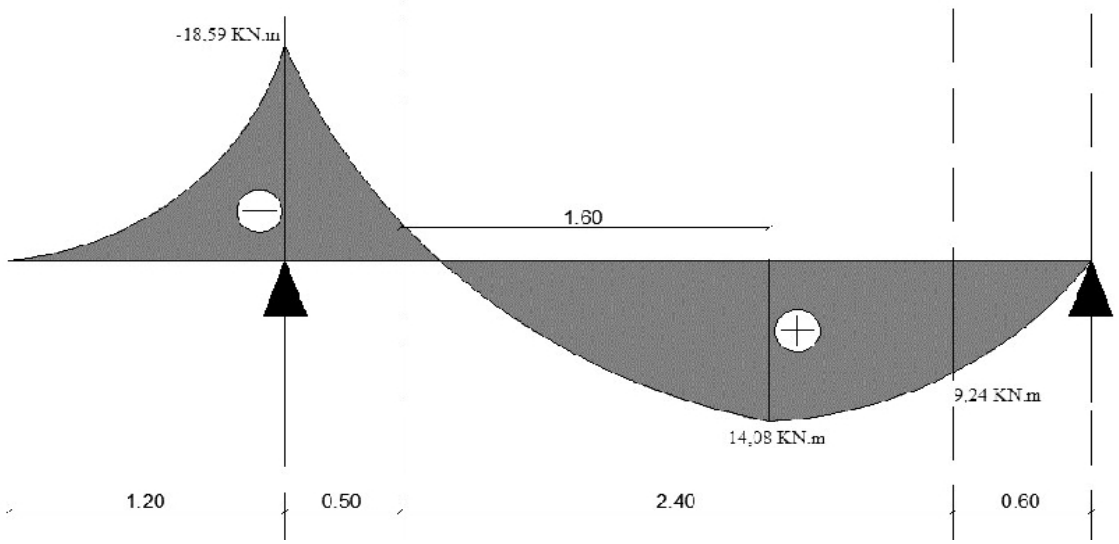


Figure III.4.5 *Diagramme des moments fléchissant à ELU.*

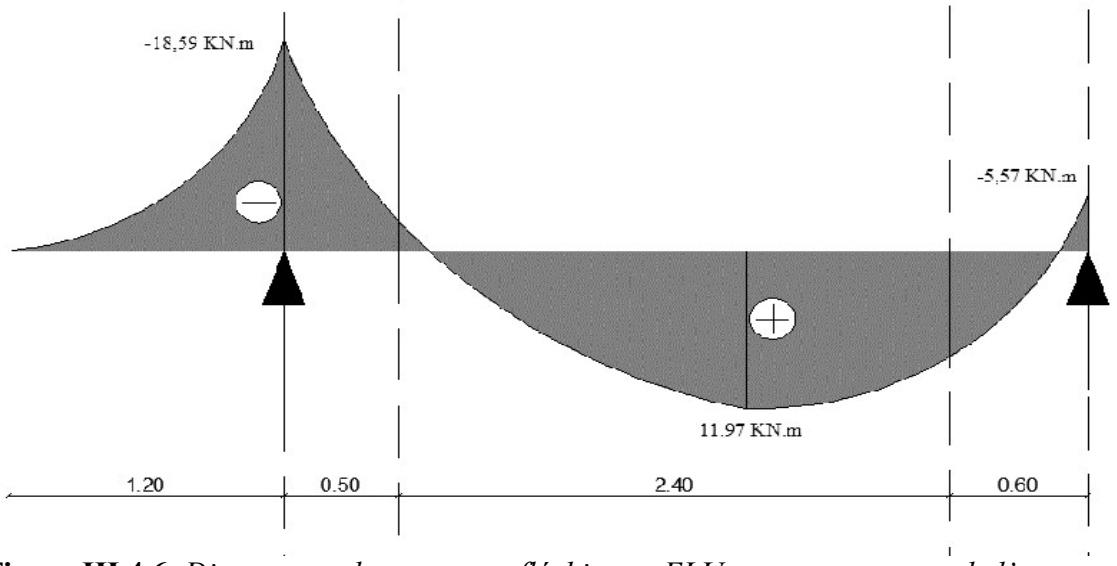


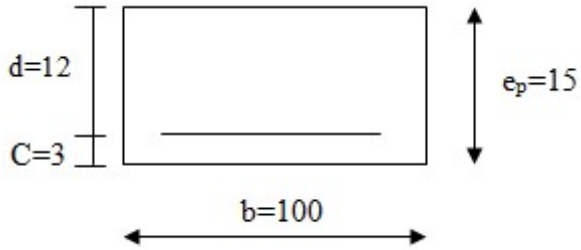
Figure III.4.6 *Diagramme des moments fléchissant ELU en tenant compte de l'encastrement partiel*

c. Le ferraillage

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***



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

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{14{,}08 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}068 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}068 \rightarrow \beta = 0{,}965$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{14{,}08 \times 10^5}{0{,}965 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 3{,}5\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 7 HA12 = 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 cm^2 . avec S_t = 15 cm

▪ **Aux appuis**

➢ ***Armatures principales***

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{18,59 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,090 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{18,59 \times 10^5}{0,995 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 4,68\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 7 HA12 = 7,9 cm^2, 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 = **7 HA10 = 5,49** cm^2 avec **S_t = 15** cm

III.4.7. 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 cm^2 > A_{min} → Condition vérifiée,
- A_t = 7,9 cm^2 > A_{min} → Condition vérifiée.

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

$$V_u^{max} = 29,66\text{KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable:

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{29,66 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,247\text{MPa}$$

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)

$$V_u^{max} = 29{,}66 \text{ KN}$$
$$\overline{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 12 \times 100 = 720 \text{ KN, avec } a = 0{,}9d$$

$$V_u^{max} = 29{,}66 \text{ KN} \leq \overline{V}_u = 720 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$A_a = 7{,}9\text{cm}^2 \quad . \quad M_u^a = -18{,}59\text{KN.m}$$

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

$$A_a = 7{,}9 \geq \frac{1{,}15}{400}\left(29{,}66 - \frac{18{,}59}{0{,}9\times12} = 0{,}080\right) \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

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 $\rightarrow$ $\Psi s = 1.5$).

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

n : Nombre de barres.

d'où :

$$\tau_{sc} = \frac{29{,}66 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 26{,}38 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1{,}04\text{MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = 1{,}45\text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1{,}45\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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, 33 cm) = 33 cm

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

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

Appuis : St = 15 cm < 45 cm
Travée : St = 15 cm < 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 **Ls = 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.4.8. VERIFICATION A L'ELS

a. Combinaison de charge à l'ELS

- **Palier**

ELS : $q_s = G + Q = (5{,}49) + (2{,}5) = 7$ KN/ml

- **La volée**

ELS : $q_s = G + Q = (8{,}375) + (2{,}5) = 10{,}88$ KN/ml

- **Charge concentrée**

ELS: $q_{Smur} = G = (6{,}51) = 6{,}51$ KN.

b. Calcul des efforts internes

- **Réactions d'appui**

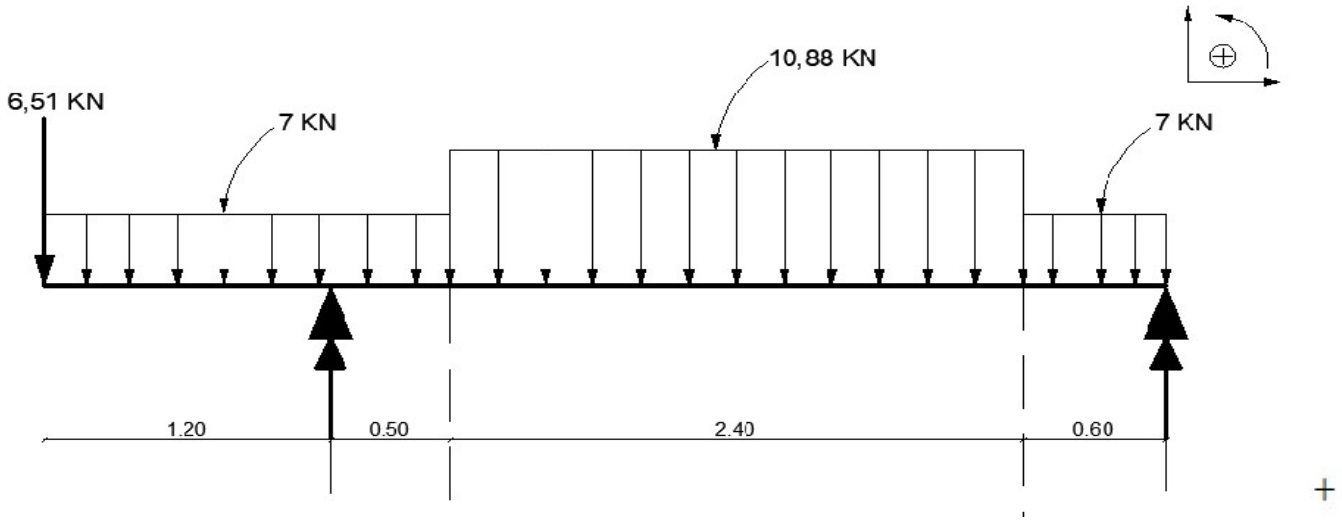


Figure III.4.7 *Schéma statique des volées à l'ELS*

D'après les formules de RDM :

$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 6{,}51 + 7 \times (1{,}20) + 7 \times (0{,}50) + 10{,}88 \times (2{,}40) + 7 \times (0{,}60) = 48{,}72\text{KN}$

$$\rightarrow R_A + R_B = 48{,}72 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 6{,}51 \times (1{,}20) + 7 \times \left(\frac{1.20^2}{2}\right) - 7 \times \left(\frac{0{,}50^2}{2}\right) - 10{,}88 \times (2.40) \times (1{,}70) - 7 \times (0{,}60) \times (3{,}20) + R_B(3{,}50) = 0$$

$$\rightarrow -7{,}81 - 5{,}04 + 0{,}875 + 44{,}40 + 13{,}44 = R_B(3{,}50)$$

$$\rightarrow R_B = \frac{45{,}86}{3{,}50} = 13{,}10 \text{ KN}$$

on a $R_A + R_B = 48{,}72 \rightarrow R_A = 48{,}72 - 13{,}10 = 35{,}62$ KN

$$\mathbf{R_A = 3\ \ ,62\ KN}$$

$$\mathbf{R_B = 13,10\ KN}$$

- **Vérification**

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow [7 \times (0{,}6)(0{,}30)] + [10{,}88 \times (2.40) \times (1{,}80)] + [7 \times (0{,}50)(3{,}25)] + [7 \times (1{,}20)(4{,}10)] + 6{,}51 \times (4{,}70) - R_A(3{,}50) = 0$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 1{,}26 + 47{,}00 + 11{,}37 + 34{,}44 + 30{,}60 = R_A(3{,}50)$$

$$\rightarrow R_A = \frac{124{,}67}{3{,}50} = 35{,}62 \text{ KN}$$

c. Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.4.4 *Efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS*

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	M_z (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1,20	$-7x-6{,}51$	$-\left(7\frac{x^2}{2}\right)-(6{,}51x)$	**0**	**6,51**	**0**
			1,20	**-14,91**	**-12,85**
0≤ x ≤ 0,50	$-7x+20{,}71$	$-\left(7\frac{x^2}{2}\right)+(20{,}71x)-12{,}85$	**0**	**+20,71**	**-12,85**
			0,50	**+17,21**	**-3,37**
0≤ x ≤ 2,40	$-10{,}88x+17{,}21$	$-\left(7\frac{x^2}{2}\right)+(17{,}21x)-3{,}37$	**0**	**+17,21**	**-3,37**
			2,40	**-8,90**	**6,60**
0≤ x ≤ 0,60	$-7x-8{,}90$	$-\left(7\frac{x^2}{2}\right)-(13{,}38x)+5{,}44$	**0**	**-8,90**	**6,60**
			0,60	**-13,10**	**0,00**

Remarque

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

- **Le moment en travée**

$$M_{Tmax}\frac{dMz(x)}{dx}=0$$

$$-10{,}88\,x+17{,}21=0 \quad \Rightarrow \quad x=\ 1{,}58 \Rightarrow M_{Tmax}=10{,}24\,KN.m$$

$$M_t=(0{,}85)M_{Umax}=(0{,}85)\times 10{,}24=-\,8{,}70\ \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_A=(-0{,}3)M_{Umax}=(-0{,}3)\times 10{,}88=-\,3{,}07\ \text{KN.m}$$

d. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

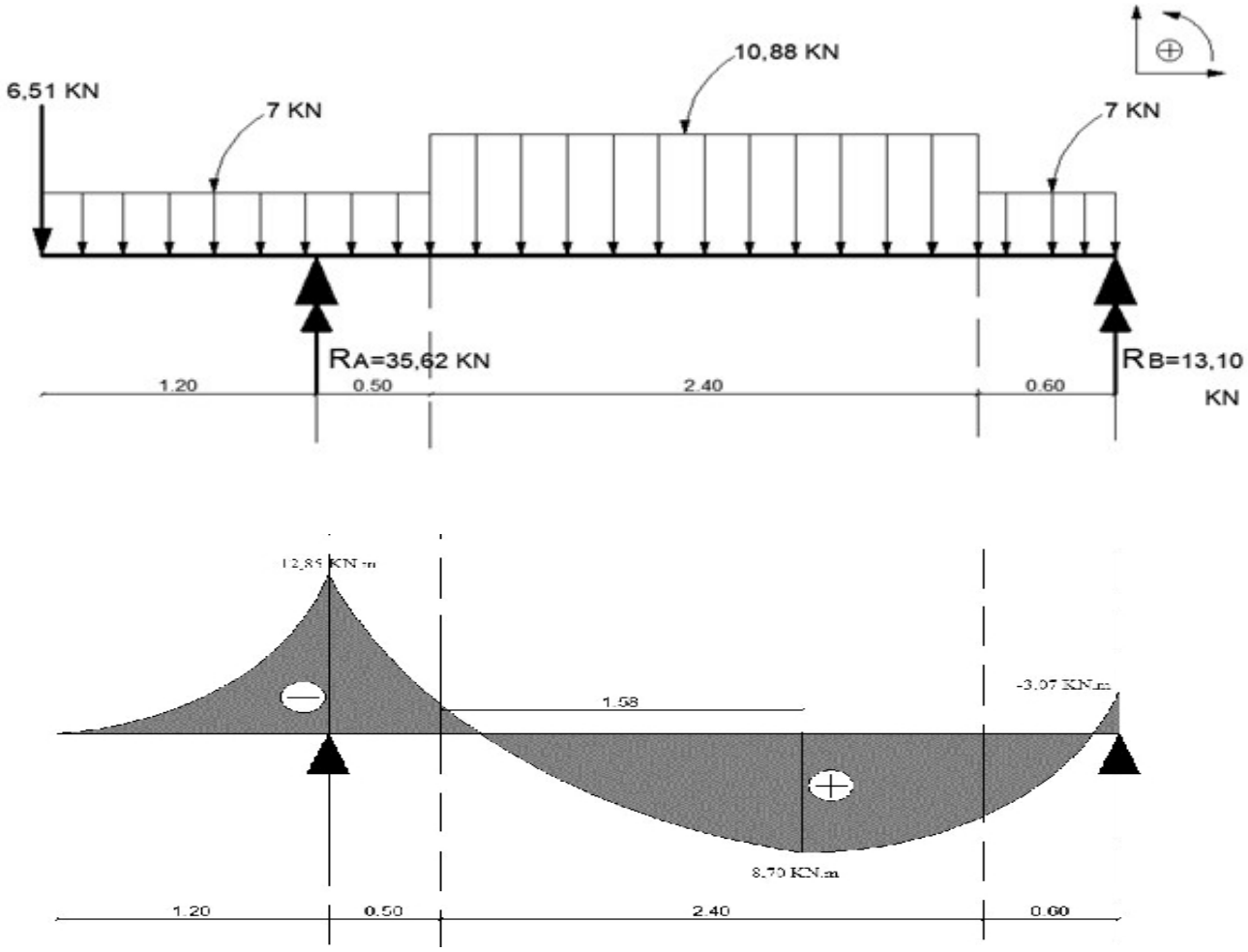


Figure III.4.8 *Diagramme des efforts tranchants à ELS*

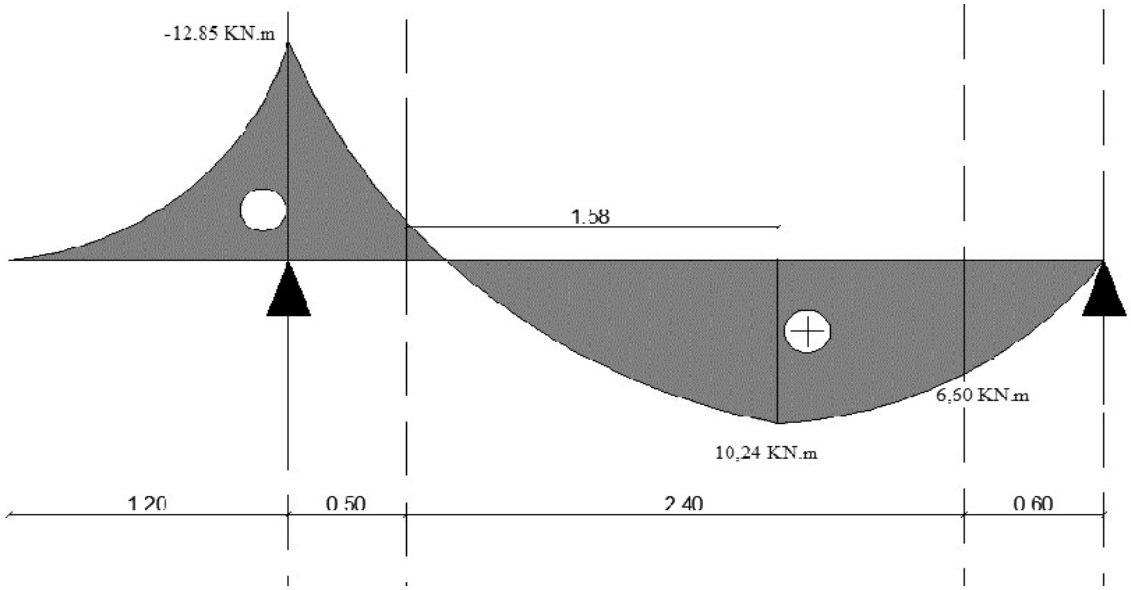


Figure III.4.9 *Diagramme des moments fléchissant à ELS*

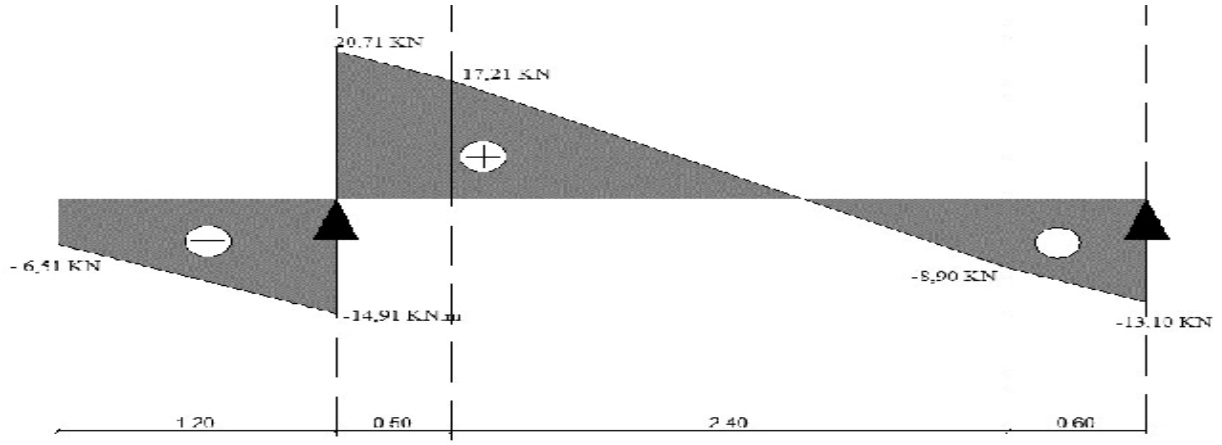


Figure III.4.10 *Diagramme des moments fléchissant ELS en tenant compte de l'encastrement partiel.*

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.

III.4.9 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 :

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

$$\sigma_s = \frac{12{,}85 \times 10^6}{0{,}881 \times 120 \times 7{,}9 \times 10^2} = 153{,}85\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{153{,}85}{27{,}02} = 5{,}69\text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5{,}69\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ **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 :

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

$$\sigma_s = \frac{8,70 \times 10^6}{0,881 \times 120 \times 7,9 \times 10^2} = 104,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{104,17}{27,02} = 3,85\text{MPa}$$

$$\begin{cases}\sigma_{bc} = 3,85\text{MPa}\\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}\end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.10 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.

III.4.11 VERIFICATION DE LA FLECHE

On peut se disposer de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases}\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}\\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}\\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}\end{cases}$$

a. Paillasse

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{2,90} = 0,051 \geq \frac{1}{16} > 0,0625 \quad \rightarrow \quad \textbf{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,051 \leq \frac{M_{ts}}{10M_{tsmax}} = \frac{8,70}{10 \times 10,24} = 0,085 \quad \rightarrow \quad \textbf{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7,9}{100 \times 12} = 0,0065 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

Vu que la 1ere condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

b. Calcul de la flèche (BAEL91, Art. B .6.5.2)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q_{max} \times l^4}{384 \times E_V \times I_0} \leq \bar{f} \quad \rightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{290}{500} = 0{,}58 \text{ mm}$$

Avec :

- $\bar{f}$: La flèche admissible
- E_V: Module de déformation différé
- I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

c. Module de déformation différé

$$E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865\text{MPa}$$

d. Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15A_t(y_2 - c)^2$$

Avec :

$$y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0}$$

B_0 Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 12) + (15 \times 7{,}9) = 1318{,}5\text{cm}^2$$

S/xx : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times (12)^2}{2} + 15 \times 7{,}9 \times 12 = 8622\text{cm}^2$$

Alors :

$$y_1 = \frac{8622}{1318{,}5} = 6{,}54\text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 6{,}54 = 8{,}46\text{cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100 \times [(6{,}54)^3 + (8{,}46)^3]}{3} + 15 \times 7{,}9 \times (8{,}46 - 3)^2$$

$$I_0 = 33040{,}07\text{cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{5\ q_{max} \times l^4}{384 \times E_V \times I_0} = \frac{10{,}88 \times (2{,}75)^4 \times 10^7}{1010818{,}865 \times 33040{,}07} = 0{,}18\text{cm} \leq \bar{f} = 0{,}55\text{cm}$$

$\mathbf{f < \bar{f}}$ $\rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.4.12 LA CONSOLE

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} > 0{,}0625 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}125 \geq \frac{M_{ts}}{10M_{tsmax}} = \frac{5{,}04}{10 \times 5{,}04} = 0{,}1 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

avec : $M_t = M_0 = M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{7 \times (1{,}20)^2}{2} = 5{,}04\text{KN.m}$

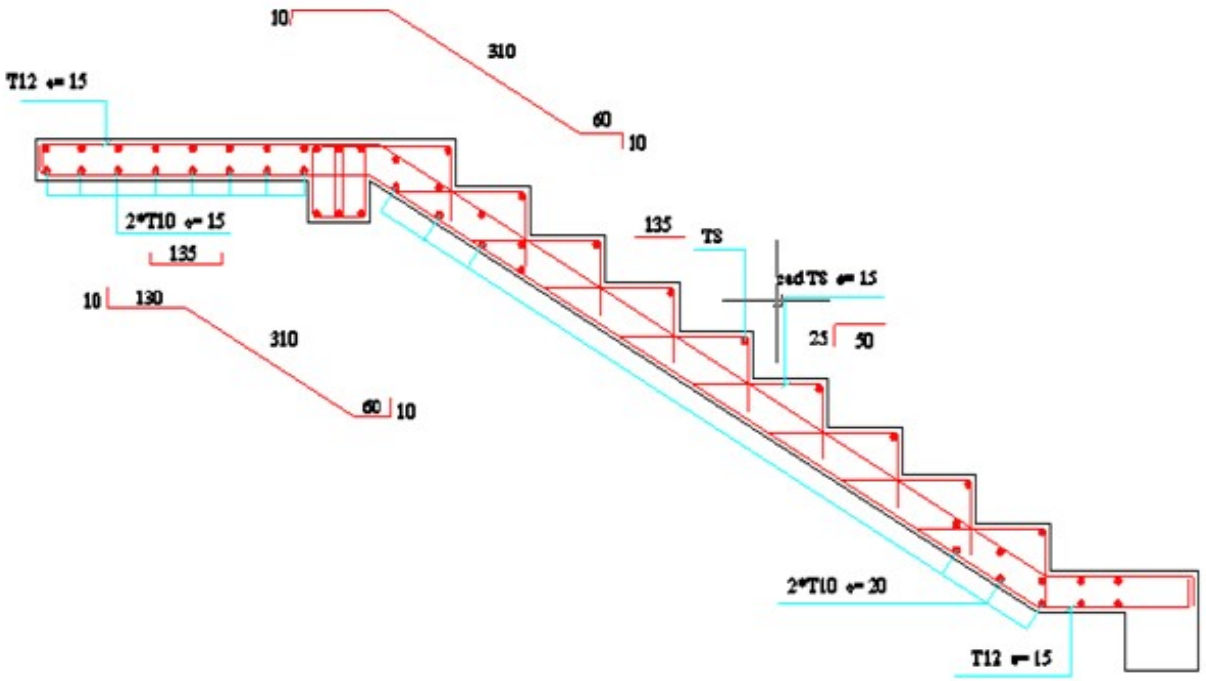
$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7{,}9}{100 \times 12} = 0{,}0065 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées.

III.4.13 PLANS DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

a. Ferraillage de 1ere volée, étages courants



b. Ferraillage de 2 ème volée, étages courants

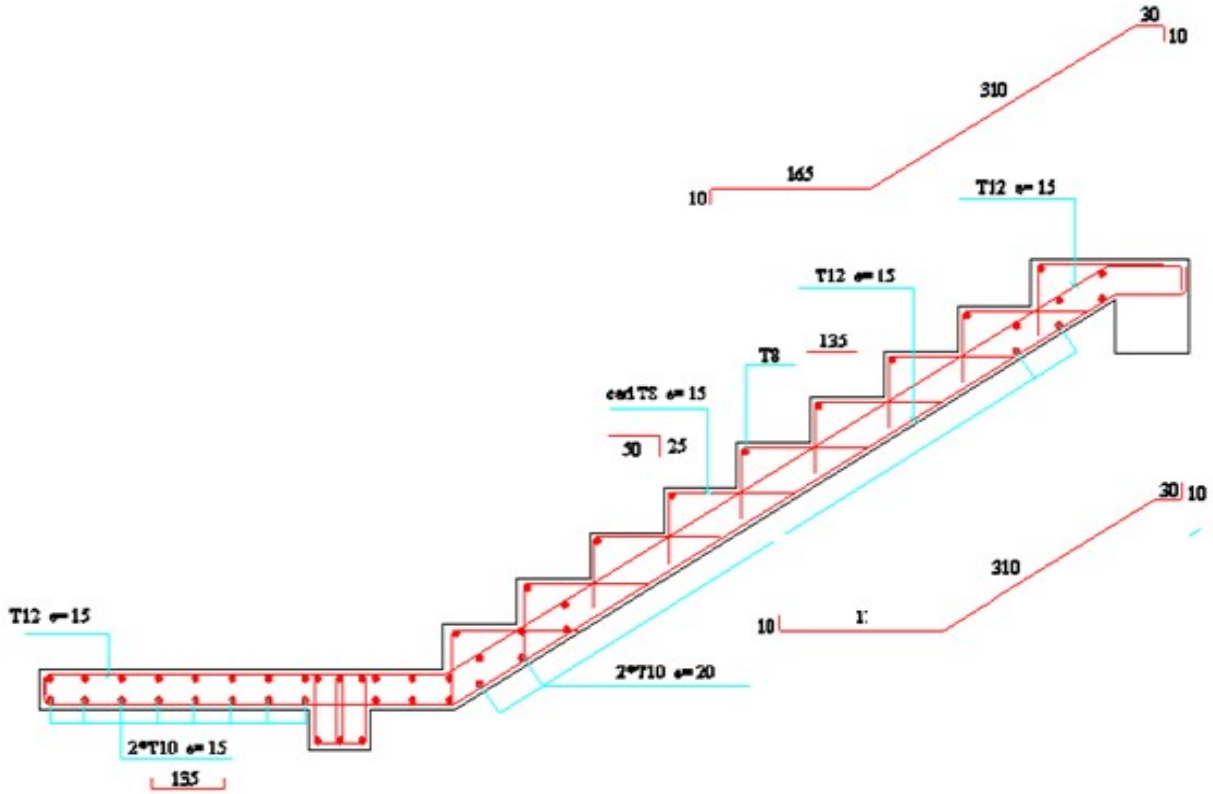


Figure. III.4.11 *Schéma de ferraillage de l'escalier*

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 **3,05** m.

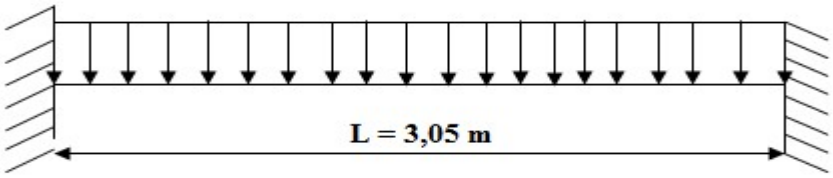


Figure III 5.1 *Schéma statique de la poutre palière*

III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT

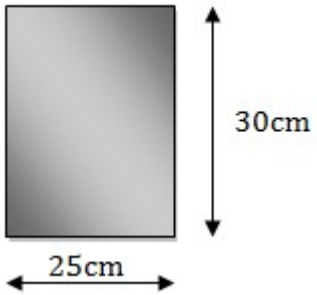
L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré $\Rightarrow$ **L= 305** cm

a. Hauteur de la poutre

Elle est donnée par :

$$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20{,}33 \leq h_t \leq 30{,}5$$

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**

  $h \geq 30$ cm $\Rightarrow$ **Condition vérifiée,**

  $b \geq 20$ cm $\Rightarrow$ **Condition vérifiée,**

  $h/b = 1{,}2 \leq 4 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc on opte pour les poutres de chaînage **(25 x 30)** cm^2.

III.5.2 CHARGE REVENANT A LA POUTRE

Poids propre de la poutre: $0{,}30 \times 0{,}25 \times 25 = 1{,}875 \mathrm{KN/ml}$

L'effort tranchant a l'appui A :

A **l'ELU : T_u=27,79** KN

A **l'ELS : T_s=19,82** KN

ELU : $q_u = 1{,}35G + \frac{T_u}{l} = 1{,}35(1{,}875) + \frac{27{,}79}{1\mathrm{ml}} = 30{,}32\ \mathrm{KN/ml}$

ELS : $q_s = G + \frac{T_s}{l} = (1{,}875) + \frac{19{,}42}{1\mathrm{ml}} = 21{,}25\ \mathrm{KN/ml}$

III.5.3 CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

a. Calcul du moment et de l'effort tranchant

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30{,}32 \times 3{,}05}{2} = 46{,}24\ \mathrm{KN}$$

- **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30{,}32 \times (3{,}05)^2}{8} = 35{,}26\ \mathrm{KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs, d'après la méthode forfaitaire :

- **En travée :** $M_t = 0{,}85M_0 = 29{,}98\ \mathrm{KN.m}$
- **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0{,}3M_0 = -10{,}58\ \mathrm{KN.m}$

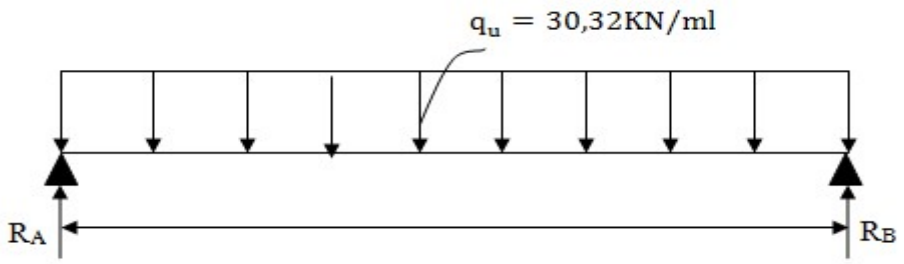


Figure III.5.2 *Schéma statique de calcul*

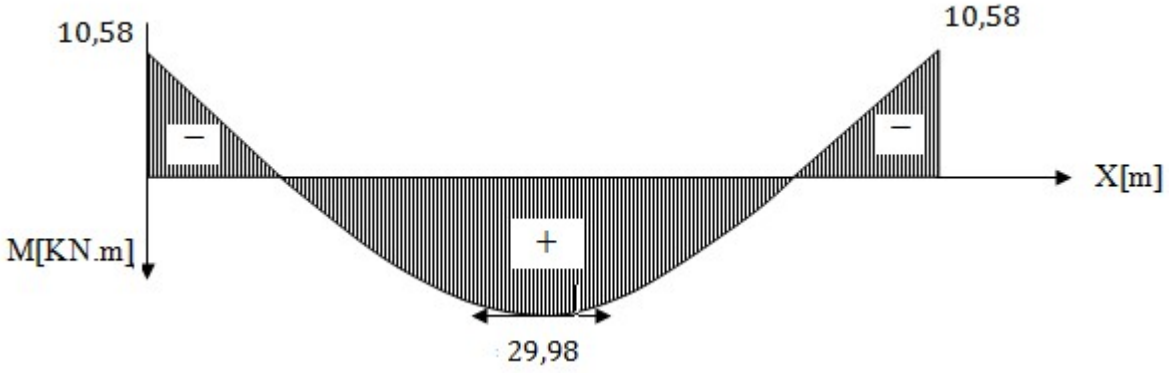


Figure III.5.3 *Diagramme des moments fléchissant*

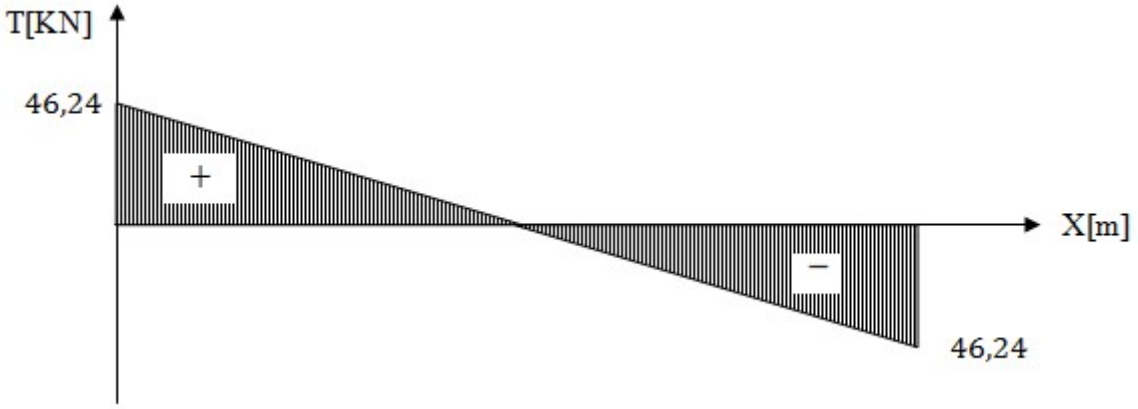


Figure III 5.4 *Diagramme des efforts tranchant*

b. Le ferraillage

Soit un enrobage : c = 3 cm 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 : **A_t = 4 T8 = 2,01** cm^2

- **Espacement**

D'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

➢ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\emptyset; 30\text{ cm}\right) = (7.5\,; 9.6; 30\text{ cm})$$

$\Rightarrow$ $S_t \leq 7{,}5$ cm On prend : $S_t = 7$ cm

➢ **Zone courante**

$$s_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{ cm}$$

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)

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

$$A_{calculée} \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 25 \times 27 \times 2{,}1}{400} = 0{,}82\text{ cm}^2$$

- $A_a = 3.39\text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}82\text{ cm}^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $A_t = 3{,}39\text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}82\text{ cm}^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification de l'effort tranchant

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0{,}10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2{,}5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{46{,}24 \times 10^3}{250 \times 270} = 0{,}685\text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0{,}685\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2{,}5\text{ MPa}$ $\Rightarrow$ **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 : $\overline{V}_u = 46{,}24\text{KN}$

$$\overline{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 27 \times 25 = 405 \text{ KN} \qquad \text{avec } a = 0{,}9d$$

$V_{max} = 46{,}24\text{KN} < \overline{V}_u = 405 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

$A_a = 3{,}39\text{cm}^2 \quad . \quad M_u^a = -10{,}58\text{KN.m}$

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

$$\frac{1{,}15}{400}\left(46{,}24 - \frac{10{,}58}{0{,}9 \times 27} = 0{,}131\right) \Rightarrow$$ **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),

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 11{,}304$ cm.

N : Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{46{,}24 \times 10^3}{0{,}9 \times 270 \times 11{,}304 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1{,}683 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = 1{,}683 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa}\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1{,}683\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \Rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

- **La longueur de scellement**

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

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6{\Psi_s}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ 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 = 16,932 cm On adoptera L_c =17 cm

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

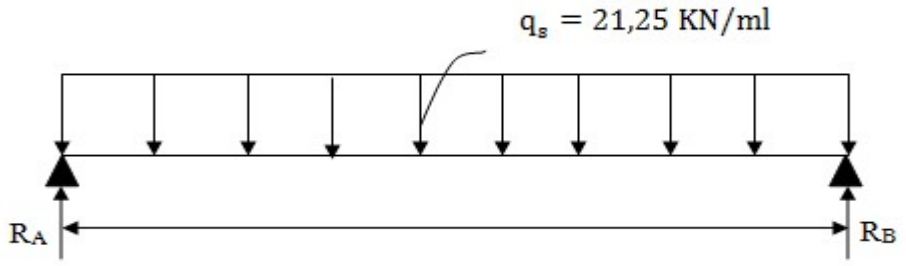


Figure III.5.5 *Schéma statique de calcul*

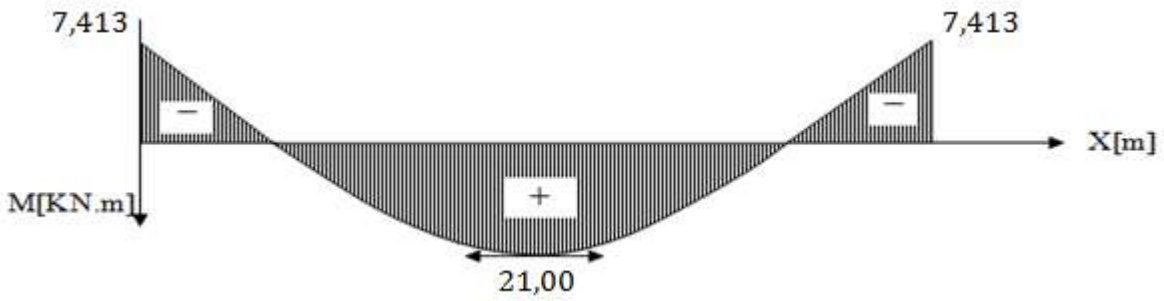


Figure III.5.6 *Diagramme des moments fléchissant*

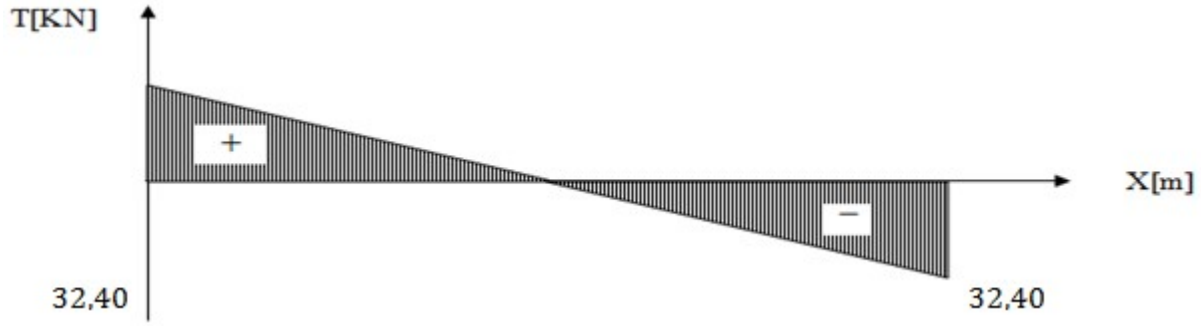


Figure III.5.7 *Diagramme de l'effort tranchant*

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 :

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

$$\sigma_s = \frac{21{,}00 \times 10^6}{0{,}893 \times 270 \times 3{,}39 \times 10^2} = 256{,}92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{256,92}{31,73} = 8,10 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 8,10\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t2}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\} = \min\{266,66\ ;\ 201,63\}$$

$$\sigma_{st} = 90,69\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

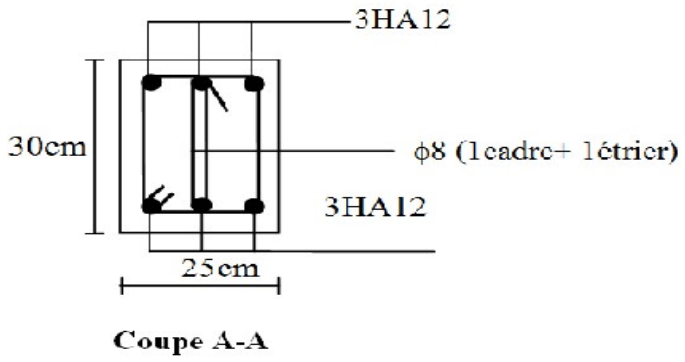
$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{305} = 0,098 > 0,0625 & \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée,} \\ \frac{h}{L} = 0,098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21,00}{10 \times 24,71} = 0,084 & \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée,} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < 0,0105 & \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Conclusion

Le ferraillage de la porte palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
  - **3 HA12** en travée
  - **3 HA12** aux appuis
- **Armatures transversales**
  - 01 cadre et 01 étrier en **4 HA8**.



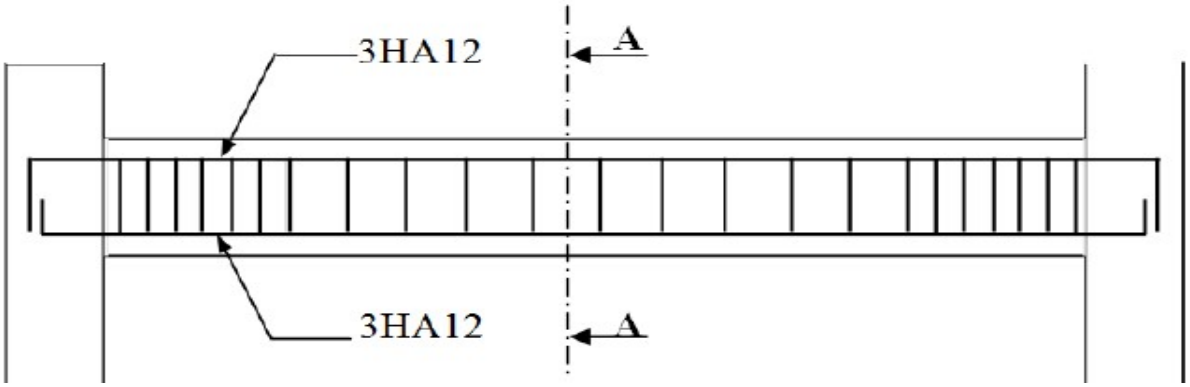


Figure III.5.8 *Schémas de ferraillage de la poutre palière*

CHAPITRE III

III.6 ETUDE DE LA DALLE PLEINE

La dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

III.6.1 DETERMINATION DE L'EPAISSEUR DE PANNEAU

$$\mathbf{h_t} \geq \frac{\mathbf{l_x}}{\mathbf{30}} = \frac{295}{30} = 9{,}83 \text{ cm}$$

$\mathbf{h_t}$: doit être au moins égale a **12** cm **(RPA99** version **2003)**

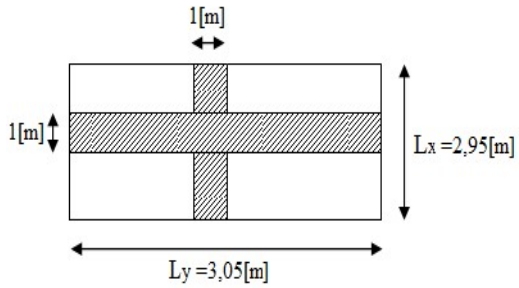
Soit **:** $\mathbf{h_t = 15}$ cm

Le calcul des efforts se fera en appliquant la méthode exposée dans le **BAEL 91**.

Soient $\mathbf{l_x}$ et $\mathbf{l_y}$ les distances mesurées entre nus d'appuis et « **q** » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

On définit :



$$\boldsymbol{\rho} = \frac{\mathbf{l_x}}{\mathbf{l_y}} = \frac{295}{305} = 0{,}97$$

l_x, l_y : dimensions de la dalle avec $l_x \leq l_y$

$0{,}4 \leq \rho = 0{,}97 \leq 1 \quad \Rightarrow$ **Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.**

- $\mathbf{M_x = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2}$
- $\mathbf{M_y = \mu_y \times M_x}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ,

$$\textbf{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0{,}0393 \\ \mu_y = 0{,}934 \end{cases} \qquad \upsilon = 0$$

Donc : $\rho = 0{,}97 \quad \Rightarrow$

$$\textbf{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0{,}0467 \\ \mu_y = 0{,}954 \end{cases} \qquad \upsilon = 0{,}2$$

$\boldsymbol{\mu_y \leq 1}$: ce qui signifie que le moment le plus important est dans le sens de la petite portée et par conséquent, la direction parallèle aux petits cotées sera la plus armée. Ce résultât qui peut paraître surprenant (on a tendance à vouloir mettre plus d'acier si la portée est plus grande) vient du fait que la part des charges transmises dans la direction de la grande portée.

III.6.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes

Tableau III.6.1 *Charges permanentes revenant au panneau*

Charges permanentes Uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
La Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
Poids total			**G=5,35**

b. Surcharge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m²

Remarque : le calcul se fera pour une bande de **1** m.

c. Combinaison de charge

- **A l'ELU** : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(5{,}35) + 1{,}5(2{,}5) = 10{,}98\ \mathrm{KN/ml}$,
- **A l'ELS** : $q_s = G + Q = (5{,}35) + (2{,}5) = 7{,}85\ \mathrm{KN/ml}$.

III.6.3 CALCUL A L'ELU

a. Calcul des moments

$$M_x^u = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2 = 0{,}0393 \times 10{,}98 \times (2{,}95)^2 = 3{,}76\ \mathrm{KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0{,}934 \times 3{,}76 = 3{,}51\ \mathrm{KN.m}$$

- **Correction des moments**

- **En travée** $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85M_x^u = 0{,}85 \times 3{,}76 = 3{,}20\ \mathrm{KN/m}, \\ M_y^t = 0{,}85M_y^u = 0{,}85 \times 3{,}51 = 2{,}98\ \mathrm{KN/m}. \end{cases}$

- **Aux appuis** $\begin{cases} M_x^a = 0{,}3\ M_x^u = 0{,}3 \times 3{,}76 = 1{,}13\ \mathrm{KN/m}, \\ M_y^a = 0{,}3\ M_y^u = 0{,}3 \times 3{,}51 = 1{,}053\ \mathrm{KN/m}. \end{cases}$

b. Ferraillage

- ***En travée***

➢ **Sens de la petite portée (Sens XX)**

$d_x = h_t - 2cm = 15 - 2 = 13cm$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{3{,}20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}014 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$\mu_b = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta..(d_x)(f_e/\gamma_s)} = \frac{3{,}20 \times 10^5}{0{,}993 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}71\ cm^2$$

Nous adopterons : **5HA10= 3,92** cm^2. Avec $\mathbf{S_t}$ **= 20** cm.

➢ **Sens de la grande portée (Sens YY)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{2{,}98 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}014 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$\mu_b = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta(d_y)..\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{2{,}98 \times 10^5}{0{,}993 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}72\ cm^2$$

Nous adopterons : **5HA10= 3,92** cm^2, avec $\mathbf{S_t}$ **= 20** cm

- ***Aux appuis***

➢ **Sens de la petite portée (sens XX)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{1{,}053 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}004 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$\mu_b = 0{,}004 \rightarrow \beta = 0{,}998$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).(f_e/\gamma_s)} = \frac{1{,}051 \times 10^5}{0{,}998 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}25\ cm^2$$

Nous adopterons : **5HA10= 3,92** cm^2, avec $\mathbf{S_t}$ **= 20** cm.

➢ **Sens de la grande portée (sens YY)**

On adopte le même ferraillage que celui du sens (x-x)soit **5HA10** avec $\mathbf{S_t}$ **= 20** cm.

III.6.4 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à l_x**

$$w_x = w_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec :

- A_{min} : Section minimale d'armatures,
- S : section totale du béton,
- W_0 : taux d'armatures dans chaque direction (acier HA FeE400) $\Rightarrow$ $w_0 =$ 0,8‰.

$$w_x = 0{,}0008 \times \left[\frac{(3-0{,}97)}{2}\right] = 0{,}000812$$

$$A_{min} = 0{,}000812 \times (100) \times (15) = 1{,}22\ cm^2.$$

$A_{adp} = 3{,}92\ cm^2 > A_{min} = 1{,}22\ cm^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures parallèles à l_y**

$$A_{min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0{,}8 \times 10^{-3} = 1{,}2\ cm^2$$

$A_{adp} = 3{,}92cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification de l'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07 \times \frac{f_{c2}}{\gamma_b} = 1{,}17\ MPa$$

$$V_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{10{,}98 \times 3{,}05}{2} = 16{,}74\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_y^u}{bd} = \frac{16{,}74 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}14\ MPa$$

On a : $\tau_u = 0{,}14\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1{,}17\ MPa$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

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

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

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

Avec :

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

Ψs : Coefficient de scellement (acier haute adhérence Ψs =1.5),

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1{,}0 = 15{,}7$ cm,

n : Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{16{,}74 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 15{,}7 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0{,}99 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = 0{,}99 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa}\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0{,}99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entrainement des barres.

d. Longueur de scellement

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

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6{\Psi_s}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa

$$L_s = \frac{1{,}0 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253** modifiée **99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0,4Ls** pour les aciers **H.A.**

Lc = 0,4Ls = 0,4× 35,27 = 14,11 cm On adoptera Lc =**15** cm

e. Diamètre minimal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que:

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\emptyset = 10\text{mm} < \emptyset_{max} = \mathbf{15}$ 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 (3h, 33cm) = 33 cm,

Direction perpendiculaire : $S_t \leq$ min (4h, 45cm) = 45 cm.

- **Sens xx**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 33 cm,
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 45 cm.

- **Sens yy**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 33 cm,
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 45 cm.

III.6.5 VERIFICATION A L'ELS

a. Calcul des efforts

$$q_s = 7{,}85 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0{,}97 \qquad \text{et} \begin{cases} \mu_x = 0{,}0467 \\ \mu_y = 0{,}954 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2 = 0{,}0467 \times 7{,}85 \times (2{,}95)^2 = 3{,}19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0{,}954 \times 3{,}19 = 3{,}04 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $\mathbf{M}_z^{max}$ par des coefficients réducteurs. On obtient ainsi les moments suivants :

- **En travée** $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85 \times 3{,}19 = 2{,}71 \text{ KN/m}, \\ M_y^t = 0{,}85M_y = 0{,}85 \times 3{,}04\text{KN} = 2{,}6 \text{ KN/m}. \end{cases}$

- **Aux appuis** $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0{,}3M_x = 0{,}3 \times 3{,}19 = 0{,}96 \text{ KN/m}, \\ M_y^a = 0{,}3M_y = 0{,}3 \times 3{,}04\text{KN} = 0{,}91 \text{ KN/m}. \end{cases}$

Pour une section rectangulaire b = 100 **cm** et h = **15** cm.

b. État limite de résistance à la compression du béton

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}.$$

- **Sens xx** : $A_a = A_t = 3{,}92\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 13} = 0{,}30 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}913 \\ K_1 = 42{,}47 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{2{,}6 \times 10^6}{0{,}913 \times 130 \times 3{,}92 \times 10^2} = 55{,}88\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{55{,}88}{42{,}47} = 1{,}31\ MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1{,}31 MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Sens yy** : $A_a = A_t = 3{,}92\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 12} = 0{,}32 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}911 \\ K_1 = 41{,}18 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{2{,}71 \times 10^6}{0{,}911 \times 120 \times 3{,}92 \times 10^2} = 63{,}24\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{63{,}24}{41{,}18} = 1{,}51\ MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1{,}51\ MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

c. 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 à l'état limite d'ouverture des fissures.

d. 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 :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle,
- M_{tx} : Moment en travée 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 1 m.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{295} = 0{,}0508 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{2{,}71}{20 \times 3{,}19} = 0{,}042 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}, \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3{,}92}{100 \times 12} 0{,}0032 < \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}. \end{cases}$$

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

e. Conclusion

Le ferraillage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**

  5HA10 (sens x-x), **S_t=20** cm,
  5HA10 (sens y-y), **S_t =20** cm.

- **En appuis**

  5HA10 (sens x-x), **S_t =20** cm,
  5HA10 (sens y-y), **S_t =20** cm.

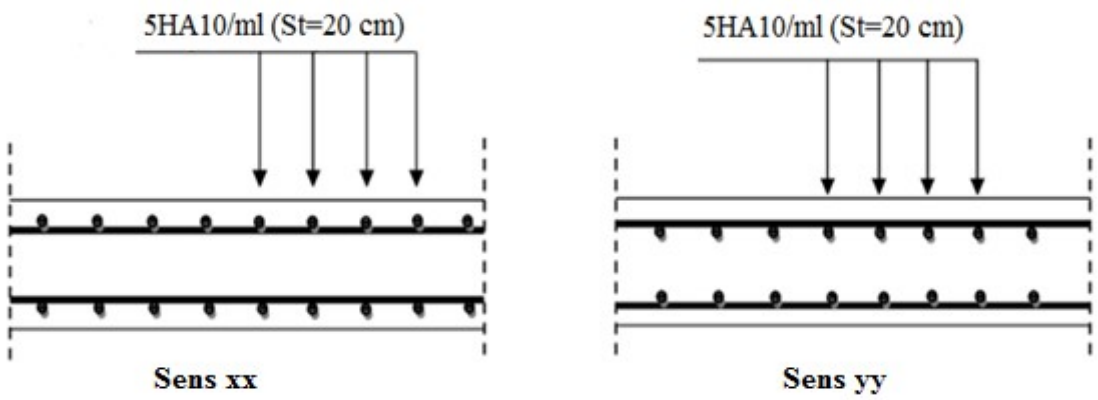


Figure III.6.1 *Ferraillage de la dalle pleine*

CHAPITRE III

III.7 CALCUL DE LA SALLE MACHINE

III.7.1 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 : **(1.50× 1.80)** 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, 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.7.2 DIMENSIONNEMENT

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

$\mathbf{h_t}$: doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**) → Soit $\mathbf{h_t = 15}$ cm.

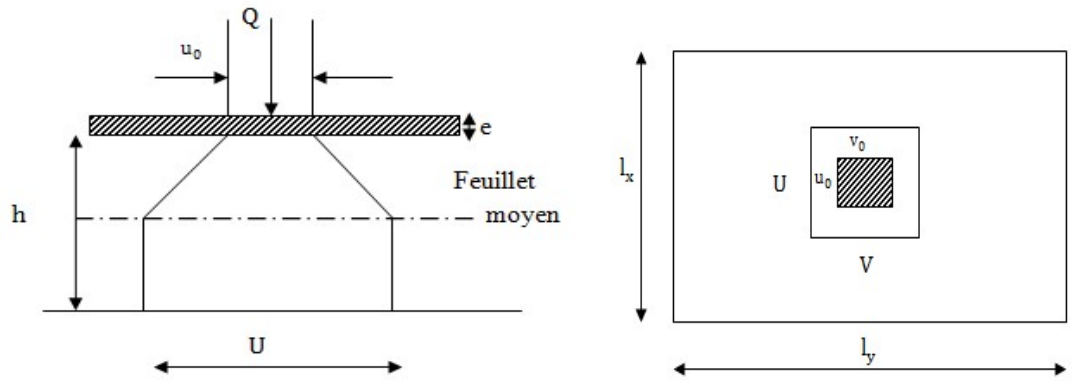


Figure III.7.1 Diffusion *des charges dans le feuillet moyen*

$$U = u_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm},$$
$$V = v_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}.$$

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, $\xi = 1.0$,
- $U \times V$: 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.7.3 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

a. A L'ELU

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$ (Charge uniformément repartie sur une bonde de 1 m.)
$P_u = 1{,}35P$ (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 :

$$q_u = 1{,}35 \times 4{,}85 + 1{,}5 \times 1 = 8{,}05 \text{ KN/ml}$$
$$P_u = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5 KN$$

b. A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85 \text{ KN/ml}$$
$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.7.4 CALCUL DES MOMENTS

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_X^1 = p_u(M_1 + \upsilon M_2)$$
$$M_y^1 = p_u(M_2 + \upsilon M_1)$$

M_1 et M_2 : coefficients données 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 $\begin{cases} \upsilon = 0 & \text{à L'ELU} \\ \upsilon = 0{,}2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{180} = 0{,}83 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{150} = 0{,}7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0{,}58 \end{cases} \rightarrow \text{aprés interpolationl} \begin{cases} M_1 = 0{,}0828 \\ M_2 = 0{,}0566 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_X^1 = 121{,}5(0{,}0828 + 0) = 10{,}06 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = 121{,}5(0{,}0566 + 0) = 6{,}88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $M_X^2 = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_y^2 = \mu_y \times M_X^2$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ.

- **à l'ELU** → $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0531 \\ \mu_y = 0{,}649 \end{cases}$ $\upsilon = 0$

Donc : $\rho = 0{,}83$

- **à l'ELS** → $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0500 \\ \mu_y = 0{,}750 \end{cases}$ $\upsilon = 0{,}2$

$$\begin{cases} M_X^2 = 0{,}0531 \times 8{,}05 \times (1{,}5)^2 = 0{,}96 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0{,}649 \times 0{,}96 = 0{,}62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^u = M_X^1 + M_X^2 = 10{,}06 + 0{,}96 = 11{,}02 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 6{,}88 + 0{,}62 = 7{,}5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Correction des moments

- **En travée** → $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85 M_X^u = 0{,}85 \times 11{,}02 = 9{,}37 \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85 M_y^u = 0{,}85 \times 7{,}5 = 6{,}38 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** → $\begin{cases} M_x^a = 0{,}3 M_X^u = 0{,}3 \times 11{,}02 = 3{,}31 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0{,}3 M_y^u = 0{,}3 \times 7{,}5 = 2{,}25 \text{ KN/m} \end{cases}$

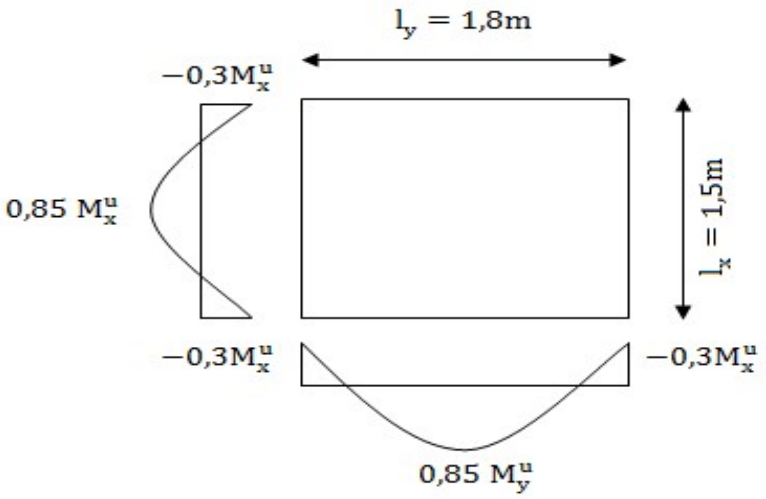


Figure III.7.2 *les moment dans les deux sens(l_x,l_y).*

III.7.5 FERRAILLAGE

a. En travée

- **Sens de la petite portée (sens xx)**

$$d_x = h_t - 2cm = 13cm$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{9,37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée(SSA).**

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

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta..(d_x)(f_e/\gamma_s)} = \frac{9,37 \times 10^5}{0,980 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 2,11\ cm^2$$

Nous adopterons : 5HA12 = 5,65 cm^2, avec S_t = **20** cm

- **Sens de la grande portée (sens yy)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{6,38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta(d_y)..\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{6,38 \times 10^5}{0,984 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,42\ cm^2$$

Nous adopterons : 5HA12= 5,65 cm^2, avec S_t = **20** cm.

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$$

b. Aux appuis

- **Sens de la petite portée (Sens xx)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{3,31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).(f_e/\gamma_s)} = \frac{3,31 \times 10^5}{0,993 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,74\ cm^2$$

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.7.6 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à l_x**

$$w_x = w_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec :

- A_{min}: section minimale d'armatures.
- Amin : section minimale d'armatures,
- S : Section totale du béton,
- W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400) $\rightarrow w_0 = 0{,}8‰$.

$$w_x = 0{,}0008 \times \left[\frac{(3-0{,}83)}{2}\right] = 0{,}000868$$

$$A_{min} = 0{,}000868 \times (100) \times (15) = 1{,}302\ cm^2$$

$A_{adp} = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 1{,}302\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures parallèles à l_y**

$$A_{min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0{,}8 \times 10^{-3} = 1{,}2\ cm^2$$

$A_{adp} = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2 \Rightarrow$ **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 :

$$p_u \leq 0{,}045\mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.

$p_u = 121{,}5\ KN$

$\mu_c = 2(U+V) = 2(1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2\ m$

$P_u = 121{,}5\ KN < 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25\times10^3}{1{,}5} = 472{,}5\ KN \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a U = V
Donc :
Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P}{(3U)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **La longueur de scellement**

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

Avec : $\tau_{se} = 0,6{\Psi_s}^2 \times f_{t2} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Lc = 0,4Ls = 0,4× 42,32 = 16,92 cm On adoptera Lc =17 cm.

c. Diamètre minimal des barres (BAEL91modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ m}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

d. 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 : $S_t \leq \min \leq (3h, 33 \text{ cm}) = 33$ cm,
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min$ (4h, 45 cm) =45 cm.

- **Sens xx**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 33 cm.
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 45 cm,
- **Sens yy**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$cm $\leq$ 33 cm.
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 45 cm,

III.7.7 VERIFICATION A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

a. Calcul des moments

- **Moment dû au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau :

$$M_X^1 = p_s(M_1 + \upsilon\, M_2)$$

$$M_y^1 = p_s(M_2 + \upsilon\, M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients données 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 a L'ELS $\rightarrow$ $\upsilon = 0.2$

$$\begin{cases} \rho = \dfrac{l_x}{l_y} = \dfrac{150}{180} = 0{,}83 \\ \dfrac{U}{l_x} = \dfrac{105}{150} = 0{,}7 \\ \dfrac{V}{l_y} = \dfrac{105}{180} = 0{,}58 \end{cases} \rightarrow \text{aprés interpolationl} \begin{cases} M_1 = 0{,}0828 \\ M_2 = 0{,}0566 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_X^1 = 90 \times (0{,}0828 + 0{,}2 \times 0{,}0566) = 8{,}471 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = 90 \times (0{,}0566 + 0{,}2 \times 0{,}0828) = 6{,}58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle pleine**

Dans le sens L_X :$M_X^2 = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2$

Dans le sens L_X :$M_y^2 = \mu_y \times M_X^2$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ.

Donc : $\rho = 0{,}83 \rightarrow$ ELS $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0500 \\ \mu_y = 0{,}750 \end{cases}$ $\upsilon = 0{,}2$

$$\begin{cases} M_X^2 = 0{,}0500 \times 5{,}85 \times (1{,}5)^2 = 0{,}66 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0{,}750 \times 0{,}66 = 0{,}5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x^s = M_X^1 + M_X^2 = 8{,}47 + 0{,}66 = 9{,}13 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_y^1 + M_y^2 = 6{,}58 + 0{,}50 = 7{,}08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

➢ **En travée** → $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85\, M_X^s = 0{,}85 \times 9{,}13 = 7{,}76 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85 M_y^s = 0{,}85 \times 7{,}08 = 6{,}02 \text{ KN/m} \end{cases}$

➢ **Aux appuis** → $\begin{cases} M_x^t = 0{,}3\, M_X^s = 0{,}3 \times 9{,}13 = 2{,}74 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0{,}3\, M_y^s = 0{,}3 \times 7{,}08 = 2{,}12 \text{ KN/m} \end{cases}$.

b. État limite de résistance à la compression du béton

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

Avec : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

- **Sens xx :** $\mathbf{A_a = A_t = 5{,}65}$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 13} = 0{,}43 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}900 \\ K_1 = 35{,}00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7{,}76 \times 10^6}{0{,}900 \times 130 \times 5{,}65 \times 10^2} = 117{,}39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{117{,}39}{35{,}00} = 3{,}35 \text{ MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3{,}35 \text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens yy :** $\mathbf{A_a = A_t = 5{,}65}$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 12} = 0{,}47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}896 \\ K_1 = 33{,}08 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{6{,}02 \times 10^6}{0{,}896 \times 120 \times 5{,}65 \times 10^2} = 99{,}09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{99{,}09}{33{,}08} = 2{,}99 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2{,}99\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

c. 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 à l'état limite d'ouverture des fissures.

d. 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 :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

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 1 m.
- A_x: Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0{,}1 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{7{,}76}{20 \times 9{,}13} = 0{,}042 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{5{,}65}{100 \times 12} = 0{,}0047 < \frac{2}{f_e} = 0{,}005 & \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

e. Conclusion

Le ferraillage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**
  - 5HA12 (sens x-x), S_t=20 cm
  - 5HA12 (sens y-y), S_t =20 cm
- **En appuis**
  - 5HA12 (sens x-x), S_t =20 cm
  - 5HA12 (sens y-y), S_t =20 cm

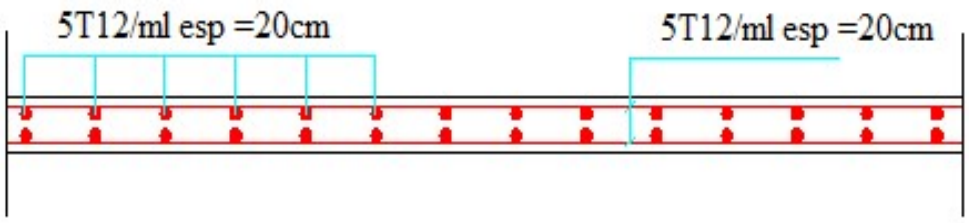


Figure III.7.3 *Ferraillage de dalle pleine de la salle machine.*

CHAPITRE IV

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

IV.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL (RPA99 modifié 2003, Art 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 LA METHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :
Zone II et Groupe d'usage **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à **7** niveaux ou 23m.

Alors : La condition n'est pas satisfaite car notre bâtiment a une hauteur de **24.48** m (**RPA 99** modifié **2003, art 4.1.2**).

IV.2.2 LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (**RPA 99** modifié **2003, art 4.1.3**).

Conclusion : Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

a. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

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 (Art 4.1.3).** 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.

IV. 3 MODELISATION

IV.3.1 INTRODUCTION

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.
En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres programmes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).
ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3.3 RAPPEL (TERMINOLOGIE)

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Loads : charge
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.3.4 MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

Figure IV.1 *Icône d'ETAB*

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK.**

Figure IV.2 *fenêtre de dialogue*

IV.3.5 ETAPES DE MODELISATION

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 de données dans ETABS, en bas à droite de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

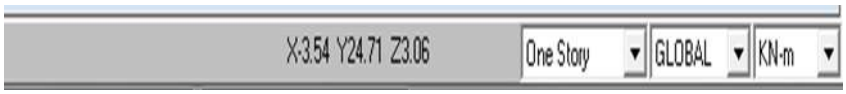


Figure IV.3 *Choix des unités*

- **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 **deffault.edb**

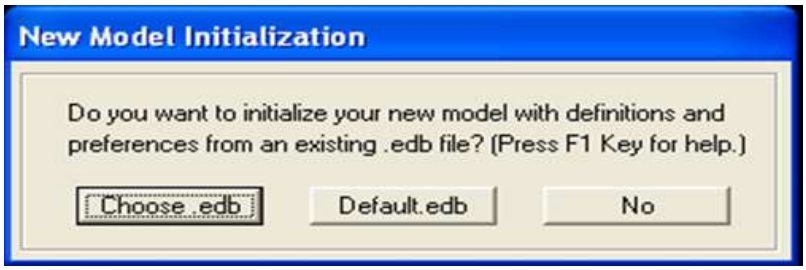


Figure IV.4 *choix de géométrie de base*

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.

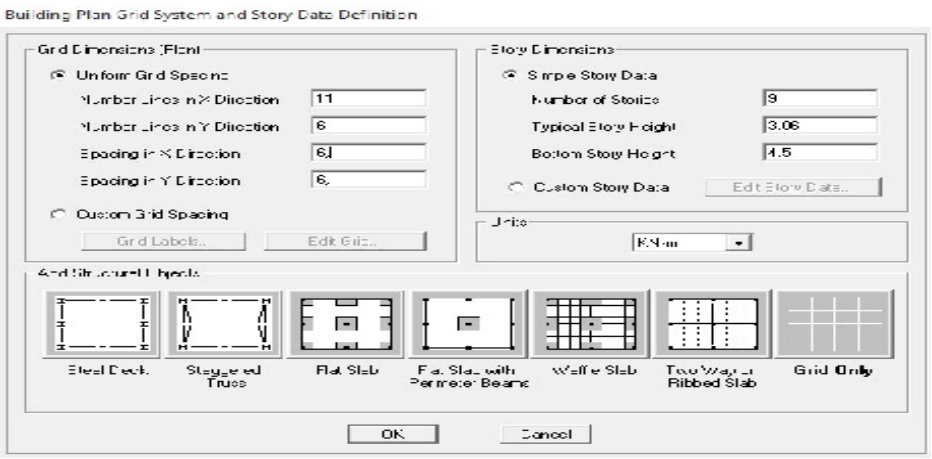


Figure IV.5 *Introduction des lignes de grille*

On introduit le nombre de portiques suivant x-x et suivant y-y.

On clique sur **Custom Grid Spacing** et la fenêtre suivante s'affiche :

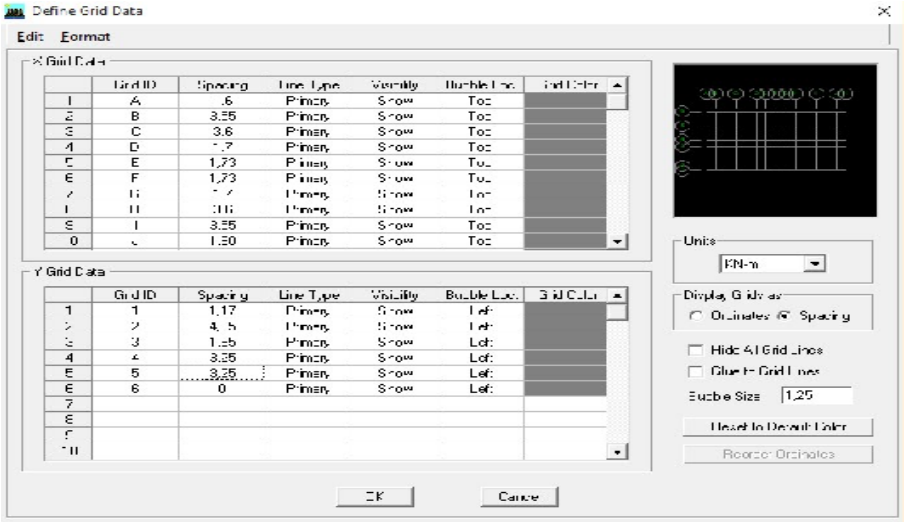


Figure IV.6 *Introduction des distances selon x-x et y-y*

- 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 .**

On introduit le nombre des niveaux, on clique sur **simple story data** et on remplie la case **Number of Story** puis en couche **Custom Story Data** après **Edit Story Data.**

La fenêtre suivante s'affiche :

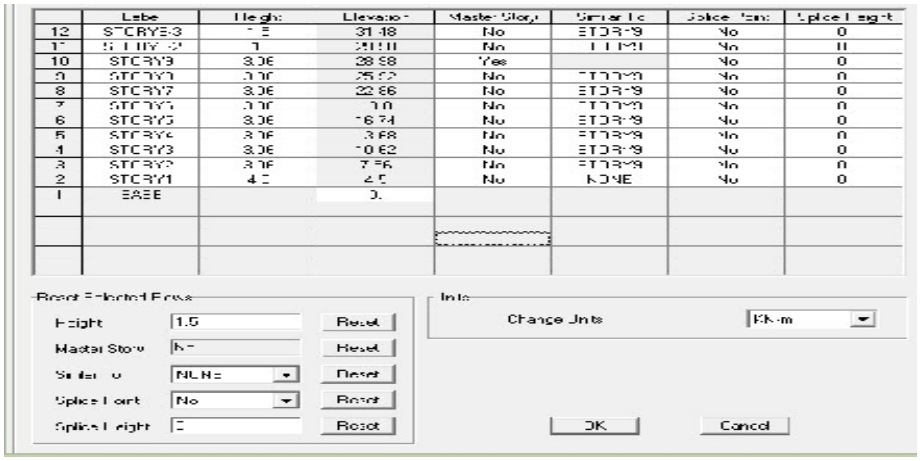


Figure IV.7 *Introduction des hauteurs selon les différents étages*

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a. Puis **ok.**
A la fin 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 a **2D** suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z.**

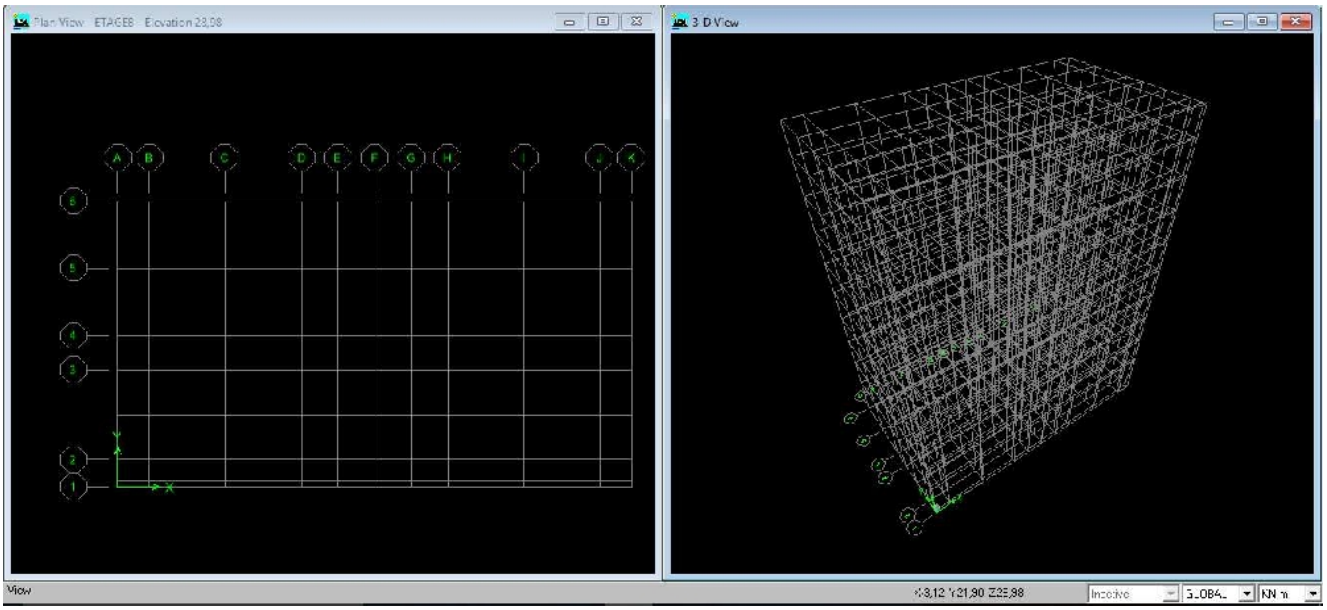


Figure IV.8 *les lignes de grille de la structure*

- **Modification de la géométrie de base**

- Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
- Pour modifié 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 modifié 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 Reference d. Planes**

La fenêtre suivante s'affiche :

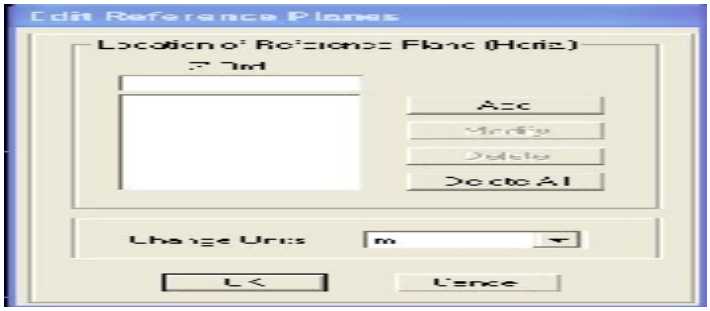


Figure IV.9 *introduction des hauteurs qu'on veut ajouter*

On remplié la case **Z-Ord** puis Add puis **ok.**

b. Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien nous sélections le matériau **CONC**

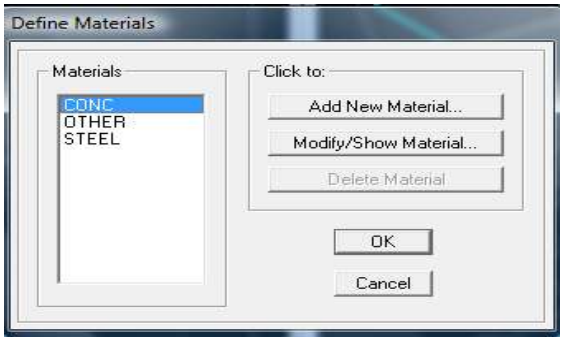


Figure IV.10 *définition du matériau CONC (béton)*

On clique sur **Modify /Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

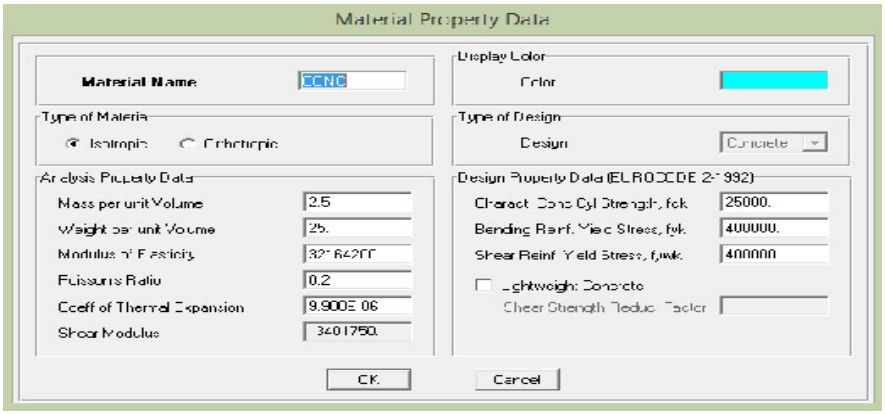


Figure IV.11 *définition des propriétés du matériau CONC (béton)*

c. Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP)**, les poutres secondaires **(PS)** et ceci de la manière suivante :

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 ou bien une section en Té.

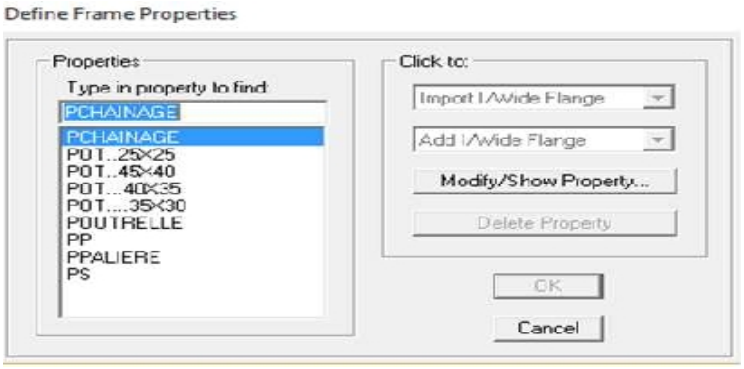


Figure IV.12 *définition des sections*

Et on choisit **Material** BETON **(CONC)**

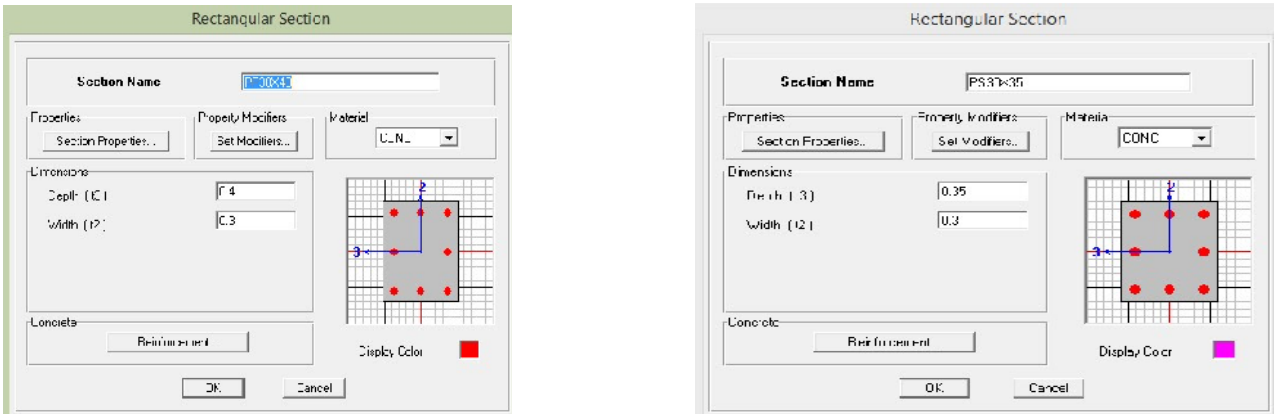


Figure IV.13 *définition de la section rectangulaire*

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux. Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

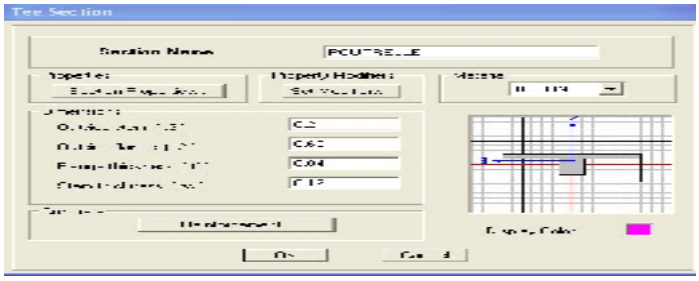
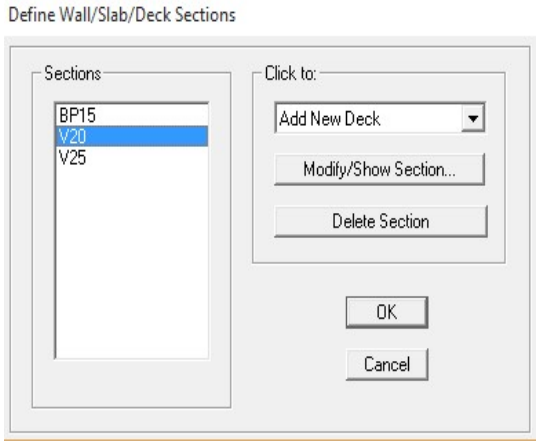


Figure IV.14 *les propriétés de la section en Té*

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).



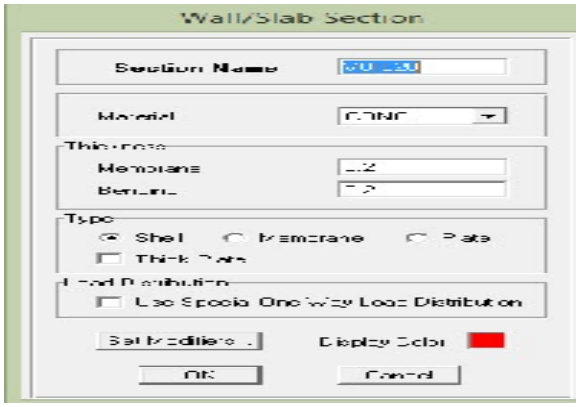


Figure IV.15 *création de nouveau voile*

Figure IV.16 *propriétés du voile*

Définir **Material** BETON,
On couche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm,

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien pour crée les dalles**,**
on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

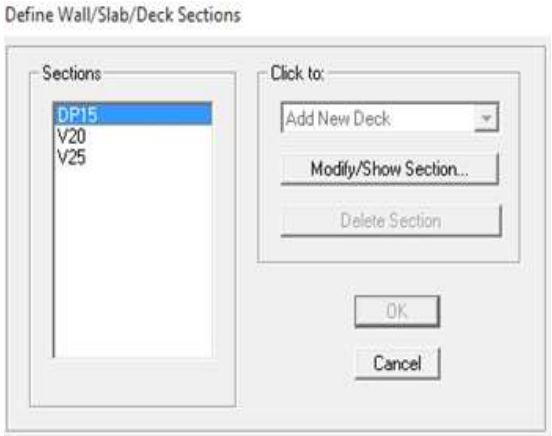


Figure IV.17 *création de nouvelle dalle*

Figure IV.18 *propriétés de la dalle*

Definer **Material** BETON,
On coche **Plate,**
Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

- **Poutres principales et secondaires**

On clique sur puis on choisit poutres principales **(PP30x40)** et Poutres secondaires **(PS30x35)** et on sélectionne les **Grid Ligne** que porte nos éléments.

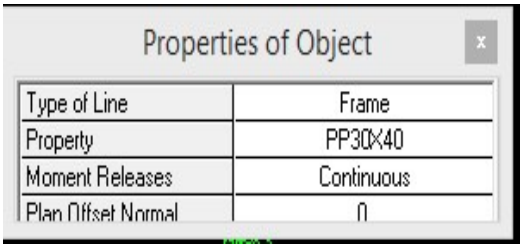


Figure IV.19 *création des poutres*

- **Les poteaux**

On clique sur puis choisit **POT45x40, POT40x35** et **POT 35x30.** Et on sélectionne les nœuds qui portent les poteaux

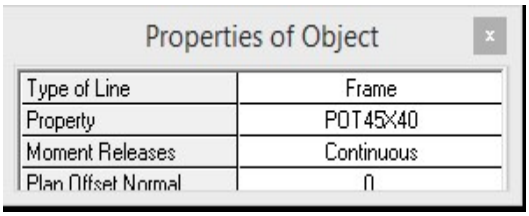


Figure IV.20 *création des poteaux*

- **Les voiles**

On clique sur puis choisit **VOIL25** et on sélectionne les **Grid Ligne** qui porte le voile.

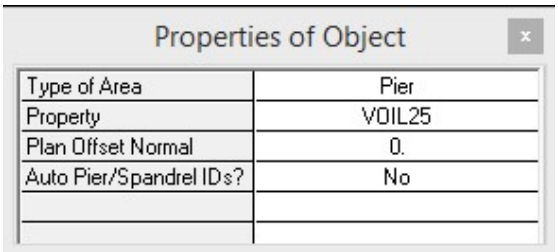


Figure IV.21 *création des voiles*

- **La dalle pleine**

On clique sur puis on choisit **DP15** et on sélectionne les **Grid Ligne** qui porte la dalle pleine.

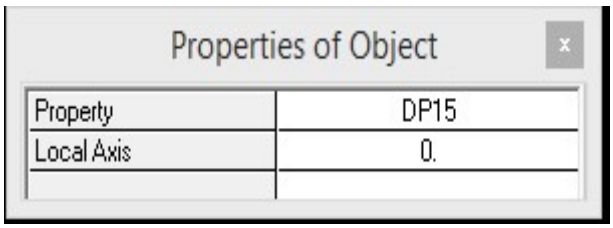


Figure IV.22 *création des dalles pleines*

d. Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :**Define** puis sur **static Load** Cases , ou bien .

➢ **Charges permanentes (G)**

Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : DEAD (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

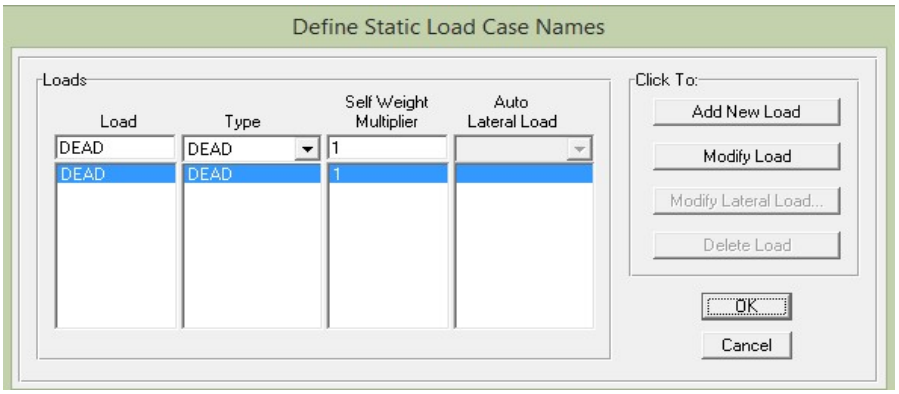


Figure IV.23 *noms des charges permanentes* ***(DEAD)***

➢ **Surcharges d'exploitation (Q)**

Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

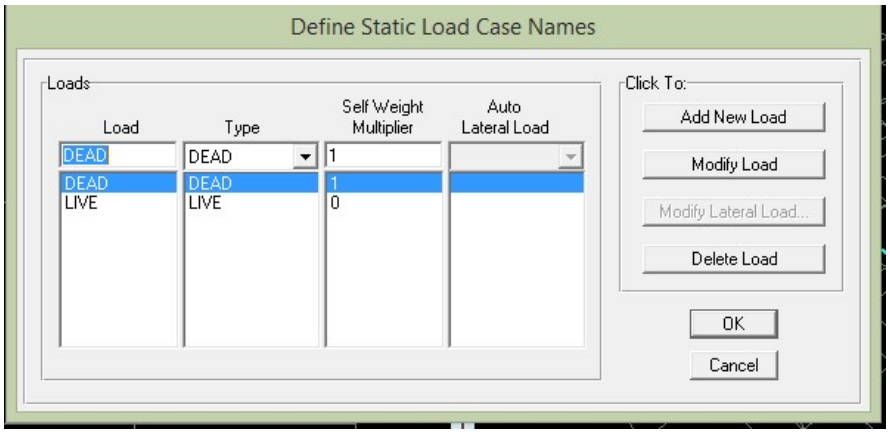


Figure IV. 24 *noms des charges d'exploitations* ***(LIVE)***

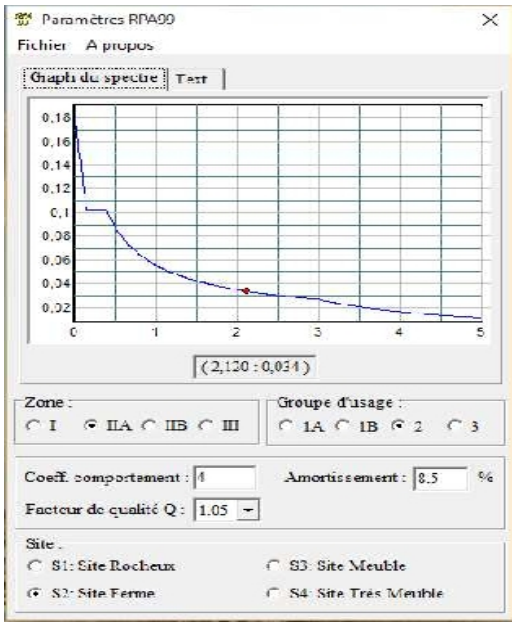


Figure IV.25 *le spectre* ***(RPA 99)***

- **Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.** Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

Données à introduire dans le logiciel RPA 99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone

- La Zone : Selon la zone de sismicité **Zone IIa** et le groupe d'usage **2**
- Coefficient de comportement : **4**
- Amortissement **ξ : 8,5**%
- Facteur de qualité **Q=1,05**
- Site : **S2**

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS.**
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** ou bie n → **Spectrum from file**

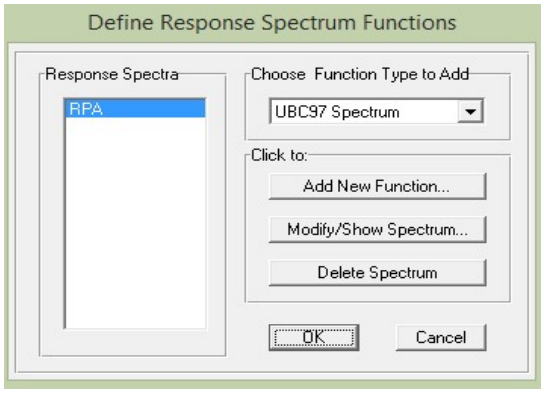


Figure IV.26 *définition de spectre.*

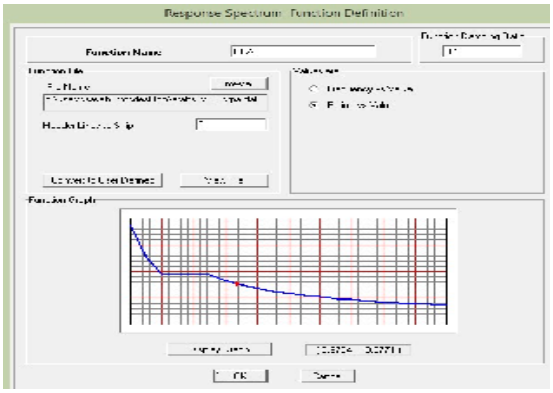


Figure IV.27 *la réponse de spectre.*

Function Name (nom du spectre) **RPA**

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :
- Define → Reponses spectrum *cases* ou bien → **Add New Spectrum**

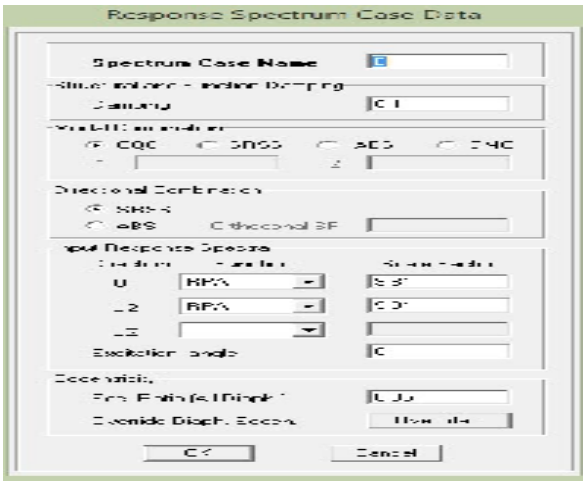


Figure IV.28 *Ajout de spectre selon X et Y*

On introduit :

x (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,1 dans la case **Damping** et l'excentricité qui égale a 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph).**

Dans la partie **Input response spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

e. Cinquième étape (Chargement des poutres)

- **Chargement des poutres**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien

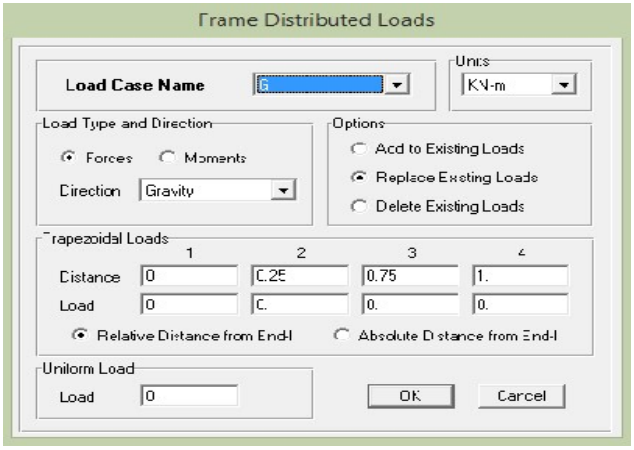


Figure IV.29 *la méthode de chargement*

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement « **G** ou **Q** », ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

f. Sixième étape

Introduction des combinaisons d'actions : Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites**

  ELU : 1.35G+1.5Q

  ELS : G+Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

  GQE : G + Q ± E

  08GE :0.8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ **load Combinations** ou bien ⟶ **Add New Combo**

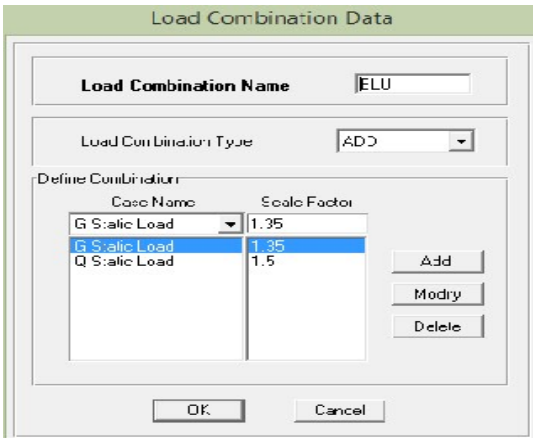


Figure IV.30 *création des combinaisons*

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

g. Septième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** ou bien → **Restraints**

Figure IV.31 *Encastrement des appuis*

- **Mass- Source**

Define → Mass-source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass - Source**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

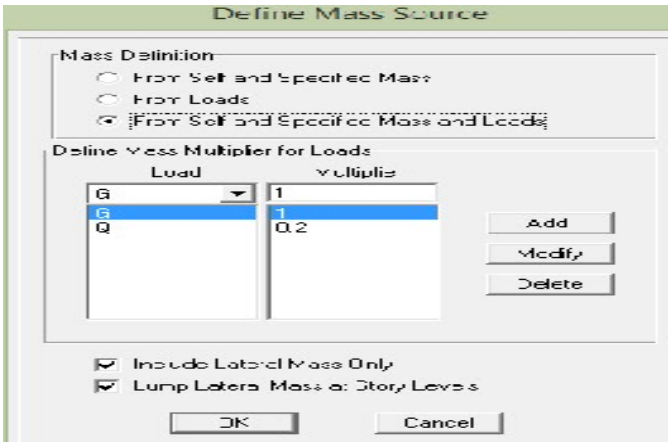


Figure IV.32 *le pourcentage de participation des charges*

- **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → Joint/point → Diaphragm , ou bien → **Add New Diaphragm.**

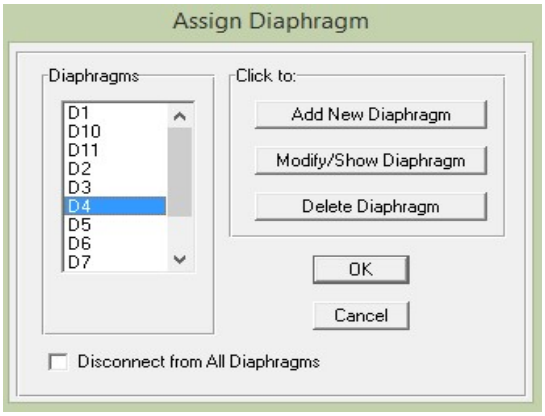


Figure IV.33 *spécification de diaphragme de chaque plancher*

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h. Huitième étape

Cette étape consiste à l'analysées et visualisées des résultats.

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

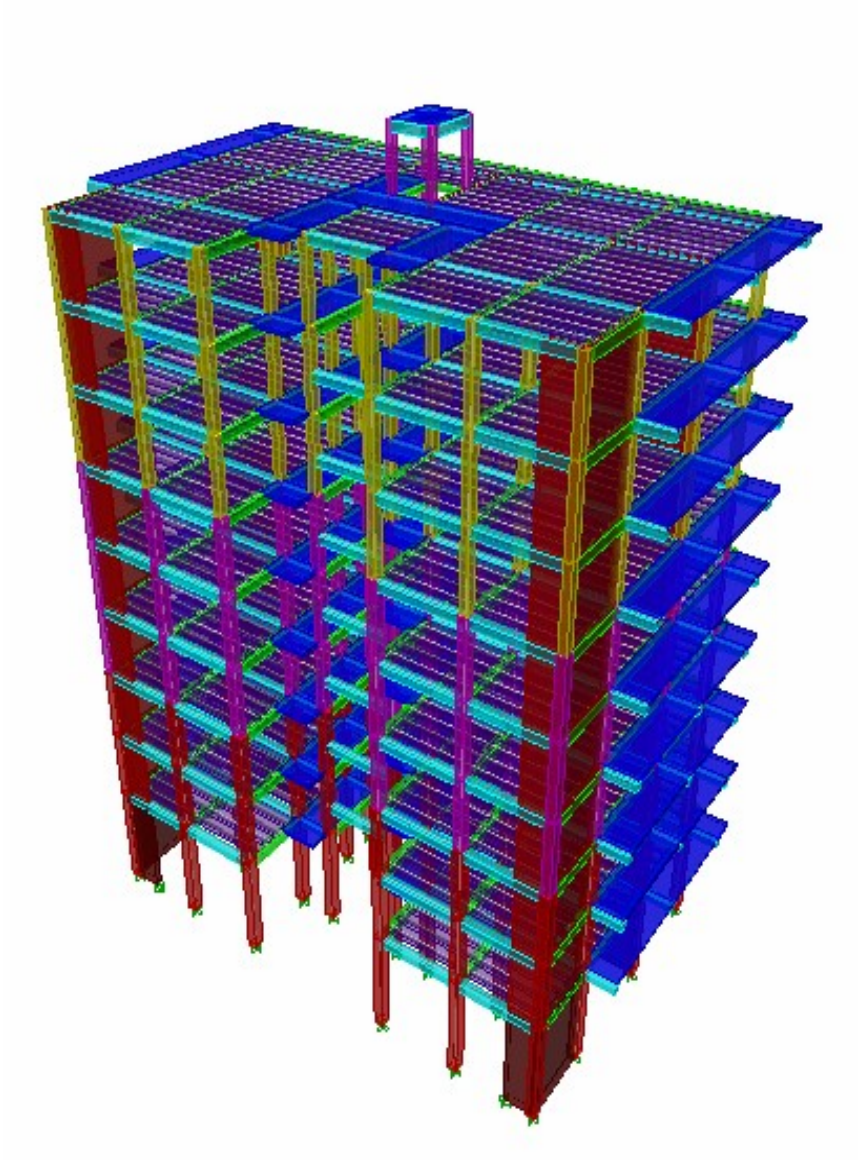


Figure IV.34 *schéma final de notre structure en **3D**.*

CHAPITRE V

VÉRIFICATION 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 CHOIX DE LA METHODE 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.

V.3 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E)

V.3.1 PRINCIPE DE LA METHODE

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.3.2 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA M.S.E

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Condition sur la hauteur

$H \leq 65$m en zones I, IIa, IIb.
$H \leq 30$m en zone III.

b. La régularité du bâtiment

Le bâtiment doit avoir une configuration régulière en plan et en élévation.

c. Les conditions complémentaires

Il arrive que certaines conditions de régularité ne pas satisfaits, la M.S.E peut être appliquée avec les conditions complémentaires suivantes :

Zone I

- tous les groupes d'usage.

Zone II

- Le groupe d'usage 3
- Le groupe d'usage 2 si $H_T < 23$ m ou 7 niveaux,
- Le groupe d'usage 1B si $H_T < 17$ m ou5 niveaux,
- Le groupe d'usage 1A si $H_T < 10$ m ou3 niveaux.

Zone III

- Le groupe d'usage 2 et 3 si $H_T < 17$ m ou 5 niveaux,
- Le groupe d'usage 1B si $H_T < 10$ m ou3 niveaux,
- Le groupe d'usage 1A si $H_T < 10$ m ou3 niveaux.

V.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

V.4.1 PRINCIPE DE LA METHODE

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.4.2 LES HYPOTHESES

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres)
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.5 METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMMES

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.6 VERIFICATION DES CONDITIONS DE LA M.S.E

V.6 .1 CONDITION SUR LA HAUTEUR

Le bâtiment est implanté en **zone IIa**, groupe d'usage **2** et 29,58 m < 65 m ⇒ **Condition vérifiée.**

V.6.2 REGULARITE EN PLAN (RPA99 MODIFIE EN2003, ART 3.5.1)

a. Forme du bâtiment

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport :

Etage courant et RDC : $\frac{Lx}{Ly} = \frac{24,35}{14,00} = 1,74 < 4 \quad \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

b. Excentricité

$$\begin{cases} e_x = 5\%L_X \\ e_y = 5\%L_Y \end{cases} \qquad \begin{cases} e_x = |XCR - XCM| < 5\%L_X = 1,2175 \\ e_y = |YCR - YCM| < 5\%L_Y = 0,7 \end{cases}$$

Avec :

- CM : centre de masse.
- CR : centre de torsion.

Tableau V.1 *Résultats des vérifications.*

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	|XCR-XCM|	|YCR-YCM|	5%LX	5%LY	COND
STORY1	12,070	6,734	12,063	6,416	0,007	0,318	1,2175	0,7	vérifiée
STORY2	12,069	6,680	12,067	6,596	0.002	0,084	1,2175	0,7	vérifiée
STORY3	12,069	6,664	12,072	6,687	0,003	0,023	1,2175	0,7	vérifiée
STORY4	12,069	6,649	12,080	6,743	0,011	0,094	1,2175	0,7	vérifiée
STORY5	12,069	6,649	12,076	6,725	0,007	0,076	1,2175	0,7	vérifiée
STORY6	12,069	6,634	12,084	6,752	0,015	0,118	1,2175	0,7	vérifiée
STORY7	12,070	6,619	12,087	6,750	0,017	0,131	1,2175	0,7	vérifiée
STORY8	12,069	6,613	12,090	6,743	0,012	0,130	1,2175	0,7	vérifiée
STORY9	12,069	6,573	12,092	6,736	0,023	0,163	1,2175	0,7	vérifiée

c. Décrochements du bâtiment

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

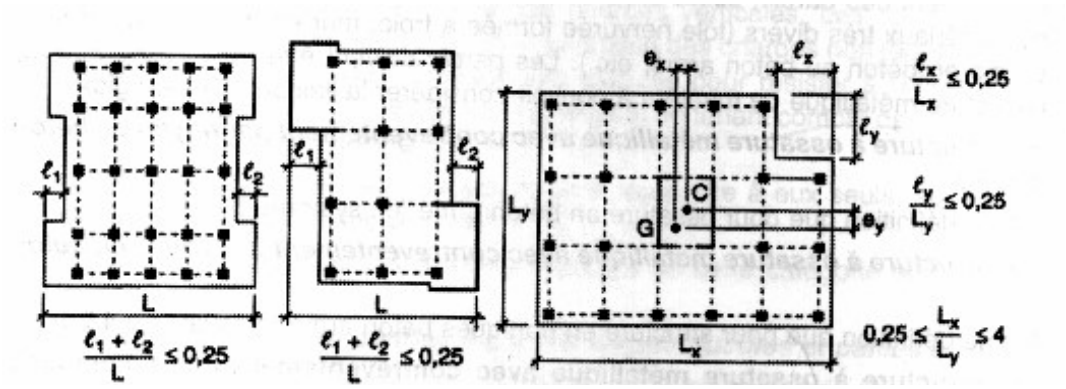


Figure V.1 *Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003*

On a:

$$\frac{l_1 + l_2}{Ly} \leq 0{,}25 = \frac{2{,}10 + 0}{14{,}00} = 0{,}15 < 0{,}25 \quad \Rightarrow \quad \textbf{condition vérifiée},$$

$$\frac{ly}{Ly} = \frac{3{,}25}{14{,}00} = 0{,}23 < 0{,}25 \quad \Rightarrow \quad \textbf{condition vérifiée},$$

$$\frac{lx}{Lx} = \frac{1{,}30}{24{,}35} = 0{,}05 < 0{,}25 \quad \Rightarrow \quad \textbf{condition vérifiée}.$$

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans les plans.

d. Ouvertures dans les planchers

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$S_0 < 15\% S_T$

Avec :

- $\mathbf{S_0}$: Surface totale des ouvertures. $\mathbf{S_0}$ = 13.91 m².
- $\mathbf{S_T}$: Surface totale du plancher. $\mathbf{S_t}$ = 316, 1 m² $\Rightarrow$ $15\% S_T = 47{,}42 m^2$

Donc :

$S0 < 15\% ST \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est régulier en plan.

V.6.3 RÉGULARITÉ EN ÉLEVATION

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

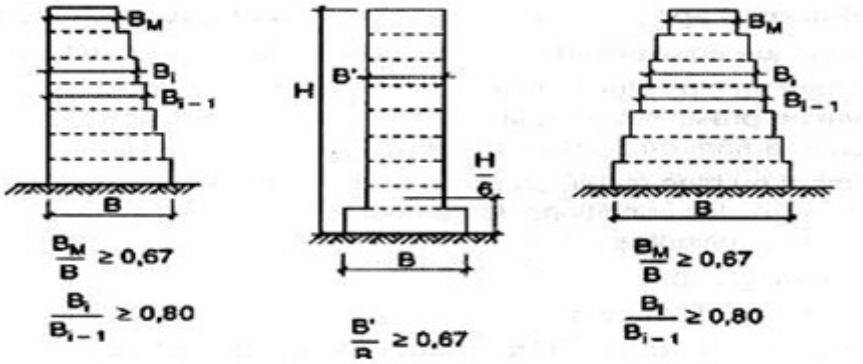


Figure V.2 *Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003.*

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu,
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment,
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques. La condition de décrochement en élévation est respectée,
- Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment régulier en élévation.

Conclusion

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la M.S.E est applicable. Cependant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel **ETABS 9.7.4**

V.7 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE (RPA 99, ART 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$\mathbf{V = \frac{ADQ}{R} W_T}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone,
- **D** : facteur d'amplification dynamique de la structure,
- **Q** : facteur de qualité,
- **R** : coefficient de comportement de la structure,
- **W** : poids total de la structure.

V.7.1 COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE « A »

Le coefficient « A » est donné par le RPA 99 version 2003 (**4.1.Art 4.2.3)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

V.7.2 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003 en fonction du système de contreventement.

a. Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques

Les forces sismiques sont réparties sur les voiles et les portiques proportionnellement à leurs inerties calculée et donnée en pourcentage dans l'étude du contreventement.
Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

➢ **Charges sismiques reprise par les portiques**

- Sens xx : T = 394,106 → 25,82 (%)
- Sens yy : T = 289,679 → 17,62(%)

- **Charges sismiques reprise par les voiles**

- Sens xx : T = 1141,597 → 74,79 (%)
- Sens yy: T = 1357,526 → 82,58(%)

La valeur de **R** est donnée en fonction du système de contreventement.
Dans notre cas la structure est contreventée par voiles → Donc **R = 4**

b. Facteur de qualité « Q »

$$\mathbf{Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q}$$

Pq **:** Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **présenté dans le RPA (4.4.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003).**

- **Sens longitudinal**

Tableau V.2 *Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.*

Critères	Observé (Oui ou Non)	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2. Redondance en plan	Oui	0,00
3. Régularité en plan	Oui	0,00
4. Régularité en élévation	Oui	0,00
5. Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

- **Sens transversal**

Tableau V.3 *Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.*

Critère	Observé (Oui ou Non)	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2. Redondance en plan	Oui	0,00
3. Régularité en plan	Oui	0,00
4. Régularité en élévation	Oui	0,00
5. Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

On aura donc dans les deux sens : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$

$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00)$	$Q_y = 1,05$
$Q_x = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00)$	**Q_x= 1,05**

c. Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »

Il est en fonction

- De la catégorie du site
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.

➢ **Estimation de la période fondamentale :**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau V.4 *la période fondamental et le taux de participation massique.*

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	**0,778638**	70,1199	0,1381	70,1199	0,1381	0,3027
2	0,676850	0,1481	69,3143	70,2679	69,4524	0,0035
3	0,670965	0,2776	0,0011	70,5455	69,4534	69,3061
4	0,198895	17,0991	0,0157	87,6446	69,4691	0,015
5	0,164641	0,0251	15,7088	87,6696	85,1779	0,0461
6	0,159243	0,0642	0,0453	87,7339	85,2232	18,3874
7	0,142962	0,6457	0,118	88,3795	85,3412	0,3606
8	0,137704	0	3,7614	88,3795	89,1026	0,0201
9	0,084130	6,2986	0	94,6781	89,1026	0,0018
10	**0,068835**	**0**	**6,3513**	**94,6781**	**95,4538**	**0,0035**
11	0,068112	0,0004	0,0037	94,6785	95,4575	6,5561
12	0,063935	0,0001	0	94,6786	95,4575	0,0337

➢ **Constatations :**

- Le premier mode est un mode de translation,
- Le deuxième mode est un mode de translation,
- Le troisième mode est un mode de rotation.

Selon l'article **4.2.4.RPA 99 (version 2003)** la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = \text{Min}\left\{C_T \times \quad (h_N)^{\frac{3}{4}} ;\ \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{L}}\right\}$$

Avec :

- h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (**n**)
- L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003

$$T = 0{,}05 \times \ (29.58)^{\frac{3}{4}} = 0{,}63 \text{ second.}$$

T_{etabs} = 0,778s < T_{RPA} =1,3 x 0,63=0,82 s ⇒ **Condition vérifié.**

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq \ T \leq 3{,}0s \\ 2{,}5\eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}}\left[\frac{3{,}0}{T}\right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3{,}0s \end{cases}$$

Avec :

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **T_2**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **4.7. Art4.3.3 RPA99**/version**2003** ⇒ La nature du sol : meuble (site S3) **T_2=0,50s**
- η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7$$

Avec :

- ξ(%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la Structure et de l'importation des remplissages, il est donne par le tableau **4.2.RPA 99/version 2003.**

ξ = 10% → η =0,764

$T_2 = 0{,}5s \leq \ T = 0{,}778 \leq 3{,}0s$ → Application de la 2^{éme} équation.

$$D = 2{,}5\eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 0{,}764 \ \times \left[\frac{0{,}5}{0{,}778}\right]^{\frac{2}{3}} \ = 1.42$$

Les valeurs de **A, D, Q, R, T** et **W_t** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 *Récapitulatif des valeurs de **A**, **D**, **R**, **T** et W_t*

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0,15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1,05	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0,778 sec	Tableau 4.7
Poids total de la structure Wt	**27342,14N**	ETABS
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	1,42	formule 4.2

V.7.3 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE (RPA-99/version 2003, Art 4.3.6)

$$\mathbf{V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} \quad W_t}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante : **(V_{etabs} > 80% V_{MSE})**

V_{MSE} est tirée du logiciel « ETABS »

$V_{MSE} = 1528{,}76\text{KN}$

Vérification:

$$\left.\begin{array}{l} V_{etabs\,xx} = 1583{,}40\text{KN} > 0{,}8V_{RPA} = 1223{,}01\text{KN} \\ V_{etabs\,yy} = 1704{,}12\text{KN} > 0{,}8V_{RPA} = 1223{,}01\text{KN} \end{array}\right\} \Rightarrow \text{L'effort tranchant à la base est vérifié.}$$

V.8 CALCUL DES DEPLACEMENTS RELATIFS (RPA 99/ VERSION 2003 ART 4.4.3)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K = R\delta_{eK}}$$

Avec :

- **R**: Coefficient de comportement (**R = 4**).
- $\boldsymbol{\delta}_{ek}$: Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \boldsymbol{\delta_k - \delta_{k-1}}$$

D'après **le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. Sens longitudinal

Tableau V.6 *Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal*

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$1\% h_e$	condition
STORY7	4	0,0168	0,0672	0,0084	0.0306	vérifiée
STORY6	4	0,0147	0,0588	0,0084	0.0306	vérifiée
STORY5	4	0,0126	0,0504	0,0084	0.0306	vérifiée
STORY4	4	0,0104	0,0416	0,0088	0.0306	vérifiée
STORY3	4	0,0082	0,0328	0,0088	0.0306	vérifiée
STORY2	4	0,006	0,024	0,0088	0.0306	vérifiée
STORY1	4	0,004	0,016	0,008	0.0306	vérifiée
RDC	4	0,0023	0,0092	0,0076	0,0306	vérifiée
E/SOL	4	0,0009	0,0036	0,0036	0,0450	vérifiée

b. Sens transversal

Tableau V.7 *Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.*

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$1\% h_e$	condition
STORY7	4	0,0140	0,0560	0,0072	0.0306	vérifiée
STORY6	4	0,0122	0,0488	0,0072	0.0306	vérifiée
STORY5	4	0,0103	0,0412	0,0076	0.0306	vérifiée
STORY4	4	0,0084	0,0336	0,0076	0.0306	vérifiée
STORY3	4	0,0066	0,0264	0,0072	0.0306	vérifiée
STORY2	4	0,0048	0,0192	0,0072	0.0306	vérifiée
STORY1	4	0,0032	0,0128	0,0064	0.0306	vérifiée
RDC	4	0,0018	0,0072	0,0056	0.0306	vérifiée
E/SOL	4	0,0007	0,0028	0,0028	0.0450	vérifiée

Conclusion

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 soit à 1% de la hauteur d'étage.

V.9 DEPLACEMENT MAXIMAL

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié a la formule suivante :

$$\delta_{max} < f = \frac{H_t}{500}$$

- f : la flèche admissible.
- H_t : hauteur de bâtiment.

$$0{,}0118 < f = \frac{29{,}59}{500} = 0{,}0592 \qquad \Rightarrow \qquad \textbf{condition vérifiée}$$

V.10 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ (RPA 99, VERSION 2003 ART 5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \begin{cases} \text{si } \theta < 0,10 \Rightarrow \text{ les effets de } 2^{eme} \text{ ordre sont négligés.} \\ \text{si } 0,10 < \theta < 0,20 \Rightarrow \text{il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés} \\ \qquad \text{par un un facture égale à } 1/(1-\theta) \\ \text{si } \theta > 0,20 \Rightarrow \text{la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée} \end{cases}$$

Avec :

- **P_k:** poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.
- **V_k**: effort tranchant d'étage au niveau (k).
- **h_k**: la hauteur de l'étage (k).
- **Δ_k**: Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

Tableau V.8 *justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM*

			Sens (x-x)			Sens (y-y)		
Niveaux	**P_K (KN)**	**h_K**	**Δ_K (m)**	**V_k**	**θ_x**	**ΔK (m)**	**V_k**	**θ_y**
Niveau 7	276,3936	3,06	0,0084	391,27	**0,00194**	0,0072	416,42	**0,0016**
Niveau 6	574,5181	3,06	0,0084	661,27	**0,00238**	0,0072	713,83	**0,0019**
Niveau 5	877,3353	3,06	0,0084	878,03	**0,00274**	0,0076	952,31	**0,0023**
Niveau 4	1183,7497	3,06	0,0088	1062,3	**0,0032**	0,0076	1155,6	**0,0025**
Niveau 3	1494,5326	3,06	0,0088	1218,4	**0,00353**	0,0072	1325,4	**0,0027**
Niveau 2	1805,3155	3,06	0,0088	1345,6	**0,00386**	0,0072	1459,2	**0,0029**
Niveau 1	2120,3261	3,06	0,008	1447,4	**0,00383**	0,0064	1563,1	**0,0028**
RDC	2440,3293	3,06	0,0076	1526,3	**0,00397**	0,0056	1643,5	**0,0027**
S-SOL	2782,678	4,5	0,0036	1583,4	**0,00141**	0,0028	1704,1	**0,001**

Conclusion

D'après le RPA 99 (art 3.4.4.a) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➢ Conclusion générale

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée,
- Le taux de participation massique est supérieur à 90%,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- L'excentricité est vérifiée,
- L'effet P-Delta est vérifié.

Les exigences du **RPA** ont été observées, nous allons passer au ferraillage de la structure.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.1 INTREDUCTION

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).
Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui sont donnés par les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \text{ (ELS)} \\ 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \end{cases}$$

VI.2 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b\ \theta}$$

Pour les feE400 on a : μ_l=0,392

a. 1er cas

$\mu \leq \mu_l$ = 0,392 les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ⇒ $\mathbf{A_{sc}=0}$

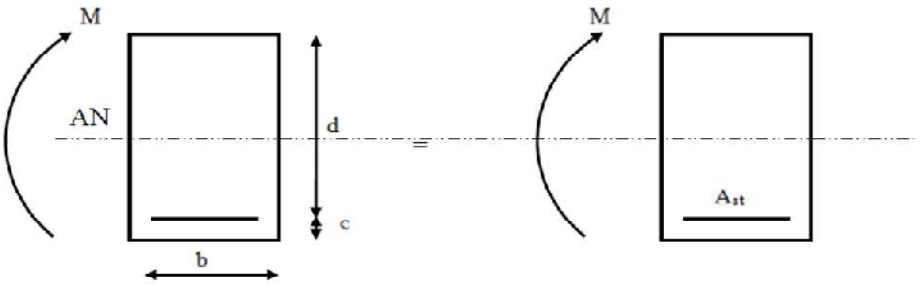


Figure VI .1 *Dispositions des armatures tendues S.S.A*

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{cas accidentel,} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{cas général,} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d\, \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa,

- A_{st} : section d'acier tendu,
- d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

b. 2éme cas

$\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) $\Rightarrow$ $\mathbf{A_{sc} \neq 0}$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

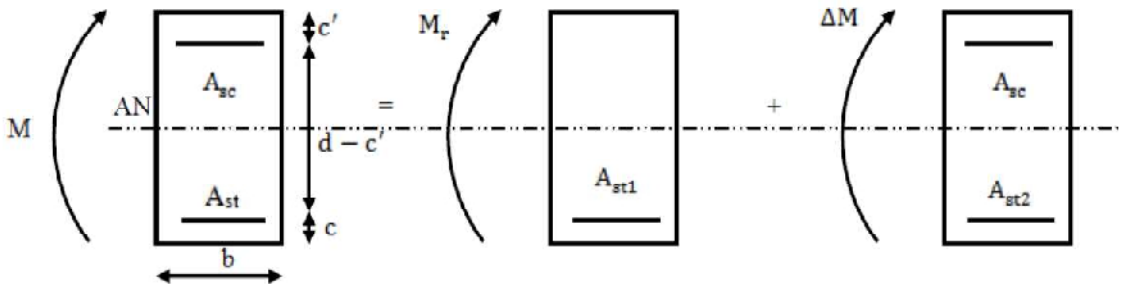


Figure VI .2 *Disposition des armatures tendues (S.D.A)*

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{sc}}$$

$M_r = \mu_r\, b d^2 f_{bc.}$

$\Delta M = M_u - M_1$

- M_r : moment ultime pour une section simplement armée,
- M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Tableau VII.1 *Caractéristiques mécaniques des matériaux*

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e(MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1.5	1	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

VI.3 RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003

VI.3.1 ARMATURES LONGITUDINALES (ART 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Ainsi, pour nous avons pour les cas suivants :

- Poutre principale de (30x40) cm^2 : A_{min} = 0,005×30×40 = **6 cm²**
- Poutre secondaire de (35x30) cm^2 : A_{min} = 0,005×30×35 = **5,25 cm²**.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

a. Poutres principales de (30x40) cm²

- A_{min} = 0,04×30×40 = 48 cm² (en zone courante).
- A_{min} = 0,06×30 ×40 = 72 cm² (en zone de recouvrement).

b. Poutres secondaires de (30x35) cm²

- A_{min} = 0,04×30×35 = 42 cm² (en zone courante).
- A_{min}= 0,06×30×35 = 63 cm² (en zone de recouvrement).

De plus, on tient compte de ce qui suit :

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø 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°
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VI.3.2 ARMATURES TRANSVERSALES

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : A_t=0,003×S_t×b
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}\,;12\,ø_1\right)$ ⇒ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre (ø) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.3 DISPOSITION CONSTRUCTIVE

Conformément au CBA 93 annexes E_3, 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 :

- A 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.
- A 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 1/10 de la portée.

Le ferraillage des poutres s'effectuera en utilisant le logiciel « Socotec ».

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants.

a. Poutres principales (30x40) cm^2

- **En travée**

Tableau VI.2 *Ferraillage des poutres principales en travée à l'ELU*

	Armatures en travée							
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{adoptée}$**	**choix**
07	48,61	0,079	SSA	0,9585	3,84	6	4,62	3HA14
06	48,63	0,079	SSA	0,9585	3.84	6	4,62	3HA14
05	48,88	0,095	SSA	0,950	3.86	6	4,62	3HA14
04	47,76	0,077	SSA	0,9595	3.77	6	4,62	3HA14
03	44,96	0,073	SSA	0,9625	3.54	6	4,62	3HA14
02	44,57	0,072	SSA	0,963	3.51	6	4,62	3HA14
01	44,16	0,071	SSA	0,9635	3.47	6	4,62	3HA14
RDC	44,66	0,072	SSA	0,963	3.52	6	4,62	3HA14
ES	48,38	0,078	SSA	0,959	3.82	6	4,62	3HA14

- **Aux appuis**

Tableau VI.3 *Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU*

	Armatures aux appuis							
Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$	Choix
07	-103 ,35	0,168	SSA	0.907	8.65	6	9,24	3HA14+3HA14
06	-100,56	0,163	SSA	0.910	8.39	6	9,24	3HA14+3HA14
05	-97,95	0,159	SSA	0.936	8.15	6	9,24	3HA14+3HA14
04	-96,44	0,156	SSA	0.915	8.01	6	9,24	3HA14+3HA14
03	-91,33	0,148	SSA	0.944	7.54	6	9,24	3HA14+3HA14
02	-83,55	0,135	SSA	0.919	6.84	6	9,24	3HA14+3HA14
01	-77,08	0,125	SSA	0.933	6.25	6	9,24	3HA14+3HA14
RDC	-71,34	0,115	SSA	0.938	5.77	6	9,24	3HA14+3HA14
ES	-97,74	0,158	SSA	0.914	8.13	6	9,24	3HA14+3HA14

b. Poutres secondaires solidaire des voiles (30x35) cm²

- **En travée**

Tableau VI.4 *Poutre secondaire solidaire des voiles en travée.*

	Armatures en travée							
Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$	Choix
07	58,35	0.125	SSA	0.987	5.15	5,46	8.01	3HA14+3HA12
06	57,03	0.122	SSA	0.935	5.31	5,33	8.01	3HA14+3HA12
05	64,67	0.124	SSA	0.934	6.11	5,25	8.01	3HA14+3HA12
04	71,44	0.153	SSA	0.916	6.82	5,25	8.01	3HA14+3HA12
03	66,32	0.142	SSA	0.923	6.28	5,25	8.01	3HA14+3HA12
02	63,12	0.136	SSA	0.927	5.95	5,25	8.01	3HA14+3HA12
01	57,71	0.123	SSA	0.934	5.40	5,25	8.01	3HA14+3HA12
RDC	37,18	0.080	SSA	0.958	3.39	5,25	8.01	3HA14+3HA12
ES	44,96	0.096	SSA	0.949	4.14	5,25	8.01	3HA14+3HA12

- **Aux appuis**

Tableau VI.5 *Poutre secondaire solidaire des voiles aux appuis.*

	Armatures aux appuis							
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**$A_{adoptée}$**	**Choix**
07	-110,98	0.239	SSA	0.861	11,03	6	13.86	3HA14+6HA14
06	-111,73	0.240	SSA	0.861	11,39	6	13.86	3HA14+6HA14
05	-116,41	0.250	SSA	0.854	11,97	6	13.86	3HA14+6HA14
04	-118,38	0.255	SSA	0.850	12,22	6	13.86	3HA14+6HA14
03	-111,59	0.240	SSA	0.861	11,37	6	13.86	3HA14+6HA14
02	-102,98	0.221	SSA	0.873	10,33	6	13.86	3HA14+6HA14
01	-89,18	0.192	SSA	0.892	8,74	6	13.86	3HA14+6HA14
RDC	-62,22	0.134	SSA	0.928	5,86	6	13.86	3HA14+6HA14
ES	-96,60	0.208	SSA	0.882	2,55	6	13.86	3HA14+6HA14

c. Poutres secondaires loin des voiles (30x35) cm^2

- **En travée**

Tableau VI.6 *Poutre secondaire loin des voiles en travée.*

	Armatures en travée							
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**$A_{adoptée}$**	**Choix**
07	49,61	0.107	SSA	0.943	4.59	6	8.01	3HA14+3HA12
06	49,31	0.106	SSA	0.944	4.56	6	8.01	3HA14+3HA12
05	49,19	0.106	SSA	0.944	4.55	6	8.01	3HA14+3HA12
04	48,97	0.105	SSA	0.944	4.53	6	8.01	3HA14+3HA12
03	44,74	0.096	SSA	0.949	4.11	6	8.01	3HA14+3HA12
02	39,06	0.084	SSA	0.956	3.57	6	8.01	3HA14+3HA12
01	32,67	0.070	SSA	0.964	2.92	6	8.01	3HA14+3HA12
RDC	20,24	0.043	SSA	0.958	1.80	6	8.01	3HA14+3HA12
ES	44,97	0.096	SSA	0.949	4.14	6	8.01	3HA14+3HA12

- **Aux appuis**

Tableau VI.7 *Poutre secondaire loin des voiles aux appuis.*

	Armatures aux appuis							
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**$A_{adoptée}$**	**Choix**
07	-65,54	0.140	SSA	0.924	6,20	6	13.86	3HA14+6HA14
06	-65,87	0.142	SSA	0.923	6,23	6	13.86	3HA14+6HA14
05	-64,74	0.139	SSA	0.854	6,12	6	13.86	3HA14+6HA14
04	-63,72	0.137	SSA	0.925	6,10	6	13.86	3HA14+6HA14
03	-59,62	0.128	SSA	0.931	5,59	6	13.86	3HA14+6HA14
02	-52,21	0.112	SSA	0.940	4,89	6	13.86	3HA14+6HA14
01	-44,27	0.095	SSA	0.949	4,07	6	13.86	3HA14+6HA14
RDC	-31,32	0.067	SSA	0.965	2,83	6	13.86	3HA14+6HA14
ES	-62,41	0.134	SSA	0.928	5,88	6	13.86	3HA14+6HA14

VI.4 VERIFICATIONS A L'ELU

VI.4.1 VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

$f_{t28} = 0.6 + 0.006\ f_{c28} = 2.1$ MPa

$As \geq Amin = 0.23\ bd\ \frac{f_{t28}}{f_e}$

a. Poutres principales (30×40) cm²

$$Amin = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38\ cm^2 < 9{,}24\ cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires (30×35) cm²

$$Amin = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19\ cm^2 < 13{,}86\ cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (ART A.5.1/BAEL91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «τ_u», prise conventionnellement égale à :
Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \left(\min \frac{0.20}{\gamma_b} f_{c2} \ ; \ 5 \text{ MPa.}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Avec :

- T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principales : $\tau_u = \frac{106{,}57}{300 \times 380} = 0.00093 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{71{,}49}{300 \times 330} = 0.00072 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

VI.4.3 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AUX VOISINAGES DES APPUIS

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right)$.

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right)$

Si: $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Tableau VI.8 *Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.*

Poutres principales			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-103,34	106,57	-195,59	Vérifié

Tableau VI.9 *Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.*

Poutres secondaires			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-73,23	71,49	-190,98	Vérifié

$$\left.\begin{array}{l} \textbf{Poutres principales} : \left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right) < 0 \\ \textbf{Poutres secondaires} : \left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}\right) < 0 \end{array}\right\}$$

Ainsi, les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VI.4.4 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LE BETON AU NIVEAU DES APPUIS

$T_u \leq \overline{T}_u = 0.4\ \dfrac{0.9 \times b \times d \times f_{bc}}{\gamma_b}$ (BAEL 91, Art A. 5.1,32)

Poutres principales : $T_u = 106{,}57 \leq \overline{T}_u = 0.4\ \dfrac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684$ KN.

Poutres secondaires : $T_u = 40{,}95 \leq \overline{T}_u = 0.4\ \dfrac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594$ KN.

VI.4.5 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHERENCE (BAEL 91, ART. A.6.1.2.1)

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

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa.

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

- $\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.
- Ψ_s : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence → Ψ_s= 1.5
- $\sum U_i = n \times \pi \times \boldsymbol{\phi}$
- n : nombre de barres.

a. Poutres principales (3HA14+3HA14)

$\sum U_i$ =26,37 cm

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max} \times 10^3}{0.9 \times 380 \times \sum U_i \times 10} = 1{,}29 \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires (3HA14+6HA14)

$\sum U_i$ =39,56 cm

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max} \times 10^3}{0.9 \times 330 \times \sum U_i \times 10} = 1{,}00 \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

VI.5 CALCUL DE LA LONGUEUR DE SCELLEMENT DROIT DES BARRES

$$Ls = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t2} \ = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

- Pour les $\phi 12$: L_s =42,33 cm,
- Pour les $\phi 14$: L_s =49,38 cm,
- Pour les $\phi 16$: L_s =56,44 cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : 0 ,4 L_s, pour les aciers HA :

- Pour les $\phi 12$: L_s =16,93 cm,
- Pour les $\phi 14$: L_s =19,75 cm,
- Pour les $\phi 16$: L_s =22,58 cm.

VI.6 ARMATURES TRANSVERSALES

VI.6.1 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$ Où $\phi_1$est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

a. Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\,(1.28; 1{,}2; 3)$$

b. Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\,(1; 1{,}2; 3)$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t = 4HA8 = 2.01 cm²

VI.6.2 CALCUL DES ESPACEMENTS

a. En zone nodale

$$S_t^{max} = \min\,(\frac{h}{4}\,; 12\,ø_1; 30\text{cm})$$

- **Poutres principales** (30x40) : S_t =10 cm
- **Poutres secondaires** (30x35) : S_t =8,75 cm

Soit : S_t = 10 cm.

b. En zone courante

$$St \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutres principales** (30x40) : S_t =18 cm
- **Poutres secondaires** (30x35) : S_t =15 cm

Soit : S_t = 18 cm.

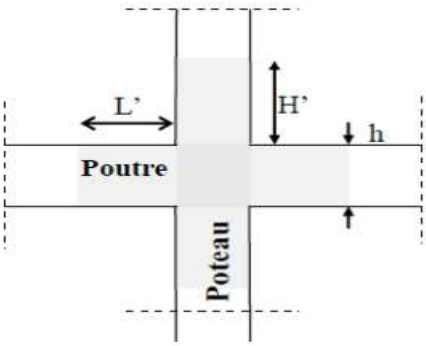


Figure.VI.3 *Délimitation de la zone.*

VI.6.3 DELIMITATION DE LA ZONE NODALE

$L' = 2h$ et $H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right\}$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.
- h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H'= max {75 ; 45 ; 50 ; 60cm}

- **Poutre principales** (30x40) : L'= 2×40 = 80 cm.
- **poutre secondaires** (30x35) : L'= 2×35= 70 cm.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

VI.6.4 ARMATURES TRANSVERSALES MINIMALES

La quantité d'armatures minimales est :

a. Poutre principale (30x40) cm^2

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$At = 2.01\ cm^2 > A_t^{min} = 1.62cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutre secondaire (30x35) cm^2

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$At = 2.01\ cm^2 > A_t^{min} = 1.35\ cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7 VERIFICATION A L'ELS

VI.7.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VI.7.2 ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15MPa.$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ (As : armatures adoptées à l'ELU)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a. Vérification du ferraillage des poutres Principales à l'ELS

- **En travée**

Tableau VI.10 *Vérification du ferraillage des poutres Principales en travée à l'ELS*

	Armatures en travée								
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	**A**	**ρ_1**	**β**	**K**	**σs**	**σ_{bc}**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPA)**	**Obs**
07	34,90	4,42	0, 388	0,864	0,046	240,50	11,06	**15**	Vérifiée
06	34,55	4,42	0,388	0,864	0,046	238,08	10,95	**15**	Vérifiée
05	33,58	4,42	0,388	0,864	0,046	231,39	10,64	**15**	Vérifiée
04	32,77	4,42	0,388	0,864	0,046	225,82	10,38	**15**	Vérifiée
03	32,61	4,42	0,388	0,864	0,046	224,71	10,34	**15**	Vérifiée
02	32,33	4,42	0,388	0,864	0,046	222,78	10,25	**15**	Vérifiée
01	32,04	4,42	0,388	0,864	0,046	220,78	10,15	**15**	Vérifiée
RDC	32,39	4,42	0,388	0,864	0,046	223,19	10,26	**15**	Vérifiée
ES	35,30	4,42	0,388	0,864	0,046	243,26	11,18	**15**	Vérifiée

- **Aux appuis**

Tableau VI.11 *Vérification du ferraillage des poutres Principales aux appuis à l'ELS*

	Armatures aux appuis								
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	***A***	**P**	**β**	**K**	**σs**	**σ_{bc}**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPA)**	**Obs**
07	-73,99	9,42	0,814	0,871	0,036	241,93	10,16	**15**	Vérifiée
06	-71,97	9,42	0,814	0,871	0,036	235,33	9,88	**15**	Vérifiée
05	-68,12	9,42	0,814	0,871	0,036	222,74	9,35	**15**	Vérifiée
04	-66,15	9,42	0,814	0,871	0,036	216,30	9,08	**15**	Vérifiée
03	-63,33	9,42	0,814	0,871	0,036	207,08	8,69	**15**	Vérifiée
02	-58,19	9,42	0,814	0,871	0,036	190,27	7,99	**15**	Vérifiée
01	-55,32	9,42	0,814	0,871	0,036	180,89	7,59	**15**	Vérifiée
RDC	-51,77	9,42	0,814	0,871	0,036	169,28	7,01	**15**	Vérifiée
ES	-71,27	9,42	0,814	0,871	0,036	233,04	9,78	**15**	Vérifiée

b. Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

- **En travée**

Tableau VI.12 *Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS*

	Armatures en travée								
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	***A***	**P**	**β**	**K**	**σs**	**σ_{bc}**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPA)**	**Obs**
07	29,52	8.01	0,809	0,871	0,042	137,19	5,76	**15**	Vérifiée
06	26,25	8.01	0,809	0,871	0,042	121,99	5,12	**15**	Vérifiée
05	25,76	8.01	0,809	0,871	0,042	119,72	5,03	**15**	Vérifiée
04	25,47	8.01	0,809	0,871	0,042	118,37	4,97	**15**	Vérifiée
03	21,06	8.01	0,809	0,871	0,042	97,87	4,11	**15**	Vérifiée
02	17,33	8.01	0,809	0,871	0,042	80,54	3,38	**15**	Vérifiée
01	14,67	8.01	0,809	0,871	0,042	68,18	2,86	**15**	Vérifiée
RDC	8,62	8.01	0,809	0,871	0,042	40,06	1,68	**15**	Vérifiée
ES	21,06	8.01	0,809	0,871	0,042	97,88	4,11	**15**	Vérifiée

- **Aux appuis**

Tableau VI.13 *Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS*

	Armatures aux appuis								
Niveau	**M_{max} (KN.m)**	***A***	**P**	**β**	**K**	**σs**	**σ_{bc}**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPA)**	**Obs**
07	-53,21	13.86	1,400	0,842	0,060	139,98	8,39	**15**	Vérifiée
06	-49,63	13.86	1,400	0,842	0,060	130,56	7,83	**15**	Vérifiée
05	-45,82	13.86	1,400	0,842	0,060	120,54	7,23	**15**	Vérifiée
04	-42,74	13.86	1,400	0,842	0,060	112,44	6,75	**15**	Vérifiée
03	-36,58	13.86	1,400	0,842	0,060	96,23	5,77	**15**	Vérifiée
02	-29,94	13.86	1,400	0,842	0,060	78,76	4,72	**15**	Vérifiée
01	-24,83	13.86	1,400	0,842	0,060	65,32	3,92	**15**	Vérifiée
RDC	-17,07	13.86	1,400	0,842	0,060	44,90	2,69	**15**	Vérifiée
ES	-49,29	13.86	1,400	0,842	0,060	129,87	7,78	**15**	Vérifiée

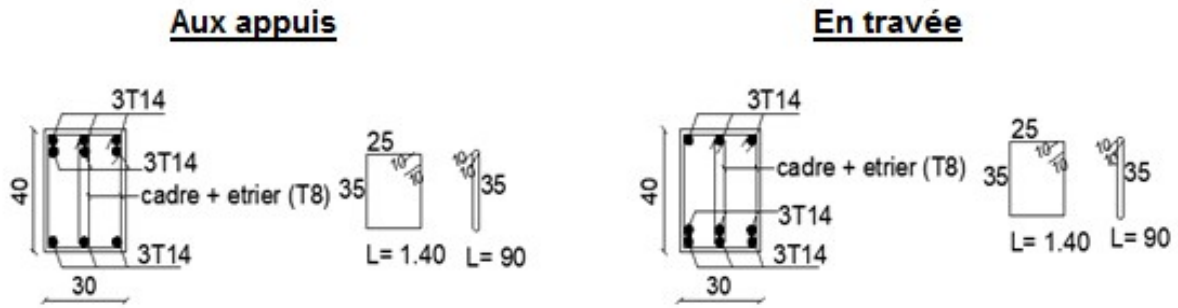


Figure.VI.4 *Ferraillage des poutres principales*

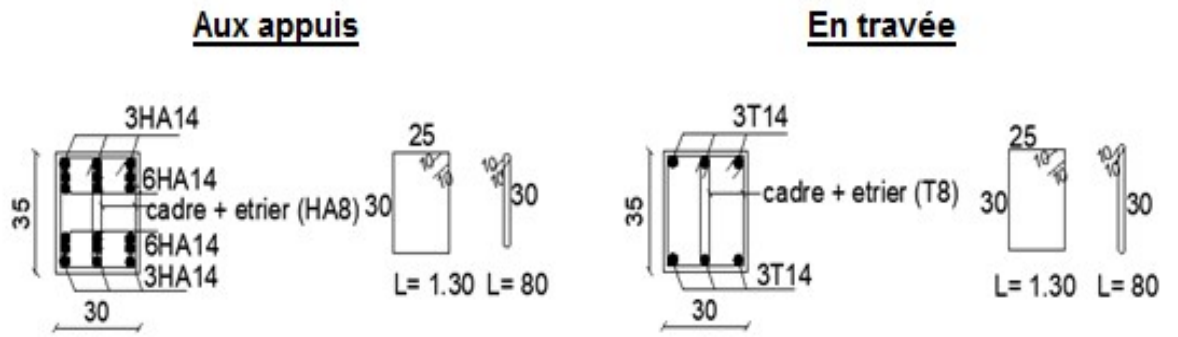


Figure.VI.5 *Ferraillage des poutres Secondaire prés des voiles*

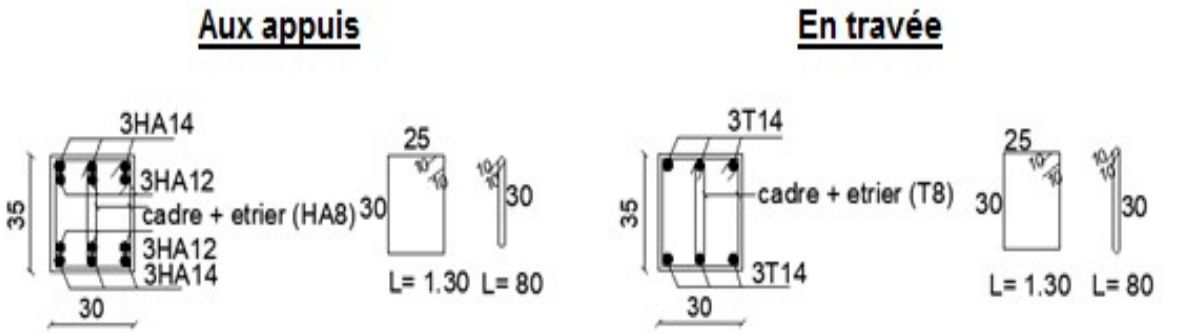
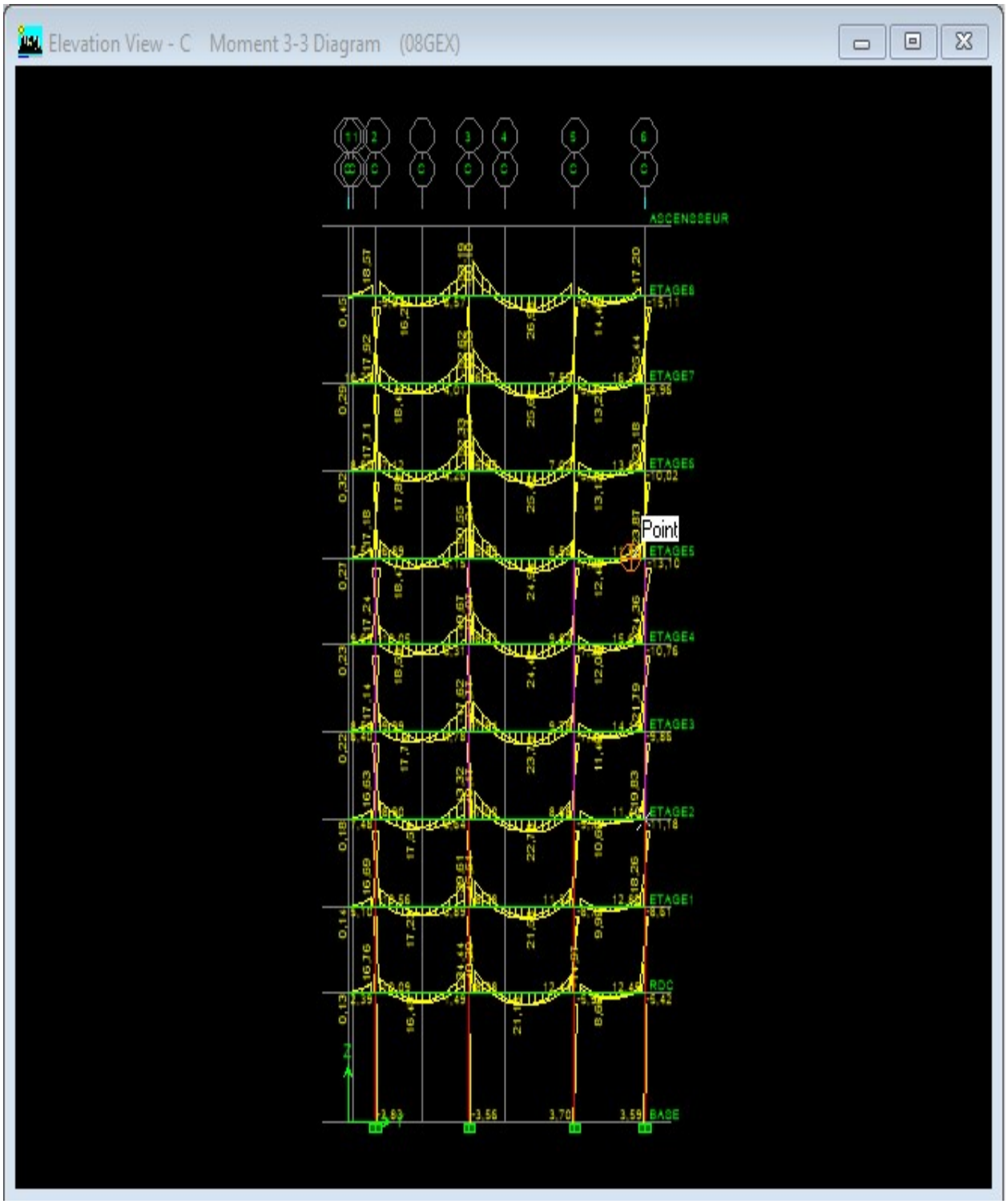


Figure.VI.6 *Ferraillage des poutres Secondaire loin des voiles*

VI.8 DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES



Figeure VI.7 *Diagramme des efforts internes* ***(08GEX)*** *dans le sens transversal.*

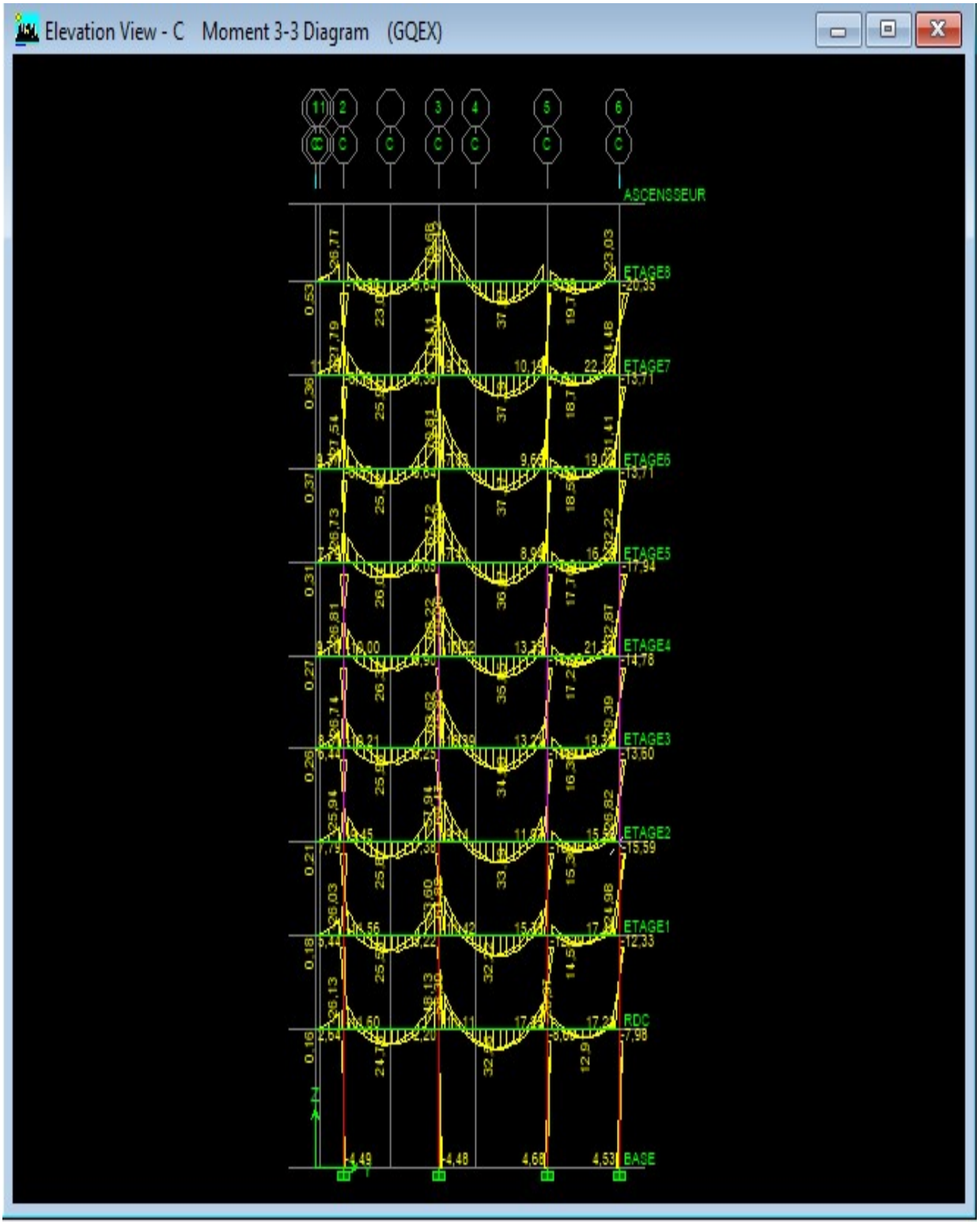


Figure VI.8 *Diagrammes des efforts internes (**GQEX**) dans le sens transversal.*

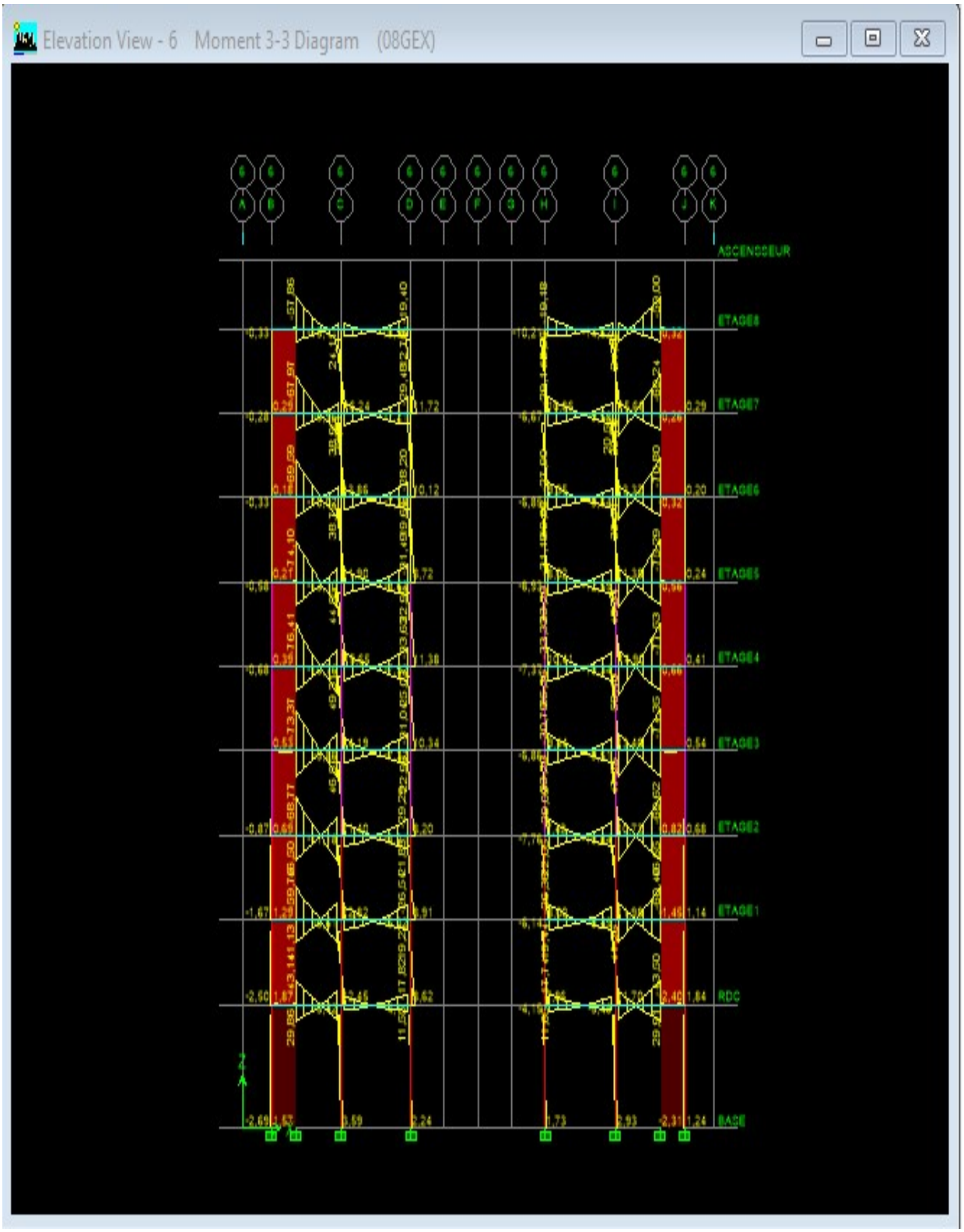


Figure VI.9 *Diagramme des efforts internes* ***(08GEX)*** *dans le sens longitudinal.*

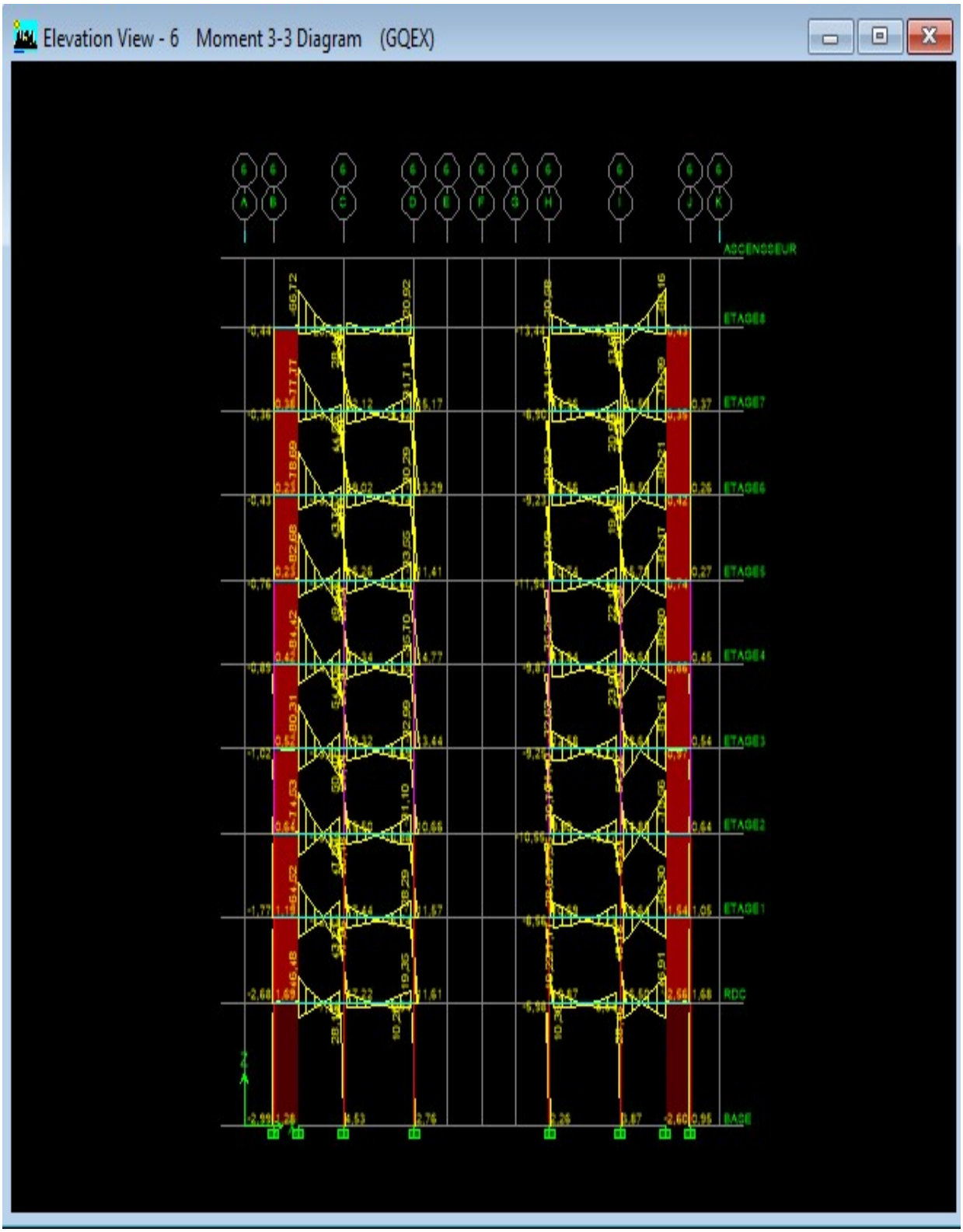


Figure VI.10 *Diagramme des efforts internes* ***(GQEX)*** *dans le sens longitudinal.*

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES POTEAUX

VII.1 INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant,
- Effort normal minimal et le moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII.2 LES SITUATIONS A CONSIDERER

Tableau VII.1 *caractéristiques mécanique des matériaux*

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	1	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	0,85	25	21,74	1	400	400

VII.3 RECOMMANDATION DU RPA 2003

a. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (40x45) $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 45 = 14{,}4\ cm^2$
Poteau (35x40) $A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 40 = 11{,}2\ cm^2$
Poteau (30x35) $A_{min} = 0{,}008 \times 30 \times 35 = 8{,}4\ cm^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (40x45) $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 45 = 72\ cm^2$
Poteau (35x40) $A_{max} = 0{,}04 \times 35 \times 40 = 56\ cm^2$
Poteau (30x35) $A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 35 = 42\ cm^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (40x45) $A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 45 = 108\ cm^2$
Poteau (35x40) $A_{max} = 0{,}06 \times 35 \times 40 = 84\ cm^2$
Poteau (30x35) $A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 35 = 63\ cm^2$

Le diamètre minimal est de $\Phi l 2$

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 = 25cm (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

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1;\ h_1; 60\text{cm}\right)$$

Avec:

- $(h_1 ; b_1)$: section de poteau.
- h_e: hauteur d'étage

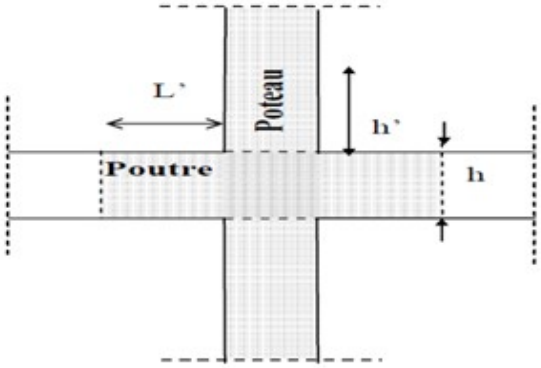


Figure VII.1 *La zone nodale poteaux.*

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \times f_e} \qquad (\textbf{RPA99} \text{ modfié } \textbf{2003}, \textbf{Art7.4.2.2})$$

Avec :

- V_u: Effort tranchant de calcul,
- f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,
- ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,
- h_t: Hauteur totale de la section brute,

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau,

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}}\ , \quad L_f = 0{,}7h_e$$

- L_f : La longueur de flambement des poteaux,
- S_t : espacement des armatures transversales,
- $S_t \leq \left(10\Phi_L^{min}, 15\text{ cm}\right)$ en zone nodale,
- $S_t \leq \left(15\Phi_L^{min}\right)$ en zone courante,
- Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}3\%\ S_t b$$
$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0{,}8\%\ S_t b$$
$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $(\Phi > 12mm)$ 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 $(10\,\Phi_{min})$

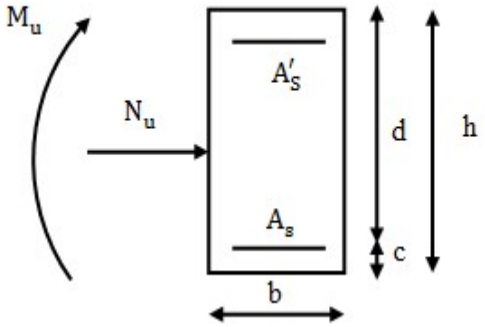
VII.4 CALCUL DU FERRAILLAGE

VII.4.1 L'ARMATURE LONGITUDINALE

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a. Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c) b h^2 f_{bc}$$

Avec $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$ Moment fictif

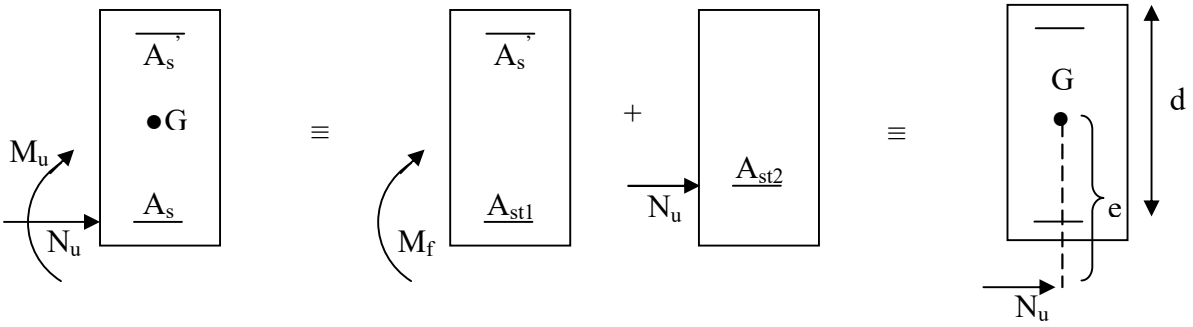


Figure VII.2 *Schéma de calcul en flexion composée.*

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\, f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ → la section est simplement armée. (**SSA)**

$\mu \rightarrow$ Tabeau → β

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta\,.\,d\,.\,\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0{,}392$ → la section est doublement armée. (**SDA**)

On calcul

$$\Delta M = M_f - Mr$$

$$M_r = \mu\, bd^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r\,.\,d\,.\,\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \qquad A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Mr : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC)

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'intérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de compression)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c)bh^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c.à.d :

  Si $(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c)bh^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s} \qquad ; \qquad A_s = 0$$

avec : $$\Psi = \frac{\left(0{,}3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}\right)}{\left(0{,}8571 - \frac{c'}{h}\right)}$$

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c-à-d :

$$N_u \times (d - c') - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d' armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0{,}5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque

Si As est négative :

$$A_s \geq \left\{\frac{bh}{1000} ; 0{,}23bh\frac{f_{t2}}{f_e}\right\}$$

c. Section entièrement tendue (SET)

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

- **Efforts normaux**

N > 0 : traction ; N < 0: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_s' = \dfrac{N_u . a}{(d - c')\sigma_s} \\ A' = \dfrac{N_u}{\sigma_s} - A_s' \end{cases}$$

d. Ferraillage a l'ELU

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **Socotec.**
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.2 *Ferraillage des poteaux dans le sens transversal.*

ferraillage des poteaux dans le sens transversal								
Niv	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**Situation**	**Sect (cm^2)**	**obs**	**A_s cm^2**	**A_s' cm^2**	**A_{min} cm^2**
E-sol au 1ere étage	N_{max}= 1444,03	M_{cor} = -2 ,734	**durable**	**40**	**SEC**	**0**	**0**	**14,4**
	N_{min} = 99,6	M_{cor} = -3,744	**acc**	**X**	**SPT**	**1,38**	**0**	
	N_{cor} = 912,11	M_{max}= 17,115	**acc**	**45**	**SPC**	**0**	**0**	
2au 4eme Etage	N_{max}= 928,93	M_{cor} = -2,535	**durable**	**35**	**SEC**	**0**	**0**	**11,2**
	N_{min} = 50,9	M_{cor} = 1,324	**acc**	**X**	**SPC**	**1,29**	**0**	
	N_{cor} = 493,42	M_{max}= 35,751	**acc**	**40**	**SPC**	**2,17**	**0**	
5au 7eme étage	N_{max}= 453,01	M_{cor} = 0,883	**durable**	**30**	**SEC**	**0**	**0**	**8,4**
	N_{min} = 32,88	M_{cor} = 0,375	**acc**	**X**	**SPC**	**3,07**	**0**	
	N_{cor} = 234,22	M_{ma} = -30,041	**acc**	**35**	**SPC**	**3,65**	**0**	

Tableau VII.3 *Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.*

ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal								
Niv	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**Situation**	**Sect (cm^2)**	**obs**	**A_s cm^2**	**A_s' cm^2**	**A_{min} cm^2**
E-sol au 1ere étage	N_{max}= 1444,03	M_{cor} = 0,097	**Durable**	**40 X 45**	**SEC**	**0**	**0**	**14,4**
	N_{min} = 99,6	M_{cor} = 0,953	**Acc**		**SPT**	**0,74**	**0**	
	N_{cor} = 470,01	M_{max}= 19,384	**Acc**		**SEC**	**2,95**	**0**	
2au 4eme étage	N_{max}= 928,93	M_{cor} = -0,859	**Durable**	**35 X 40**	**SEC**	**0**	**0**	**11,2**
	N_{min} = 50,9	M_{cor} = 4,008	**Acc**		**SPC**	**1,22**	**0**	
	N_{cor} = 701,1	M_{max}= -53,087	**Acc**		**SPC**	**0,26**	**0**	
5au 7eme étage	N_{max}= 453,01	M_{cor} = -0,909	**Durable**	**30 X 35**	**SEC**	**0**	**0**	**8,4**
	N_{min} = 32,88	M_{cor} = 9,229	**Acc**		**SPC**	**0,23**	**0**	
	N_{cor} = 309,76	M_{ma} = -46,095	**Acc**		**SPC**	**2,53**	**0**	

- **Poteaux (40X45) cm^2**
  - **Sens xx : 3 HA16 = 6,02 cm²**
  - **Sens yy : 3 HA16 = 6 ,02cm²**

La section totale est de : **8HA16 = 16,07 cm² > As_{min}= 14,4 cm^2**

- **Poteaux (35X40) cm^2**
  - **Sens xx : 3HA14 = 4,62 cm²**
  - **Sens yy : 3HA14 = 4,62cm²**

La section totale est de : **8 HA14 = 12,32 cm² > As_{min}= 11,2 cm^2**

- **Poteaux (30X35) cm^2**
  - **Sens xx : 3HA12 = 4,21 cm²**
  - **Sens yy : 3HA12 = 4,21cm²**

La section totale est de : **8HA12 = 9,03 cm² > As_{min}= 8,4 cm^2**

VII.4.2 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

a. Le Diamètre

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.

$$\emptyset_l = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\text{mm} \qquad \text{soit} \quad 8\text{ mm}$$

On adopte : 4 ϕ 8 =2,01cm^2

b. Espacement

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suite :

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \left(10\Phi_L^{min}, 15\text{ cm}\right).$$

- Pour : $Ø_{lmin}$ = 12 mm : $S_t \leq$ min {12,15*cm*} soit : St = 10 cm,
- Pour : $Ø_{lmin}$ = 14 mm : $S_t \leq$ min {14,15*cm*} soit : St = 10 cm,
- Pour : $Ø_{lmin}$ = 16 mm : $S_t \leq$ min {16,15cm} soit : St = 10 cm.

On opte pour St =10 cm.

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq \left(15\Phi_L^{min}\right)$$

- Pour: Ølmin = 12mm : St' ≤ 18 cm soit: St' = 15 cm,
- Pour: Ølmin = 14 mm : St' ≤ 21 cm soit: St' = 15 cm,
- Pour: Ølmin = 16 mm : St' ≤ 24 cm soit: St' = 15cm.

On opte pour S_t =15 cm.

VII.5 VERIFICATIONS A L'ELU

VII.5.1 VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}3\%\ S_t b$$
$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0{,}8\%\ S_t b$$
$$3 < \lambda_g < 5 \quad \textit{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

Avec : b, h : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λg : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i_{min}} \quad , i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{bh}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f$$

$L_f = 0{,}7h + L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0: Longueur libre du poteau.

a. Application

- **Poteaux (40x45)**

Pour l'Entre sol: $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0{,}7 \times 410 = 24{,}85$

Pour le RDC et 1er étage : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0{,}7 \times 266 = 16{,}12$

- **Poteaux (35x40)**

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0{,}7 \times 266 = 18{,}43$$

- **Poteaux (30x35)**

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0{,}7 \times 266 = 21{,}50$$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures :

➢ **En zone nodale (S_t = 10 cm)**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×40 = 1, 2 cm^2 < 2, 01 cm^2 …….**cv**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×35 = 1, 05 cm^2< 2, 01 cm^2 .....**cv**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×30 = 0, 9 cm^2 <2, 01 cm^2 .....**cv**

➢ **En zone courante (S_t = 15cm)**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15×40 =1, 8 cm^2 < 2, 01 cm^2 .....**cv**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15 ×35 = 1.575 cm^2 < 2, 01 cm^2 ……..**cv**

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15 ×30 = 1, 35 cm^2 < 2, 01 cm^2 .....**cv**

On adopte 4HA8 = 2, 01 $cm^2 \geq At_{min}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t$ = 80 mm = 8 cm.

b. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91, Art A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}}$$

Avec :

- $\tau_{su} = 0{,}6\Psi_s{}^2 f_{t28}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$
- $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA 12 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32$ cm

Pour les HA 14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38$ cm

Pour les HA 16 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\,\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44$ cm

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : L = 40Ø

- Pour les **HA12 :** L = 40 × φ = 40 × 1.2 = 48 cm,
- Pour les **HA14 :** L = 40 × φ = 40 × 1.4 = 56 cm,
- Pour les **HA16 :** L = 40 × φ = 40 × 1.6 = 64 cm.

VII.5.2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (RPA99, ART7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : fc28 = 25 MPa.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

- **Poteaux 40x45**

$$\tau_b = \frac{42{,}11}{400 \times 425 \times 1000} = 2{,}48 \times 10^{-7} \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875$MPa.

$\Rightarrow$ $\boldsymbol{\tau_b << \tau_{bu}}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Poteaux 35x40**

$$\tau_b = \frac{40{,}34}{350 \times 375 \times 1000} = 3{,}07 \times 10^{-7} \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875$ MPa.

$\Rightarrow$ $\boldsymbol{\tau_b << \tau_{bu}}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Poteaux 30x35**

$$\tau_b = \frac{27{,}65}{300 \times 325 \times 1000} = 2{,}84 \times 10^{-7} \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0{,}075 \times 25 = 1.875$MPa

$\Rightarrow$ $\boldsymbol{\tau_b << \tau_{bu}}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII.5.2 DELIMITATION DE LA ZONE NODALE

$\grave{L} = 2 \times h$

$\grave{h} = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$.

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- $b_1 h_1$ dimensions du poteau,
- h_e : hauteur entre nus des poutres.

$h' = \max\{75,40,45,60cm\}$

L'=2h=2x40=80cm

On aura : $h\grave{} = 80$ cm

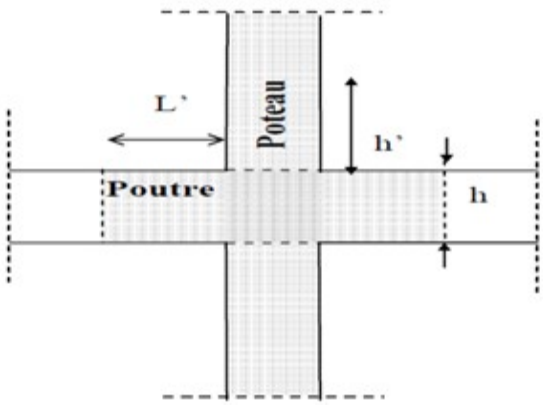


Figure VII.3 *La zone nodale des poteaux*

Remarque

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

VII.6 VERIFICATION A L'ELS

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Etat limite de compression du béton**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\ MPa$ → **(BAEL 91, Art.4.5.2)**

a. Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

- y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.
- y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $lc = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$
- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

b. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre supérieure

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre inférieure

Finalement on vérifie **:** max $\left(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}\right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
Les résultats de vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.4 *vérification pour le béton dans le sens transversal*

section	Ns	Ms(KN.m)	e_s(m)	Nature	σsup (MPA)	σinf (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ **(MP)**	Obs
40 X 45	N_{max}=1051,15	M_{cor} = -1,99	0,0019	**SEC**	5,19	5,43	**15**	condition vérifiée
	N_{min} = 423,88	M_{cor} =-5,082	0,012	**SEC**	1,84	2,44	**15**	condition vérifiée
	N_{cor} = 968,33	M_{max}=-7,562	0,008	**SPC**	4,44	5,34	**15**	condition vérifiée
35 X 40	N_{max} = 676,2	M_{cor} =-1,853	0,0027	**SEC**	4,23	4,55	**15**	condition vérifiée
	N_{min} =278,01	M_{cor} =-6,42	0,023	**SEC**	1,25	2,36	**15**	condition vérifiée
	N_{cor}= 304,13	M_{max}= 11,9	0,039	**SPC**	3	0,95	**15**	condition vérifiée
30 X 35	N_{max} =330,03	M_{cor} =-0,595	0,018	**SPC**	2,73	2,88	**15**	condition vérifiée
	N_{min} =133,05	M_{cor} =-2,349	0,017	**SPC**	0,32	1,94	**15**	condition vérifiée
	N_{cor}=142,03	M_{max}=12,746	-0,09	**SPC**	2,88	0,00	**15**	condition vérifiée

Tableau VII.5 *vérification pour le béton dans le sens longitudinal*

section	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	Nature	σsup (MPa)	σinf (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs
40 X 45	N_{max}=1051,15	M_{cor} = 0,07	-0,00007	**SEC**	5,31	5,3	**15**	condition vérifiée
	N_{min} =423,88	M_{cor} = -1,979	0,0047	**SPC**	2,2	2,26	**15**	condition vérifiée
	N_{cor} =788,87	M_{max}= -4,862	0,0062	**SPC**	3,69	4,27	**15**	condition vérifiée
35 X 40	N_{max} = 676,2	M_{cor} = -0,62	0,0009	**SEC**	4,34	4,45	**15**	condition vérifiée
	N_{min} =278,01	M_{cor} = -2,783	0,010	**SPC**	1,57	2,05	**15**	condition vérifiée
	N_{cor}= 496,58	M_{max}= -13,47	0,027	**SPC**	2,06	4,39	**15**	condition vérifiée
30 X 35	N_{max} =330,03	M_{cor} = -0,258	0,0008	**SPC**	2,77	2,84	**15**	condition vérifiée
	N_{min} =133,05	M_{cor} = -2,899	0,022	**SPC**	0,76	1,5	**15**	condition vérifiée
	N_{cor}=233,68	M_{max}= -5,681	0,024	**SPC**	0,00	3,98	**15**	condition vérifiée

c. Condition de non fragilité (BAEL91 modifiée 99, Art A.4.2, 1)

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 **fe.**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s \pm 0.455 \times d}{e_s \pm 0.185 \times d}\right]$$

Tableau VII.6 *résume tous les résultats de calcul pour le béton dans les deux sens longitudinal et transversal.*

NIV	section	Sens	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e_S(m)	A_{min}	$A_{adopté}$	Obs
E-sol au 1ere étage	**40 X 45**	Xx	N_{max} =1051,15	M_{cor} = -1,99	0,0019	5,18	16,07	CV
			N_{min} = 423,88	M_{cor} =-5,082	0,012	5,64		
			N_{cor} = 968,33	M_{max}=-7,562	0,008	5,44		
		Yy	N_{max} =1051,15	M_{cor} = 0,07	-0,00007	5,11		
			N_{min} = 423,88	M_{cor} = -1,979	0,0047	5,30		
			N_{cor} =788,87	M_{max}= -4,862	0,0062	5,36		
2au 4eme étage	**35 X 40**	Xx	N_{max} = 676,2	M_{cor} =-1,853	0,0027	4,04	12,32	CV
			N_{min} =278,01	M_{cor} =-6,42	0,023	5,08		
			N_{cor}= 304,13	M_{max}= 11,9	0,039	6,87		
		Yy	N_{max} = 676,2	M_{cor} = -0,62	0,0009	3,98		
			N_{min} =278,01	M_{cor} = -2,783	0,010	4,33		
			N_{cor}= 496,58	M_{max}= -13,47	0,027	5,41		
5au 7eme étage	**30 X 35**	Xx	N_{max} =330,03	M_{cor} =-0,595	0,018	3,66	9 ,03	CV
			N_{min} =133,05	M_{cor} =-2,349	0,017	3,61		
			N_{cor}=142,03	M_{max}=12,746	-0,09	2,48		
		Yy	N_{max} =330,03	M_{cor} = -0,258	0,0008	2,96		
			N_{min} =133,05	M_{cor} = -2,899	0,022	3,92		
			N_{cor}=233,68	M_{max}= -5,681	0,024	4,07		

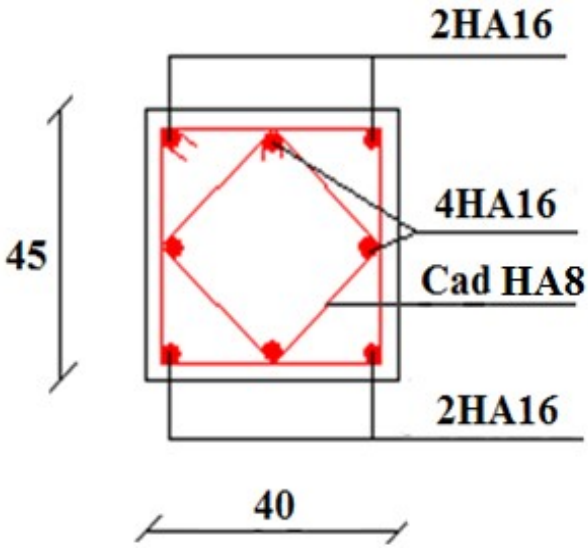


Figure VII.4 *Ferraillage des poteaux de l'E/Sol, RDC et 1ere étage* ***(40x45)***

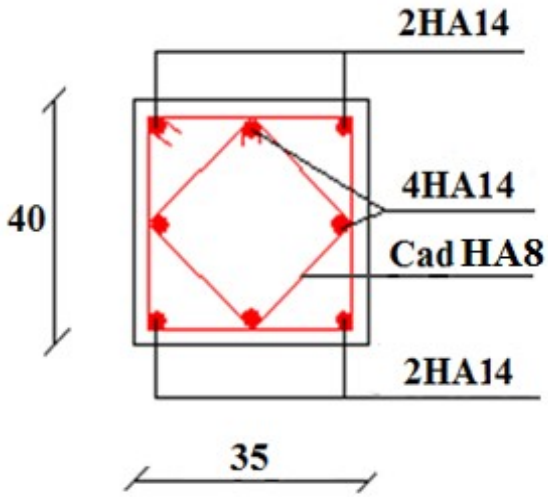


Figure VII.5 *Ferraillage des poteaux de 2^{éme}, 3^{éme} et 4^{éme} étage* ***(35x40)***

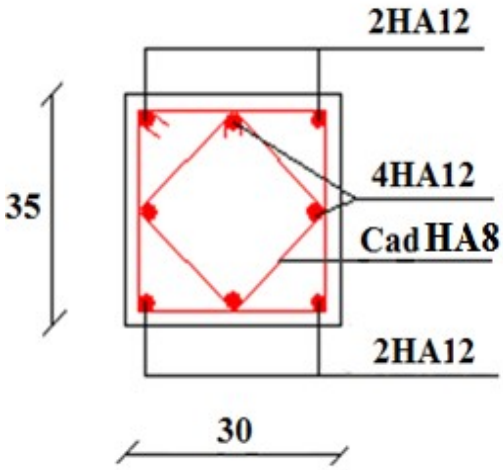


Figure VII.6 *Ferraillage des poteaux de 2 ^{éme}, 3^{éme} et 4^{éme} étage* ***(30x35)***

CHAPITRE VIII

FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1 INTRODUCTION

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

VIII.2 COMBINAISON D'ACTION

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\rightarrow \begin{cases} 1{,}35\,G + 1{,}5\,Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA révise 2003 $\rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0{,}8\,G \pm E \end{cases}$

VIII.3 FERRAILLAGE DES VOILES

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- B : section du béton.
- I : moment d'inertie du voile.
- V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{voile}/2$

b. Note

- Le ferraillage des voiles se fera comme pour celui des poteaux, par zone. Il se fera en fonction de leur épaisseur et de la section de leurs raidisseurs car il possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.
  - **Zone I :** Sous-sol ⇒ e_p = 25 cm et section (40 x 45),
  - **Zone II** : RDC, 1ere étage ⇒ e_p = 20 cm et Section (40 x 45),
  - **Zone III** : du 2^{éme} étage au 6 ^{éme} étage. ⇒ e_p = 20 cm et Section (35 x 40),
  - **Zone IV** : du **7**^{éme} et 8 ^{éme} étage ⇒ e_p = 20 cm et Section (30 x 35).

- Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 4 groupes :
  - **V1 :** VL1, VL2,
  - **V2 :** VL3, VL4,
  - **V3 :** VT5,
  - **V4 :** VT1,
  - **V5 :** VT2, VT3.

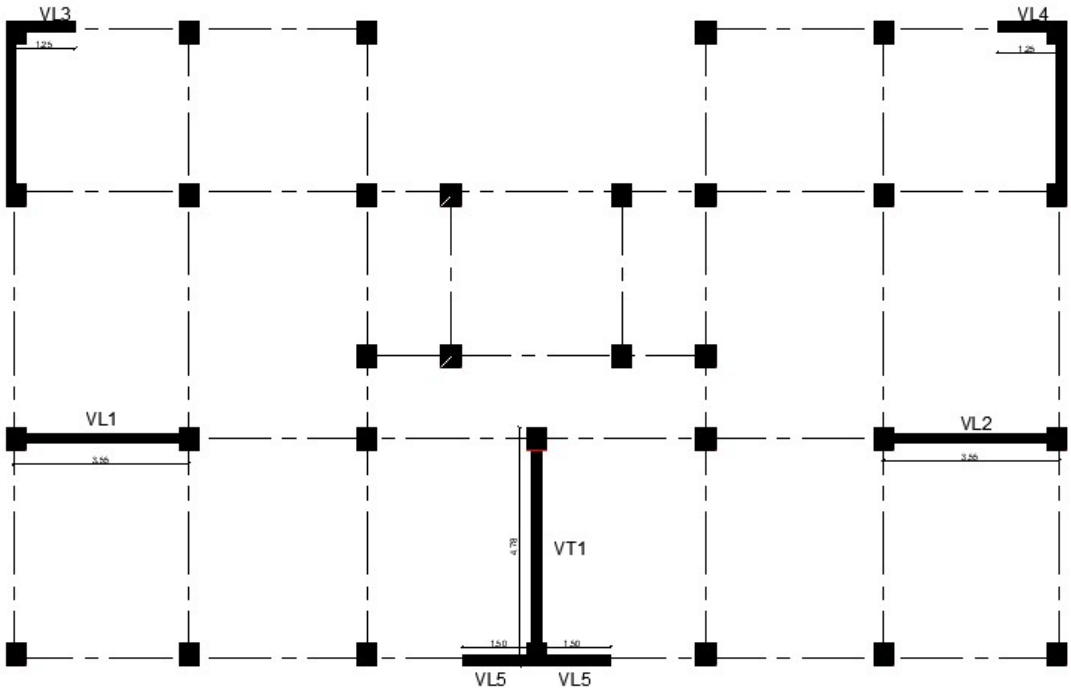


Figure VIII.1 *Disposition des voiles dans la structure.*

- Les contraintes des déférents voiles seront résumées dans les tableaux suivants.

➢ **Contrainte due à N_{max} et $M_{correspondants}$**

Tableau VIII.1 *Calcul des contraintes dues à N_{max} et M_{corr}*

		e (m)	L (m)	B (m)	Inertie (m^4)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m2)	σ_{min} (KN/m^2)
V1	zone I	0,25	3,95	0,99	1,28	4720,87	50,32	4739,26	4703,22
	zone II	0,20	3,95	0,79	1,03	4138,94	47,01	3360,15	5148,78
	zone III	0,20	3,90	0,78	0,99	3116,30	26,90	2483,77	3942,20
	zone IV	0,20	3,85	0,77	0,95	1559,38	0,91	1202,56	2023,33
V2	zone I	0,25	1,65	0,41	0,09	1336,84	163,98	1997,00	1795,27
	zone II	0,20	1,65	0,33	0,07	931,73	116,98	1596,51	1534,39
	zone III	0,20	1,60	0,32	0,07	576,32	44,30	703,56	1281,86
	zone IV	0,20	1,55	0,31	0,06	201,40	16,44	267,72	444,39
V3	zone I	0,25	1,90	0,48	0,14	3542,74	287,34	3593,10	5548,11
	zone II	0,20	1,90	0,38	0,11	2744,62	126,36	2093,04	6172,60
	zone III	0,20	1,85	0,37	0,11	1894,34	70,29	1317,03	4503,71
	zone IV	0,20	1,80	0,36	0,10	804,89	13,14	411,43	2114,14
V4	zone I	0,25	4,80	1,20	2,30	3795,97	8245,99	13144,74	-5426,26
	zone II	0,20	4,80	0,96	1,84	3031,23	6287,85	11097,29	-5029,77
	zone III	0,20	4,75	0,95	1,79	2085,75	944,53	3237,35	939,64
	zone IV	0,20	4,70	0,94	1,73	1074,76	476,21	1657,01	496,63
V5	zone I	0,25	3,70	0,93	1,06	2833,42	1105,23	4558,50	1125,57
	zone II	0,2	3,7	0,74	0,8442	2305,7	875,18	3 624,07	1197,96
	zone III	0,2	3,65	0,73	0,8105	1710,09	379,52	2 102,98	1487,97
	zone IV	0,2	3,6	0,72	0,7776	837,44	128,85	901,22	864,85

- **Contrainte due à N_{min} et $M_{correspondants}$**

Tableau VIII.2 Calcul des contraintes dues à N_{min} et M_{corr}

		e (m)	L (m)	B (m)	Inertie (m^4)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m^2)	σ_{min} (KN/m^2)
V1	zone I	0,25	3,9	0,975	1,24	2063,75	3815,37	8136,97	- 3903,64
	zone II	0,2	3,9	0,78	0,99	1587,57	1768,86	5524,22	-1453,53
	zone III	0,2	3,875	0,775	0,97	893,23	575,36	2302,08	3,03
	zone IV	0,2	3,85	0,77	0,95	190,73	100,58	451,27	44,13
V2	zone I	0,25	1,4	0,35	0,06	754,93	143,58	3915,07	398,82
	zone II	0,2	1,4	0,28	0,05	431,96	93,1	2967,71	117,71
	zone III	0,2	1,4	0,28	0,05	180,88	76,96	1823,96	- 531,96
	zone IV	0,2	1,4	0,28	0,05	22,38	75,4	1234,01	- 1074,15
V3	zone I	0,25	3	0,75	0,56	810,6	115,47	1388,72	772,88
	zone II	0,2	3	0,6	0,45	395,34	68,03	885,67	432,13
	zone III	0,2	3	0,6	0,45	41,87	16,66	125,32	14,25
	zone IV	0,2	3	0,6	0,45	53,5	23,98	169,10	9,23
V4	zone I	0,25	4,775	1,1938	2,27	72,73	3359,87	3597,53	- 3475,68
	zone II	0,2	4,75	0,95	1,79	338,68	2630,32	3853,88	- 3140,87
	zone III	0,2	4,75	0,95	1,79	479,75	294,6	896,71	113,29
	zone IV	0,2	4,725	0,945	1,76	77,41	312,6	501,97	-338,14
V5	zone I	0,25	3,7	0,925	1,06	2833,42	111,95	3259,42	2866,90
	zone II	0,2	3,7	0,74	0,84	480,15	104,36	877,54	420,16
	zone III	0,2	3,675	0,735	0,83	347,56	117,63	734,16	211,58
	zone IV	0,2	3,65	0,73	0,81	42,94	22,02	108,41	9,24

- **Contrainte due à M_{max} et $N_{correspondants}$**

Tableau VIII.3 Calcul des contraintes dues à M_{max} et N_{corr}

		e (m)	L (m)	B (m)	Inertie (m^4)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m^2)	σ_{min} (KN/m^2)
V1	zone I	0,25	3,9	0,98	1,24	3253,18	6064,17	12 905,30	- 6232,12
	zone II	0,2	3,9	0,78	0,99	2825,93	3912,07	11339,10	- 4 093,13
	zone III	0,2	3,875	0,78	0,97	2121,63	1926,96	6587,50	- 1112,32
	zone IV	0,2	3,85	0,77	0,95	1064,63	611,67	2620,63	144,65
V2	zone I	0,25	1,4	0,35	0,06	65,86	340,65	4 359,40	- 3983,05
	zone II	0,2	1,4	0,28	0,05	142,43	137,36	2611,13	- 1593,77
	zone III	0,2	1,4	0,28	0,05	157,27	131,73	2577,95	- 1454,60
	zone IV	0,2	1,4	0,28	0,05	167,52	97,17	2085,58	- 889,01
V3	zone I	0,25	3	0,75	0,56	1574,95	2232,91	8054,36	- 3854,49
	zone II	0,2	3	0,60	0,45	1354,79	1106,5	5946,32	- 1430,35
	zone III	0,2	3	0,60	0,45	1083,14	671,81	4044,60	- 434,13
	zone IV	0,2	3	0,60	0,45	368,2	301,97	1620,23	- 392,90
V4	zone I	0,25	4,775	1,19	2,27	3795,97	8245,99	13211,19	- 5499,88
	zone II	0,2	4,75	0,95	1,79	3031,23	6287,85	11551,34	- 5169,81
	zone III	0,2	4,75	0,95	1,79	2062,61	3715,93	7112,02	- 2769,68
	zone IV	0,2	4,725	0,95	1,76	931,41	1254,92	2671,91	- 700,68
V5	zone I	0,25	3,7	0,93	1,06	2794,76	5432,75	12545,54	- 6502,82
	zone II	0,2	3,7	0,74	0,84	2191,2	3633,57	10923,62	-5001,45
	zone III	0,2	3,675	0,74	0,83	1485,8	1995,81	6454,78	- 2411,79
	zone IV	0,2	3,65	0,73	0,81	682,35	525,99	2119,17	- 249,71

NB : Les contraintes de traction les plus importantes seront prises dans le calcules des ferraillages. Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

- h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré,
- L_c : la longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

- L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

VIII.3.1 ARMATURES VERTICALES

- **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

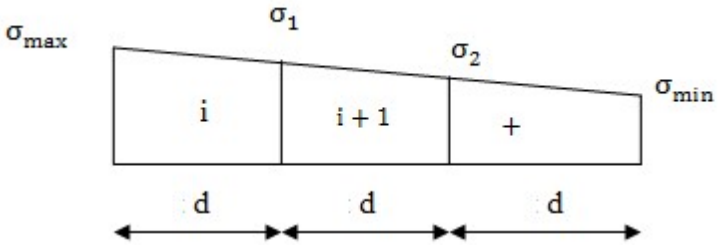


Figure VIII.2 *le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée*

- **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e$$

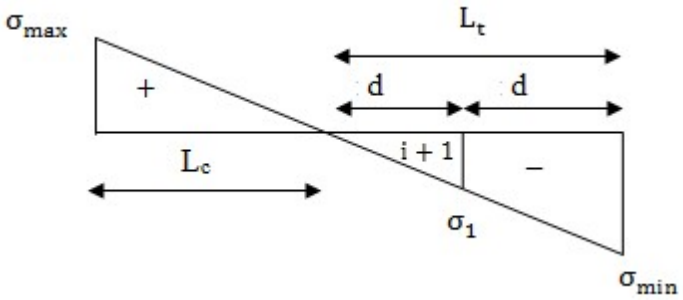


Figure VIII.3 *Diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée*

- **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

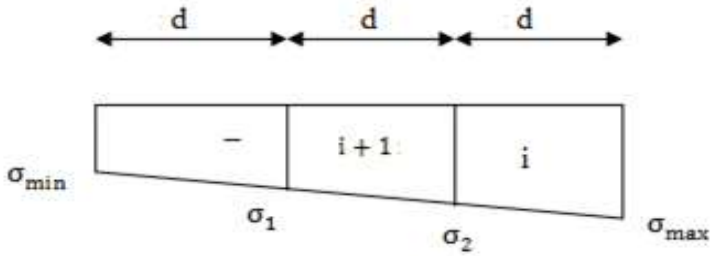


Figure VIII.4 *le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendu*

Détermination des armatures

a. Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_V = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ (2‰) : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 2‰.

- Combinaisons courantes : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$
- Combinaisons accidentelles : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10‰)$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de $(10‰)$.

- Combinaisons courantes : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$
- Combinaisons accidentelles : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

- **Section entièrement tendue**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ(2‰) = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

- Combinaisons courantes : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$
- Combinaisons accidentelles : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

VIII.3.2 ARMATURES MINIMALES

- **Pour une section entièrement comprimée**

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (BAEL91modifiées 99, Art A.8.1, 21)

$0,2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\ \%$ (BAEL91modifiées 99, Art A.8.1, 21)

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{f_e};0,15\%B\right\}$$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{0,23Bf_{t28}}{f_e};0,005B\right\}$$

Avec :

B : section du béton tendu

- Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.
- Exigences de RPA 2003 (RPA99 version 2003, article 7.7.4.3/)
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

· Globalement dans la section du voile 0 ,15 %

· En zone courantes 0,10 %

VIII.3.3 ARMATURES HORIZONTALES

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

a. D'après le RPA 99

- $A_H \geq 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile,
- $A_H \geq 0,10\%B$ En zone courante.

Avec :

B**:** section du béton.

b. D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec *:*

A_v : section d'armatures verticales.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

VIII.3.4 ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3** du **RPA99 révise 2003.**
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.3.5 ARMATURES DE COUTURES

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{f_e}$$ (RPA99 version 2003, Art 7.7.4.3)

$$T = 1{,}4\ V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.3.6 POTELET

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ 4HA10

VIII.3.7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

a. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e\,;30\,cm\}$…… (RPA 2003, Art 7.7.4.3)

Avec :

- e : épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

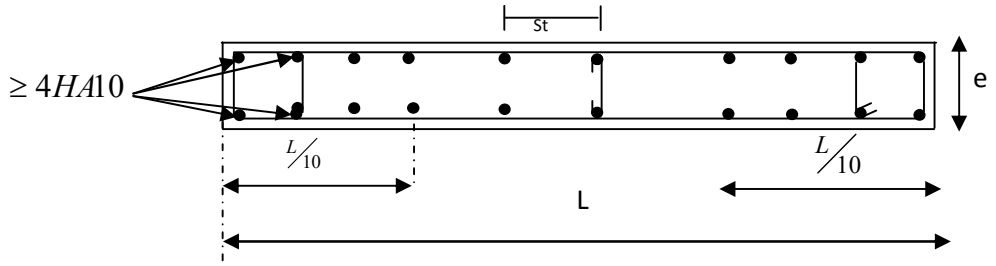


Figure VIII .5 *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

b. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à : …….. (RPA 2003, Art 7.7.4.3)

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c. Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

VIII .4 VERIFICATION

VIII .4.1 VERIFICATION A L'ELS

Pour cet état, il considère :

$N_s = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- N_s : Effort normal applique
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

VIII .4.2 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

a. Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \overline{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b. Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,5MPa$$ (La fissuration est préjudiciable)

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

VIII .5 EXEMPLE DE CALCUL

Soit à calculer le ferraillage des voiles **V1** en **ZONE I** :

- $B = 0{,}50\ m^2$
- $\sigma_{max} = 12905{,}30\ KN/m^2$
- $\sigma_{min} = -6232{,}12\ KN/m^2$

$$L_c = \frac{12905{,}30}{12905{,}30 + 6232{,}12} \times 3{,}90 = 2{,}638\,m$$

$L_c = 2.638$ m $\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée **(SPC)**.
$L_t = L - L_c = 1.26$ m
Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right) \Rightarrow \min(1{,}53 ; 1{,}76) = 1{,}53$ m
Pour notre cas on prend d = 0,45 m

$$\sigma_1 = (L_t - d_1) \times \frac{\sigma_{min}}{L_t} = -3881.02 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = (L_t - d_2) \times \frac{\sigma_{min}}{L_t} = -1941 KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 557.70\ KN$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \cdot d \cdot e = 295.20\ KN$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e = 98.40\ KN$$

VIII.5.1 CALCUL DES ARMATURES

a. Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 18.91\ cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 12.35 cm^2$$

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 7.34 cm^2$$

b. Armatures minimales

$$A_{min} = (0{,}5\ \%B) \quad \text{Telque } B = d \times e$$

$$A_{min} = (48{,}76\ cm^2)$$

- Le ferraillage à adopter pour la 1 ere bande d_1 **14 HA14 soit A_v=21,56 cm^2** avec un espacement de **e_p =10 cm**,
- Et la zone courante sera ferrailler avec : **22HA14 soit A_v=33,88 cm^2** avec un espacement de **e_p = 15 cm**,
- Le ferraillage à adopter pour une nappe du voile est **A_v = 77 cm^2**.

c. Armatures horizontales

- **D'après le BAEL 91**

$$A_H = \frac{A_{V\,adopte}}{4}; A_H = \frac{77}{4} = 19{,}25 \text{ cm}$$

- **D'après le RPA révise 2003**

$$A_H \geq 0{,}15\,\% \cdot B = 14{,}63 \text{cm}^2$$

Soit : 29HA10 = 22,62 cm^2/nappe **Avec :** St= 15 cm

d. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

VIII.5.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

- **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{515{,}95x10^3}{250x0{,}9x3900} = 0{,}588\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\frac{25}{1{,}15}; 4MPa\right) = 3{,}26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0{,}588\ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}26MPa$$

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_u = \frac{1{,}4T}{b \cdot d} = \frac{1{,}4 \times 253{,}37 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 1775} = 0{,}905MPa$$

$$\tau_b = 0{,}588MPa < \bar{\tau}_b = 5MPa$$

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15A} = \frac{3444.70 \quad 10^3}{0{,}975\ 10^6 + 15(77\ 10^2)}$$

$\sigma_b = 3.33 MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

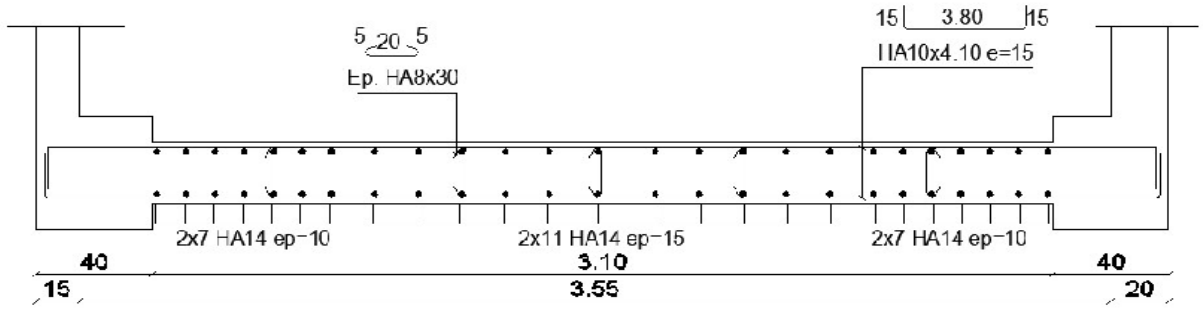


Figure VIII.6 *ferraillage du voile **V.1** dans la **ZONE I.***

Les résultats des autres voiles sont résume dans les tableaux suivant :

Tableau VIII.4 *Ferraillage des voiles V.1*

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		3,9	3,9	3,875	3,85
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)		0,975	0,78	0,775	0,77
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		12622,36	11099,13	6520,75	2779,09
	σ_{min} [KN/m²]		- 6 033,64	- 3 944,88	-1 080,67	98,29
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SEC**
	V_u (kN)		515,95	363,21	262,88	182,49
	L_t(m)		1,26	1,02	0,55	-0,14
	L_c(m)		2,64	2,88	3,32	3,99
	d 1 (m)		0,45	0,40	0,35	0,30
	d (m)		0,41	0,31	0,10	-0,22
	σ_1 [KN/m²]		-3881,02	-2401,90	-394,09	307,18
	σ2 [KN/m²]		-1941	-1201	-197	154
	N (kN)	**N_1**	557,70	253,87	51,62	-12,16
		N_2	295,20	112,17	5,94	10,16
		N3	98,40	37,39	1,98	3,39
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	13,94	6,35	1,29	0,00
		A_{V2}	7,38	2,80	0,15	0,00
		A_{V3}	2,46	0,93	0,05	0,00
	A_{vj} (cm²)		19,86	13,98	10,12	7,03
	Av/bande (cm²)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**18,91**	**9,84**	**3,82**	**1,76**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**12,35**	**6,30**	**2,68**	**1,76**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**7,43**	**4,43**	**2,58**	**1,76**
	A_{min} (cm²)/Voiles RPA		14,63	11,70	11,63	11,55
	Av adopté (cm2)	**voiles/nappe**	**38,50**	**38,50**	**28,25**	**19,50**
		Voiles	**77,00**	**77,00**	**56,50**	**39,00**
	Choix des barres	**voiles/nappe**	**25HA14**	**25HA14**	**25HA12**	**25HA10**
		voiles	**50HA14**	**50HA14**	**50HA12**	**50HA10**
	A_H /nappe (cm²)		9,63	9,63	7,06	4,88
	A_H Choix des barres/nappe (cm²)		**(E-Sol : 29HA10=22,62 cm2, RDC et Etages courants 19HA10=14,82 cm2) (St=15 cm)**			
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,588	0,517	0,377	0,263
		τ_b(MPa)	0,905	0,797	0,580	0,406
	ELS	**N_s (kN)**	3444,70	3019,36	2269,13	1135,57
		σ_b(MPa)	**3,33**	**3,72**	**2,88**	**1,46**

Tableau VIII.5 *Ferraillage des voiles V.2*

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,4	1,4	1,4	1,4
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)		0,35	0,28	0,28	0,28
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		4359,40	2611,13	2577,95	2085,58
	σ_{min} [KN/m²]		-3983,05	-1593,77	-1454,6	-889,01
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		102,01	70,13	69,62	61,06
	L_t(m)		0,67	0,53	0,51	0,42
	L_c(m)		0,73	0,87	0,89	0,98
	d 1 (m)		0,40	0,40	0,40	0,35
	d (m)		0,13	0,07	0,05	0,03
	σ_1 [KN/m²]		-1599,49	-392,37	-302,44	-145,36
	σ2 [KN/m²]		-800	-196	-151	-73
	N (kN)	**N_1**	279,13	79,45	70,28	36,20
		N_2	40,25	3,84	2,38	0,75
		N3	13,42	1,28	0,79	0,25
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	6,98	1,99	1,76	0,91
		A_{V2}	1,01	0,10	0,06	0,02
		A_{V3}	0,34	0,03	0,02	0,01
	A_{vj} (cm^2)		3,93	2,70	2,68	2,35
	Av/bande (cm^2)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**7,96**	**2,66**	**2,43**	**1,49**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**1,99**	**0,77**	**0,73**	**0,61**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**1,32**	**0,71**	**0,69**	**0,59**
	A_{min} (cm^2)/Voiles RPA		5,25	4,20	4,20	4,20
	Av adopté (cm2)	**voiles/nappe**	**22,11**	**16,94**	**12,43**	**8,58**
		Voiles	**44,22**	**33,88**	**24,86**	**17,16**
	Choix des barres	**voiles/nappe**	**11HA16**	**11HA14**	**11HA12**	**11HA10**
		voiles	**22HA16**	**22HA14**	**22HA12**	**22HA10**
	A_H /nappe (cm^2)		5,53	4,24	3,11	2,15
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		**(E-Sol : 29HA10=22,62 cm2, RDC et Etages courants 19HA10=14,82 cm2) (St=15 cm)**			
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,324	0,278	0,276	0,242
		τ_b(MPa)	0,499	0,429	0,425	0,373
	ELS	**N_s (kN)**	353,02	299,11	237,92	127,34
		σ_b(MPa)	**0,96**	**1,05**	**0,83**	**0,45**

Tableau VIII.6 *: Ferraillage des voiles* ***V.3***

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		3	3	3	3
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)		0,75	0,6	0,6	0,6
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		8054,36	5 946,32	4 044,60	1 867,35
	σ_{min} [KN/m²]		- 3 854,49	- 1 430,35	- 434,13	- 528,44
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		304,26	198,38	188,68	141,12
	L_t(m)		0,97	0,58	0,29	0,66
	L_c(m)		2,03	2,42	2,71	2,34
	d 1 (m)		0,60	0,60	0,60	0,35
	d (m)		0,19	-0,01	-0,15	0,16
	σ_1 [KN/m²]		-1472,72	44,98	461,61	-248,93
	σ2 [KN/m²]		-736	22	231	-124
	N (kN)	**N_1**	399,54	83,12	-1,65	27,21
		N_2	51,22	0,06	10,70	5,82
		N3	17,07	0,02	3,57	1,94
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	9,99	2,08	-0,04	0,68
		A_{V2}	1,28	0,00	0,27	0,15
		A_{V3}	0,43	0,00	0,09	0,05
	A_{vj} (cm²)		11,71	7,64	7,26	5,43
	Av/bande (cm²)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**12,92**	**3,99**	**1,77**	**2,04**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,21**	**1,91**	**2,08**	**1,50**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**3,36**	**1,91**	**1,91**	**1,41**
	A_{min} (cm²)/Voiles RPA		11,25	9,00	9,00	9,00
		voiles/nappe	**30,80**	**30,80**	**22,60**	**15,60**
		Voiles	**61,60**	**61,60**	**45,20**	**31,20**
	Choix des barres	**voiles/nappe**	**20HA14**	**20HA14**	**20HA12**	**20HA10**
		voiles	**40HA14**	**40HA14**	**40HA12**	**40HA10**
	A_H /nappe (cm²)		7,70	7,70	5,65	3,90
	AH Choix des barres/nappe (cm²)		**(E-Sol : 29HA10=22,62 cm2, RDC et Etages courants 19HA10=14,82 cm2) (St=15 cm)**			
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,451	0,367	0,349	0,261
		τ_b(MPa)	0,694	0,566	0,538	0,402
	ELS	**N_s (kN)**	1646,47	1406,13	1112,41	588,29
		σ_b(MPa)	**2,11**	**2,30**	**1,83**	**0,97**

Tableau VIII.7 *Ferraillage des voiles V.4*

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,775	4,775	4,75	4,725
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)		1,19375	0,955	0,95	0,945
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		13211,19	11 551,34	7 112,02	2 671,91
	σ_{min} [KN/m²]		-5 499,88	- 5 169,81	- 2 769,68	- 700,68
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		786,15	771,42	655,15	416,06
	L_t(m)		1,40	1,48	1,33	0,98
	L_c(m)		3,37	3,30	3,42	3,74
	d 1 (m)		0,60	0,60	0,60	0,35
	d (m)		0,40	0,44	0,37	0,32
	σ_1 [KN/m²]		-3148,75	-3068,72	-1521,47	-450,85
	σ2 [KN/m²]		-1574	-1534	-761	-225
	N (kN)	N_1	648,65	494,31	257,47	40,30
		N_2	237,20	201,69	83,45	21,36
		N3	79,07	67,23	27,82	7,12
	A_v (cm²)	A_{V1}	16,22	12,36	6,44	1,01
		A_{V2}	5,93	5,04	2,09	0,53
		A_{V3}	1,98	1,68	0,70	0,18
	A_{vj} (cm²)		30,27	29,70	25,22	16,02
	Av/bande (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**23,78**	**19,78**	**12,74**	**5,01**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**13,50**	**12,47**	**8,39**	**4,54**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**9,54**	**9,11**	**7,00**	**4,18**
	A_{min} (cm2)/bande		1,51	1,31	1,10	0,95
	A_{min} (cm²)/Voiles RPA		17,91	14,33	14,25	14,18
	Av adopté (cm2)	voiles/nappe	**44,66**	**44,66**	**32,77**	**22,62**
		Voiles	**89,32**	**89,32**	**65,54**	**45,24**
	Choix des barres	voiles/nappe	**29HA14**	**29HA14**	**29HA12**	**29HA10**
		voiles	**58HA14**	**58HA14**	**58HA12**	**58HA10**
	A_H /nappe (cm²)		11,17	11,17	8,19	5,66
	A_H Choix des barres/nappe (cm²)		**(E-Sol : 29HA10=22,62 cm2, RDC et Etages courants 19HA10=14,82 cm2) (St=15 cm)**			
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m2**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,732	0,898	0,766	0,489
		τ_b(MPa)	1,127	1,382	1,180	0,753
	ELS	N_s (kN)	2241,91	2009,35	1526,72	786,98
		σ_b(MPa)	**1,77**	**1,98**	**1,54**	**0,82**

Tableau VIII.8 *Ferraillage des voiles* ***V.5***

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,7	3,7	3,675	3,65
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)		0,925	0,74	0,735	0,73
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		12545,54	10 923,62	6 454,78	2 119,17
	σ_{min} [KN/m²]		- 6 502,82	- 5 001,45	- 2 411,79	- 249,71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		553,79	436,12	348,39	208,49
	L_t(m)		1,26	1,16	1,00	0,38
	L_c(m)		2,44	2,54	2,68	3,27
	d 1 (m)		0,60	0,60	0,60	0,35
	d (m)		0,33	0,28	0,20	0,02
	σ_1 [KN/m²]		-3413,89	-2419,01	-964,19	-22,56
	σ2 [KN/m²]		-1707	-1210	-482	-11
	N (kN)	N_1	743,75	445,23	202,56	9,53
		N_2	212,23	101,97	28,90	0,06
		N3	70,74	33,99	9,63	0,02
	A_v (cm²)	A_{V1}	18,59	11,13	5,06	0,24
		A_{V2}	5,31	2,55	0,72	0,00
		A_{V3}	1,77	0,85	0,24	0,00
	A_{vj} (cm²)		21,32	16,79	13,41	8,03
	Av/bande (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**23,92**	**15,33**	**8,42**	**2,24**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**10,64**	**6,75**	**4,08**	**2,01**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**7,10**	**5,05**	**3,59**	**2,01**
	A_{min} (cm²)/Voiles RPA		13,88	11,10	11,03	10,95
	Av adopté (cm2)	voiles/nappe	**33,88**	**33,88**	**24,86**	**17,16**
		Voiles	**67,76**	**67,76**	**49,72**	**34,32**
	Choix des barres	voiles/nappe	**22HA14**	**22HA14**	**22HA12**	**22HA10**
		voiles	**44HA14**	**44HA14**	**44HA12**	**44HA10**
	A_H /nappe (cm²)		8,47	8,47	6,22	4,29
	A_H Choix des barres/nappe (cm²)		**(E-Sol : 29HA10=22,62 cm2, RDC et Etages courants 19HA10=14,82 cm2)(St=15 cm)**			
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m2**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,665	0,655	0,527	0,317
		τ_b(MPa)	1,024	1,008	0,811	0,489
	ELS	N_s (kN)	1939,69	1683,46	1251,66	613,28
		σ_b(MPa)	**1,96**	**2,16**	**1,65**	**0,83**

CHAPITRE IX

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).
Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.
Du fait de la dénivelés dans notre structure nous avons deux zone a étudié.

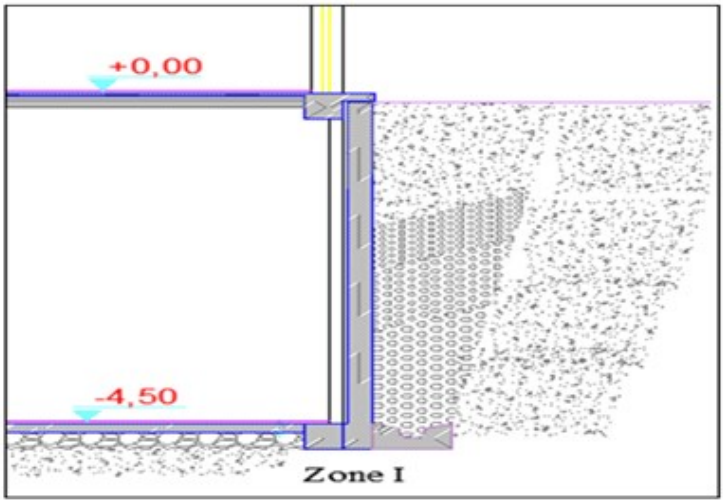


Figure IX.1 *zone d'encrage de la structure*

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol,
- Capacité portante du sol,
- L'importance de la superstructure,
- La facilité de l'exécution,
- L'économie.

IX.2 TYPE DE FONDATION

IX.2.1 FONDATIONS SUPERFICIELLES

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante : $\frac{profondeur}{largeur} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

IX.2.2 FONDATIONS PROFONDES

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus)**.**

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

IX.3 ETUDE DU SOL

Le choix de types 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 nous ont donné une contrainte admissible du sol σ_{sol} **=2 bars.**

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

IX.4 DIMENSIONNEMENT

IX.4.1 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.

IX.4.2 SEMELLES FILANTES

a. Semelles filantes sous voiles

$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$ Avec : B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur de la semelle,
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré,
- σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 *Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)*

Voiles	N_S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VT1	2112,19	3,25	3,25	10,56
VT2	3159,78	4,35	3,63	15,80
VT3	2121,22	3,25	3,26	10,60
				36,6

Tableau IX.2 *Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)*

Voiles	N_S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VL1	4620,20	6,86	3,36	23,05
VL2	3444,20	3,55	4,85	17,22
VL3	3439,64	3,55	4,84	17,18
VL4	1655,96	3,55	2,33	8,27
VL5	1666,86	3,55	2,34	8,31
				74,03

$S_V = \sum S_i = 110{,}63 \text{m}^2$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux

- **Résultantes des charges**

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 *Résultante des charges sous poteaux.*

Poteaux	N_S (KN)	M_i	e_i (m)	$N \times e_i$
POT 27	997,66	-0,002	-6,23	-6215,422
POT 28	1728,77	-0,118	-1,90	-3284,663
POT 29	1122,03	-0,006	+2 ,98	3343,65
POT 30	999,19	-0,195	+6,23	6224,954
Somme	**4847,65**	**-0,634**	/	**68.52**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0{,}014m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- Si $e < \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition triangulaire.
- Si $e \leq \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e = 0{,}014m < \frac{L}{6} = \frac{12{,}50}{6} = 2{,}08m$ $\rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4847{,}65}{12{,}50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0{,}014}{12{,}50}\right) = 385{,}20 KN/m^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4847{,}65}{12{,}50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0{,}014}{12{,}50}\right) = 390{,}42 KN/m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4847{,}65}{12{,}50} \times \left(1 + \frac{3 \times 0{,}014}{12{,}50}\right) = 389{,}17 KN/m^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{389{,}17}{200} = 1{,}946m$$

On prend : B = 1,946 m.

On aura donc : $S = 1{,}946 \times 12{,}50 = 24{,}32m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_V$

$$S_t = 24{,}32 \times 6 + 2 \times (1{,}946 \times 3{,}25) + (1{,}946 \times 4{,}35) + 110{,}63 = 277{,}66m^2$$

Avec :

- n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Conclusion

- $S_{bat} = 255{,}58 m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 277{,}66\ m^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{277{,}66}{255{,}58} x100 = 108{,}64\% \quad \Rightarrow \quad S_t > 100\ \%\ S_{bat}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 100% de la surface du bâtiment 108,64% donc on opte pour **un radier général.**

IX.4.3 ÉTUDE DU RADIER

Les radiers dalles sont des fondations planes : il s'agit, en quelque sorte, de planchers inversés en béton armé dont la totalité de la surface participe à la répartition des charges sur le sol.
Leur épaisseur, de plusieurs dizaines de centimètres, dépend :

- des charges apportées par l'ouvrage.
- de l'espacement des éléments porteurs.
- de la consistance du sol.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a. Pré dimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire**

➢ **Sous voiles**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

- h : épaisseur du radier
- L_{max} : distance entre deux voiles ou poteaux successifs, $L_{max} = 490$ cm

$61{,}25\ cm \leq h \leq 98 cm$ → On prend : $\mathbf{h_v = 75\ cm}$

➢ **Sous poteaux**

❖ ***La dalle***

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$h \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm

$h \geq \frac{490}{20} = 24{,}50cm$ → On prend : **h_d = 40 cm.**

❖ ***La nervure***

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$h \geq \frac{490}{10} = 49cm$ → On prend : **h_n = 60 cm.**

▪ **Selon la condition de longueur d'élasticité**

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40 MPa
- L_{max} : La distance maximale entre deux voiles success*i*fs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- I : Inertie de la section du radier (b=1m)
- E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = $3700\sqrt[3]{fc_{28}}$ =10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4{,}90}{3{,}14}\right)^4 \times \frac{3x40}{10818{,}86}} = 1{,}02\,m$$ → On prend : **h =120 cm.**

➢ **Largeur de la nervure**

$0{,}4\ h_n \leq b_n \leq 0{,}7\ h_n$

$0{,}4 \times 120$ cm $\leq b_n \leq 0{,}7 \times 120$ cm

48 cm $\leq b_n \leq$ 84 cm → On prend : **b_n = 60 cm.**

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- h_{rad} = 120 cm → h_{rad} : hauteur du radie,
- h_d = 40 cm → h_d: hauteur de la dalle,
- b_n = 60 cm → b_n: largeur de la nervure.

IX.5 DETERMINATION DES EFFORTS

IX.5.1 POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers. Charges permanentes G = 27707,31 KN. (Tiré à partir du logiciel ETABS)
Charges d'exploitation Q = 4511,84 KN. (Tiré à partir du logiciel ETABS)

IX.5 .2 COMBINAISONS D'ACTIONS

ELU: Nu =1,35G+1,5Q=44172,63 KN
ELS: Ns =G+Q= 32219,15 KN

IX.5 .3 DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

ELU: $S_{radier} \geq \dfrac{N_u}{1{,}33\,\overline{\sigma}_{sol}} = \dfrac{56187{,}71}{1{,}33 \times 200} = 166{,}06 m^2$

ELS: $S_{radier} \geq \dfrac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \dfrac{40843{,}02}{200} = 161{,}09\, m^2$

$S_{bat} = 255{,}58 m^2$ > Max (S_1; S_2) = 166,06 m²

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 du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2};30cm\right) = \max\left(\frac{120}{2};30cm\right) = 60cm$$

Soit un débord de : **$L_{déb}$ = 60cm.**
S_{debord} =46,72 cm^2.
Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$ = 255,58 + 46,72 = 302,30 m^2

S_{rad}=302 ,30m^2

IX.6 Détermination des efforts à la base du radier

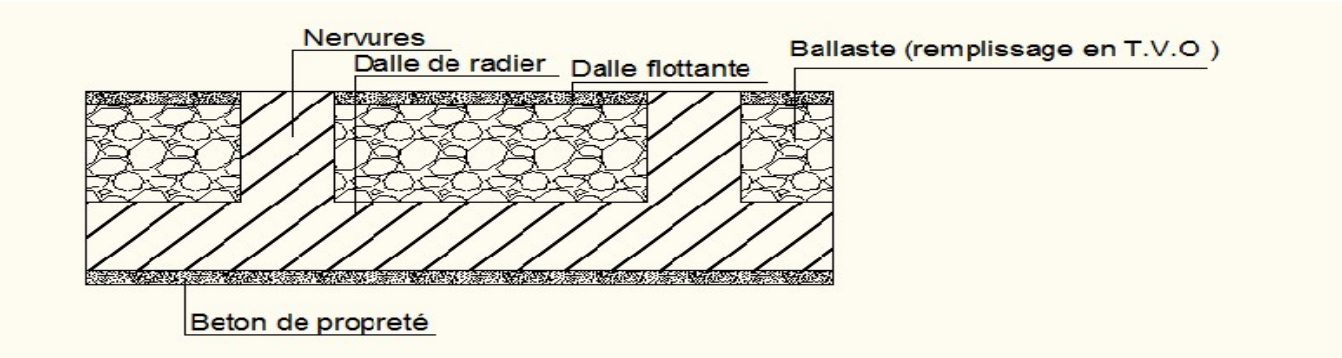


Figure IX.2 *Coupe vertical d'un radier*

IX.6.1 CHARGES PERMANENTES

a. Poids du bâtiment (superstructure)

G_{bat} = 27707,31 KN (Tiré à partir du logiciel ETABS)

b. Poids du radier (infrastructure)

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle**

$P_{dalle}=S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$P_{dalle} = (302{,}30 \times 0{,}4) \times 25 = 3023$ KN

$\mathbf{P_{dalle} = 3023\ KN}$

- **Poids de la nervure**

$\mathbf{P_{nervure} = P_{longitudinal} + P_{transversal}}$

❖ $\mathbf{P_{long} = [h_n \times b_n \times \sum(L_{long} \times n)]\rho}$

P_{long} =[(0, 6 x 0, 8) x {(12,50 x 6) + (3,25x2) + 4, 35}] x 25

P_{long} = 1030,2 KN

❖ $\mathbf{P_{trans} = [h_n \times b_n \times \sum(L_{trans} \times n)]\rho}$

P_{trans} = [(0, 6 x 0, 8) x {(21,16 x 3) + (7,15x2) + 6, 86}] x 25

P_{trans} = 1015,68 KN

$\Rightarrow P_{nervure} = P_{long} + P_{trans} = 1030{,}2 + 1015{,}68 = 2045{,}88$ KN

$\mathbf{P_{nervure} = 2045{,}88 KN}$

- **Poids de remblai (T.V.O)**

$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_d - h_{df}) \times \rho$

avec : $S_{ner} = \frac{P_{nervure}}{\rho \times h_n} = \frac{2045{,}88}{25 \times 0{,}8} = 102{,}3\ m^2$

$P_{T.V.O} = [(302{,}3 - 102{,}3) \times (1{,}20 - 0{,}4 - 01)] \times 18 = 2520 KN$

$\mathbf{P_{T.V.O} = 2520\ KN}$

- **Poids de la dalle flottante libre**

$P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$

P_{df} = 302,3 x 0,1 x 25= 755,75 KN. (e_p=10 cm).

$\mathbf{P_{df} = 755{,}75\ KN}$

⇒ *Poids totale du radier (infrastructure)*

G_{rad} = 3023+2045,88+2520+755,75= 8344,63 KN

c. Poids du mur plaque

$P_{mur} = [0{,}25 \times 3{,}16 \times (24{,}36 + 3{,}25 \times 4)] \times 25 = 737{,}66$ KN
$\mathbf{P_{mur} = 737{,}66KN}$

⇒ *Charge permanente apportée sur le radier G_T*

$\mathbf{G_T}$ = P (superstructure) + P (infrastructure) + P (mur plaque)
$\mathbf{G_{Total}} = 27707{,}31 + 8344{,}63 + 737{,}66 = \mathbf{36789{,}6\ KN}$

IX.6.2 CHARGES D'EXPLOITATION

Surcharges du bâtiment : Q_{bat}= 4511,81 KN
Surcharges du radier : Q_{rad}= 3,5 x 302,3= 1058,05 KN
$\mathbf{Q_{Total}} = 4511{,}81 + 1058{,}05 = \mathbf{5569{,}86\ KN}$

IX.6.3 COMBINAISONS D'ACTION

ELU: Nu =1,35G + 1,5Q = 58020,75 KN
ELS: Ns = G + Q = 42359,46 KN

IX.7 CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER

IX.7.1 CALCUL DU CENTRE DE GRAVITE DU RADIER

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12{,}07 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6{,}775 \text{ m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré.
Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

IX.7.2 MOMENT D'INERTIE DU RADIER

$I_{xx} = \sum[I_x + S_i \times (X_i - X_G)^2] = 7495 \text{ m}^4$
$I_{yy} = \sum[I_y + S_i \times (X_i - Y_G)^2] = 21128 \text{ m}^4$

IX.7.3 VERIFICATIONS

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 0,9x40 = 36 cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{58020{,}75 \times 1}{302{,}30} \times \frac{4{,}90}{2} = 470{,}23 KN$$

$$\tau_u = \frac{470{,}23 \times 10^3}{360 \times 1000} = 1{,}3 MPa \leq \tau_u = 2{,}5\ MPa \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

b. 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) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

- $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,
- $T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,
- 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

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l' ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l' ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

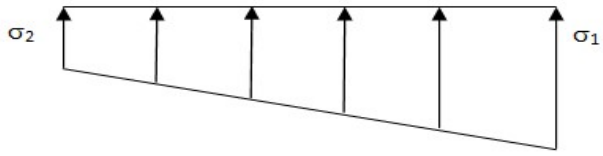


Figure IX.3 *Diagramme des contraintes*

V: distance entre le **CDG** du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

N_u = 58020,75 KN; **N_s = 42359,46 KN**

- **Sens longitudinal**

➢ **A l' ELU**

$M_i = M_0 + (T_0 \times h)$

M_X = 189,58 +1583,4 x1,20 = 2089,66 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58020,75}{302,3} + \frac{2089,66}{21128} \times 12,07 = 193,07\, KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58020,75}{302,3} - \frac{2089,66}{21128} \times 12,07 = 190,74\, KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 192,07 + 190,74}{4} = 192,53 KN/m^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➢ **A l'ELS**

$M_i = M_0 + (T_0 \times h)$

M_X = 189,58 +1583,4 x1,20 = 2089,66 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42359,46}{302,3} + \frac{2089,66}{21128} \times 12,07 = 141,32\, KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42359,46}{302,3} - \frac{2089,66}{21128} \times 12,07 = 138,93\, KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 141,32 + 138,93}{4} = 140,72 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal**

➢ **A l' ELU**

$M_i = M_0 + (T_0 \times h)$

M_y = 176,8+ 1704,12x 1,20 = 2221,74 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58020,75}{302,3} + \frac{2221,74}{7495} \times 6,775 = 193,94\, KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58020,75}{302,3} - \frac{2221,74}{7495} \times 6,775 = 189,92 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193,94 + 189,92}{4} = 192,93 KN/m^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➢ **A l'ELS**

M_y =15256,876+ 1509,91x 1,20 = 17068,77 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42359,46}{302,3} + \frac{2221,74}{7495} \times 6,775 = 142,13\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{4239,46}{302,3} - \frac{2221,74}{7495} \times 6,775 = 138,11 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142,13 + 138,11}{4} = 141,125 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Toutes les contraintes sont vérifiées.
Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 *vérification des contraintes*

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
sens	**Long**	193,12	190,74	192,53	141,32	138,93	140,72
	Trans	193,94	189,92	192,93	142,13	138,11	1

c. Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{Radier} \times \gamma \times Z$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier ; P = 4720,87 KN.
- γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m^3
- Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,20 m.
- α: coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1,5

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 302,3 \times 10 \times 1,20 = 5441,4\ KN$$

P = 36789,6 KN > 5441,4 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

IX.8 FERRAILLAGE DU RADIER

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

IX.8.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

- **1er Cas** : Si **α < 0,4** ⇒ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \; ; \qquad M_{0y} = 0$$

- **2eme Cas :** Si **0,4 < α ≤ 1** ⇒ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

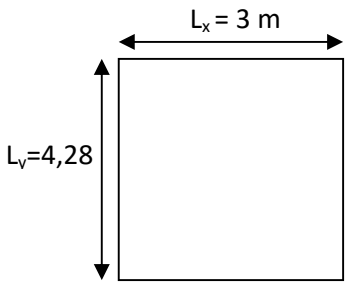
Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec$\left(L_x < L_y\right)$

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.

Identification du panneau le plus sollicité :



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4,28} = 0,70$$

$0,4 < \rho \leq 1$ ⇨ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (192,53 - \frac{8344,63}{302,3}) \times 1\text{m} = 164,93\text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (140,72 - \frac{8344,63}{302,3}) \times 1\text{m} = 113,12 \text{ KN/ml.}$

a. Calcule à l'ELU

- **Evaluation des moments M_x, M_y**

$\upsilon = 0$; $\rho = 0,7 \rightarrow \mu_x = 0,0683$

$\mu_y = 0,436$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0,0683 \times 164,93 \times 3^2 = 101,38 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,436 \times 101,38 = 44,20 \text{ KN. m} \end{cases}$

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 de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

- **Ferraillage dans le sens x-x**

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ua} = (0,5) \times 101,38$

$M_{ua} = 50,9 \text{KNm}$

- **Moments en travée**

$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ut} = (0,75) \times 101,38$

$M_{ut} = 76,035 \text{KN.m}$

➢ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50,9 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$\mu_u = 0,029 \Rightarrow \beta_u = 0,985$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50,9 \times 10^3}{0,985 \times 35 \times 348} = 4,24 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_{ua} = 4,24 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Soit : **A_{ua}=6HA12**/ml **=6,78** cm²/ml avec : **S_t = 20** cm

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76,035 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta_u = 0,978$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76{,}035 \times 10^3}{0{,}978 \times 35 \times 348} = 6{,}38\,cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 6{,}38\,cm^2/ml$$

Soit : $\mathbf{A_{ut}}$ **= 6HA14**/ml **= 9,23** cm²/ml avec **: St = 20** cm

- **Ferraillage dans le sens y-y**

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{ua} = (0{,}5) \cdot M_{u\,max}$$

$$M_{ua} = (0{,}5) \times 44{,}20$$

$$M_{ua} = 22{,}1KNm$$

- **Moments en travée**

$$M_{ut} = (0{,}75) \cdot M_{u\,max}$$

$$M_{ut,} = (0{,}75) \times 44{,}20$$

$$M_{ut} = 33{,}15\,KN.m$$

➢ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22{,}10 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392 \Rightarrow \mathbf{SSA}.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}012 \Rightarrow \beta_u = 0{,}994$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22{,}10 \times 10^3}{0{,}993 \times 35 \times 348} = 1{,}82\,cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 1{,}82\,cm^2/ml$$

Soit : $\mathbf{A_{ua}}$ **= 5HA12**/ml **= 5,65** cm²/ml Avec : $\mathbf{S_t}$ **=25** cm.

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33{,}15 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14{,}2} = 0{,}019 < 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}019 \Rightarrow \beta_u = 0{,}990$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33{,}15 \times 10^3}{0{,}988 \times 35 \times 348} = 2{,}75cm^2/ml$$

$$A_t = 2{,}75\,cm^2/ml$$

Soit : $\mathbf{A_{ut}}$ **= 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml** Avec : $\mathbf{S_t}$ **=25** cm.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 *ferraillage du radier.*

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieures	**6 HA12 (St= 20cm)**	**5HA12 (St = 25 cm)**
Armatures supérieures	**6 HA14 (St = 20cm)**	**5HA12 (St = 25 cm)**

- **Vérification à l'E L U**

1. *Vérification de la condition de non fragilité*

$$A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec : $\delta_o = 0{,}8‰$ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0{,}70}{2}\right) = 3{,}68 cm^2 .$$

➢ **Aux appuis**

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 6{,}78\,cm^2 \\ A_{ay} = 5{,}65\,cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \textbf{Conditions vérifiées.}$$

➢ **En travée**

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 9{,}23\,cm^2 \\ A_{ay} = 5{,}65\,cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \textbf{Conditions vérifiées.}$$

2. *Espacements des armatures* *(BAEL91, A.8.2, 42)*

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x : $S_t = 20cm \leq \min\{3h;33cm\} = \min\{120;33cm\} = 33cm$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $S_t = 25cm \leq \min\{4h;45cm\} = S_t = \min\{160;45cm\} = 45cm$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3. *Vérification de l'effort tranchant*

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

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{164{,}93x4{,}28}{2} = 352{,}95KN$$

$$\tau_u = \frac{352{,}95 \times 10^3}{1000 \times 350} = 1{,}008MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{1{,}5};4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

$\tau_u = 1{,}008MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa \quad \Rightarrow$ condition vérifiée.

b. Vérification à l'ELS

- **Evaluation des moments M_x , M_y**

$\upsilon = 0{,}2$; $\rho = 0{,}7 \rightarrow \quad \mu_x = 0{,}0743$

$\mu_y = 0{,}585$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0{,}0743 \times 113{,}12 \times 3^2 = 75{,}64 \text{ KN.m} \\ M_y = 0{,}585 \times 75.64 = 44{,}25 \text{ KN. m} \end{cases}$

- **Sens x-x**

- **Moments aux appuis**

$M_{sa} = (0{,}5) \cdot M_{u\,max}$

$M_{sa} = (0{,}5) \times 75{,}64$

$M_{sa} = 37{,}82KN.m$

- **Moments en travée**

$M_{st} = (0{,}75) \cdot M_{u\,max}$

$M_{st} = (0{,}75) \times 75{,}64$

$M_{st} = 56{,}73KN.m$

- **Sens Y-Y**

- **Moments aux appuis**

$M_{sa} = (0{,}5) \cdot M_{u\,max}$

$M_{sa} = (0{,}5) \times 44{,}25$

$M_{sa} = 22{,}125KN.m$

- **Moments en travée**

$M_{st} = (0{,}75) \cdot M_{u\,max}$

$M_{st} = (0{,}75) \times 44{,}25$

$M_{st} = 33.19KN.m$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{0{,}5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 200MPA$$

Tableau IX.6 *Vérification des contraintes*

Sens		M_s	A_u	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	**Appui**	37,82	6,78	0,19	0,929	55,42	171,55	3,09	15	C.V
	travée	56,73	9.23	0,26	0,919	46,73	191,08	4,09	15	C.V
Y-Y	**Appui**	22,125	5,25	0,15	0,936	63,12	128,64	2,04	15	C.V
	travée	33,19	5,65	0,16	0,934	60,76	179,70	2,96	15	C.V

IX.8.2 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 60 cm, soumise à une charge uniformément repartie.

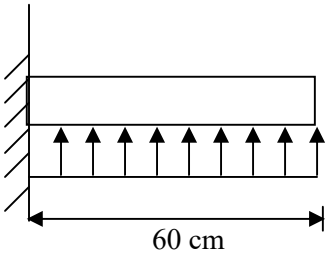


Figure IX.4 *Schéma statique du débord.*

A l'ELU : $M_u = \dfrac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \dfrac{-164{,}93 \times 0{,}6^2}{2} = -29{,}69 KN.m$

A l'ELS : $M_S = \dfrac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \dfrac{-113{,}12 \times 0{,}6^2}{2} = -20{,}36 KN.m$

a. Calcul des armatures

- **Armatures principales**

b = 100 cm ; d = 35 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29{,}69 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14{,}2} = 0{,}0170 < \mu_r = 0{,}392$$

$$\mu_u = 0{,}018 \Rightarrow \beta_u = 0{,}991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29{,}69 \times 10^3}{0{,}991 x 35 \times 348} = 2{,}46 cm^2/ml$$

Soit : A_u = 4HA12/ml = 4,52cm²/ml

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\, cm^2/ml$$

Soit : **A_r = 4 HA10** /ml **= 3,14** cm²/ml

b. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 35 \times 2,1}{400} = 4,22 cm^2$$

$A_u = 4,52\,cm^2 > A_{min} = 4,22\,cm^2 \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc on adopte : **4HA12/ml = 4,52cm²/ml.**

c. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,07}{24,07} = 1,46$$

$\mu_u = 0,018 \Rightarrow \alpha = 0,0227$

$\alpha = 0,0227 \prec \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

IX.8.3 FERRAILLAGE DE LA NERVURE

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées
h = 120 cm ; b = 60 cm ; c = 5 cm
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

a. Détermination des efforts

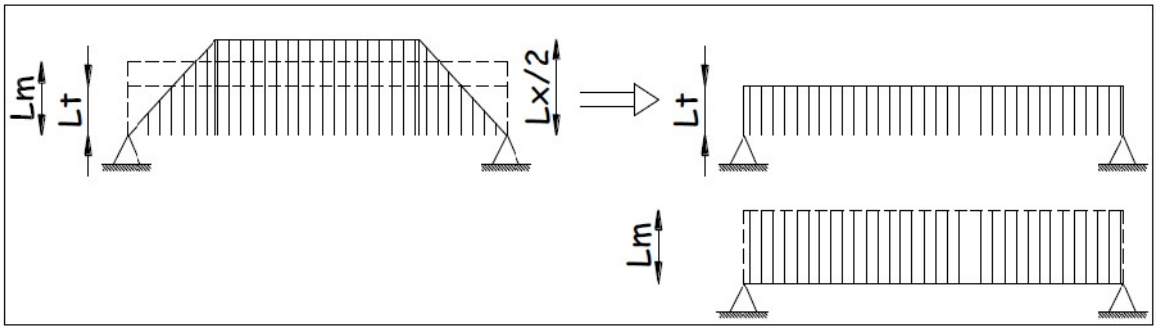


Figure IX.5 *Présentation des chargements simplifiés.*

Effort tranchant : $Lt = L_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$.....(1)

Moment fléchissant : $Lm = L_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$.....(2)

- **Sens X-X**

Lt = 3,6 (0.5 – 0.70/4) = 1,17 m,
Lm = 3,6 (0.5 – 0.70^2/6) = 1,5 m.

- **Sens Y-Y**

Lt = 4,9 (0.5 – 0.70/4) = 1,59 m,
Lm =4,9 (0.5 – 0.70^2/6) = 2,05 m.

b. Détermination des chargements

ELU : q_u = 164,93 KN/m,
ELS : q_s = 113,12 KN/m.

- **Sens XX :**

➢ **Pour les moments**

Q_u= 164,93 x 1,5 x 2 = 494,79 KN/m,
Q_s= 113,12 x 1,5 x 2 = 339,46 KN/m.

➢ **Pour l'effort tranchant**

Q_u= 164,93 x 1.17 x 2 = 385,93 KN/m,
Q_s= 113,12 x 1.17 x 2 = 264,70 KN/m.

- **.Sens YY**

➢ **Pour les moments**

Q_u= 164,93x 2,05 x 2 = 676,21 KN/m,
Q_s= 113,12 x 2,05 x 2 = 463,79 KN/m.

➢ **Pour l'effort tranchant**

Q_u= 164,93 x 1.59 x 2 = 524,48 KN/m,
Q_s= 113,12 x 1.59 x 2 = 359,72 KN/m.

c. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel **ETABS** :

- **Sens longitudinal (sens xx)**

1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

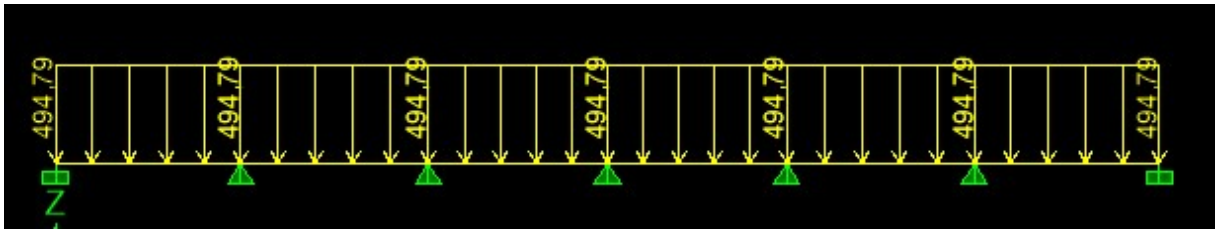


Figure IX.6 *chargement a l'ELU pour les moments (sens longitudinal)*

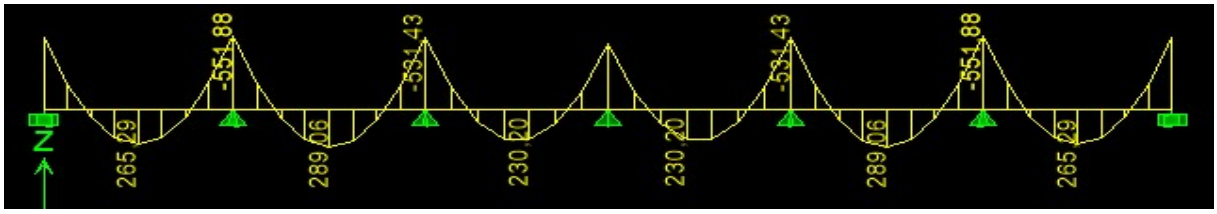


Figure IX.7 *Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)*

2) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

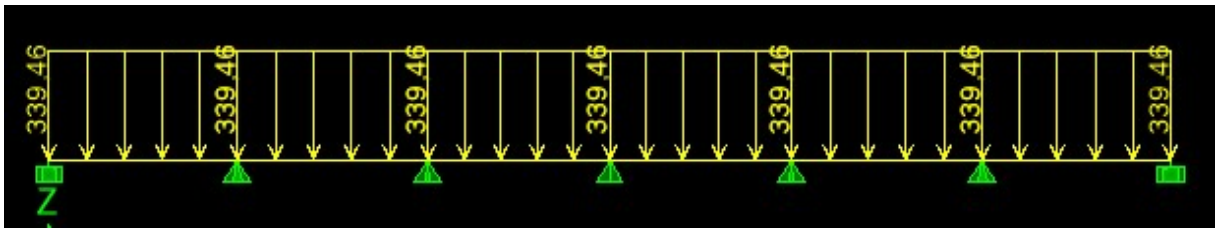


Figure IX 8 *chargement a l'ELS pour les moments (sens longitudinal)*

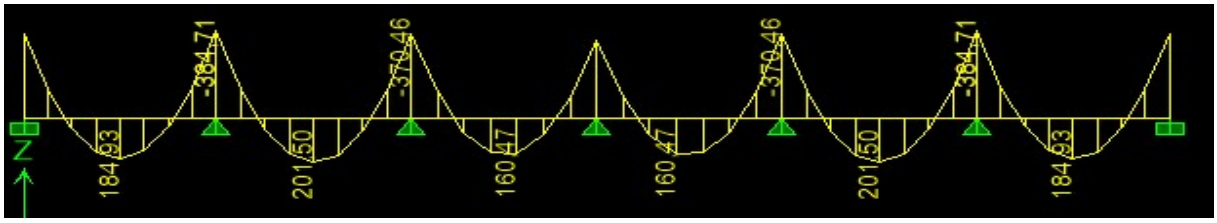


Figure IX 9 *Diagrammes des moments à l'ELS (sens longitudinal)*

3) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

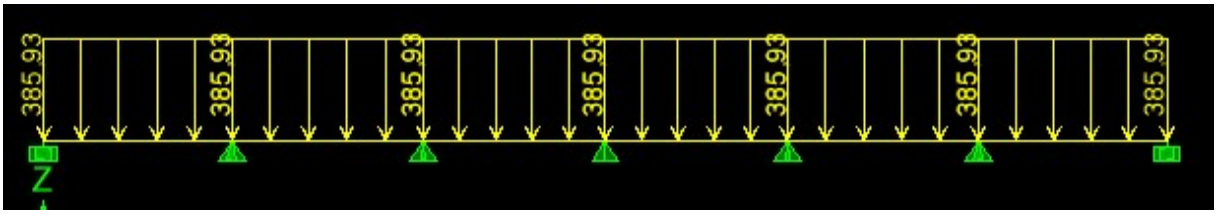


Figure IX.10 *chargement a l'ELU pour les efforts tranchant (sens longitudinal)*

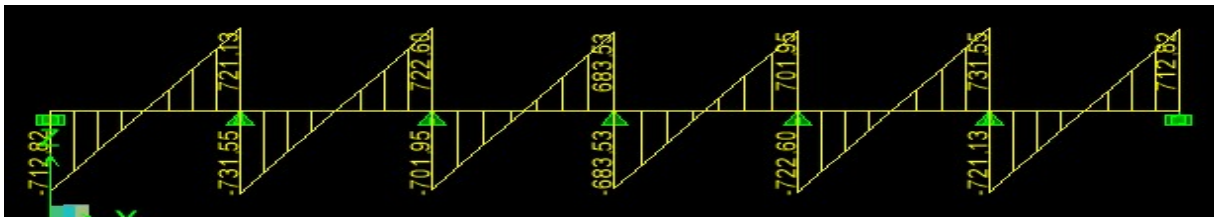


Figure IX.11 *Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)*

4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

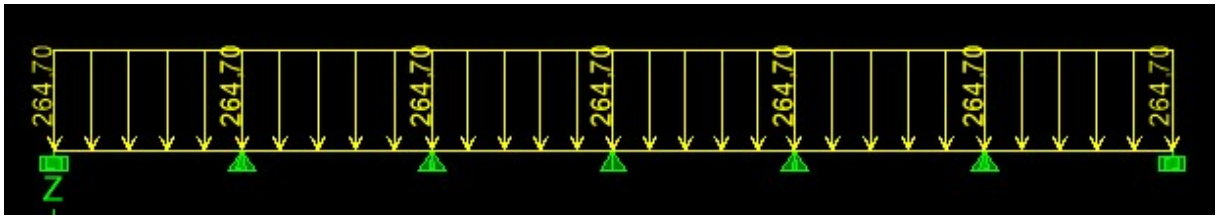


Figure IX.12 *chargement a l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal)*

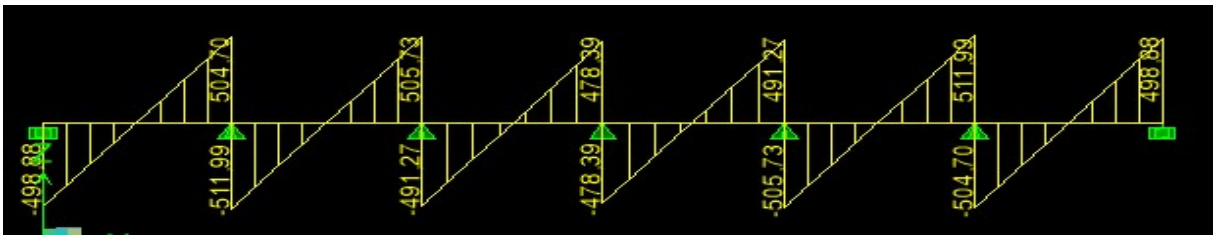


Figure IX.13 *Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal)*

- **Sens transversal (sens yy)**

1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

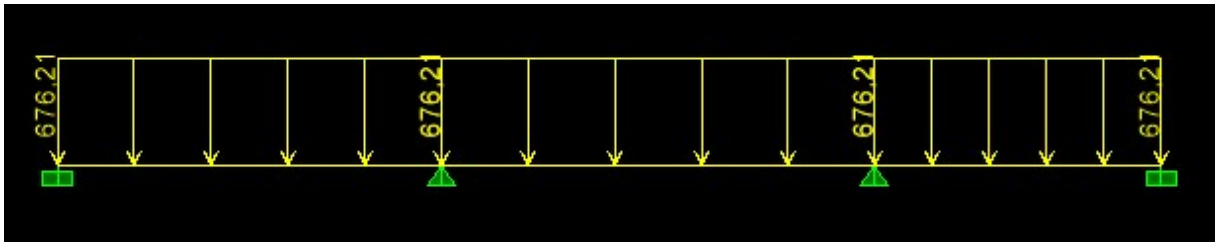


Figure IX.14 *chargement a l'ELU pour les moments (sens transversal)*

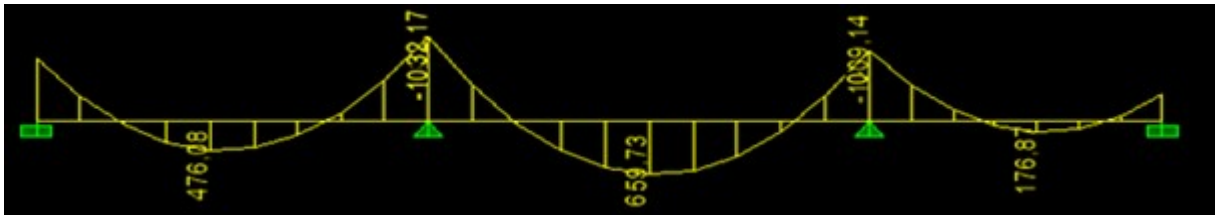


Figure IX.15 *Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)*

2) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

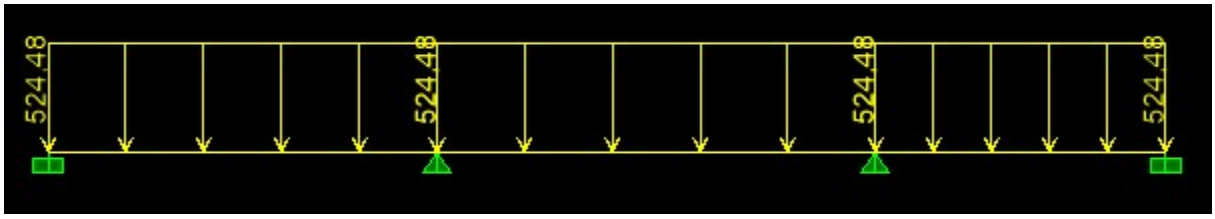


Figure IX.16 *chargement a l'ELS pour les moments (sens transversal)*

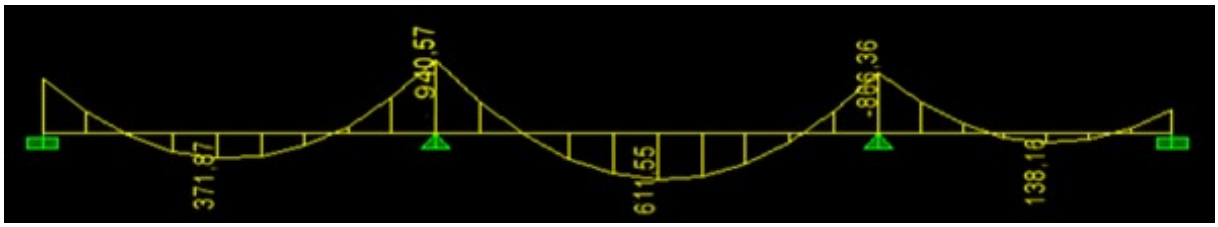


Figure IX.17 *Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal)*

3) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

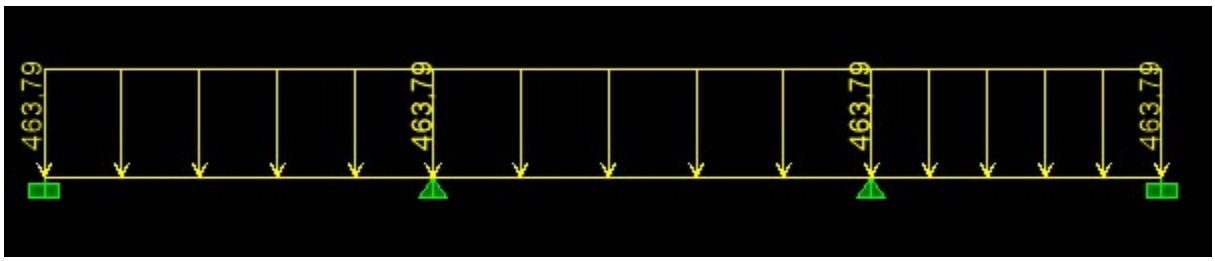


Figure IX.18 *chargement a l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)*

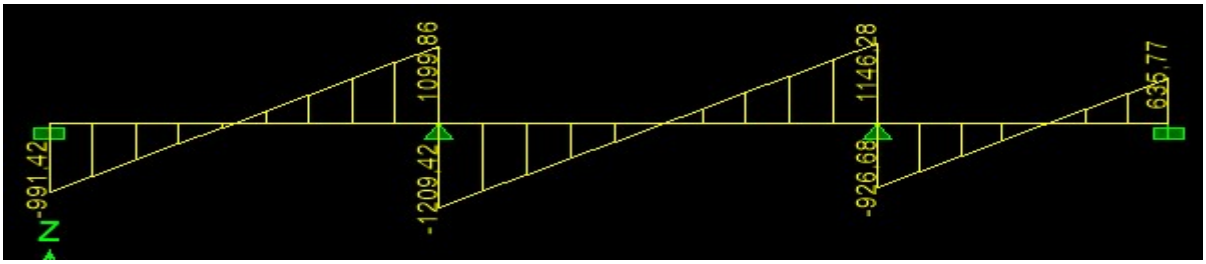


Figure IX.19 *Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal)*

4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

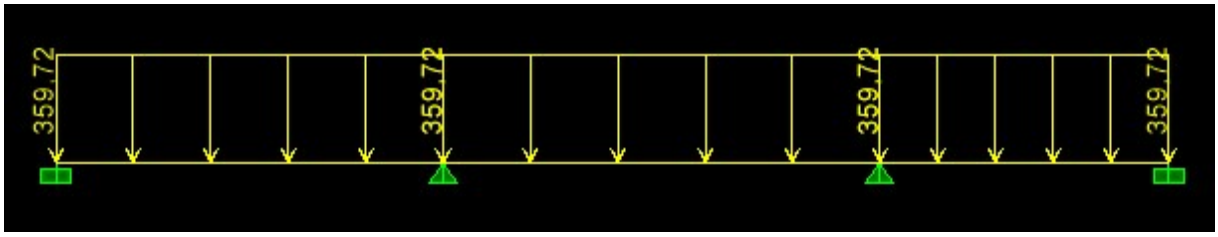


Figure IX.20 *chargement a l'ELS pour les efforts tranchant (sens transversal)*

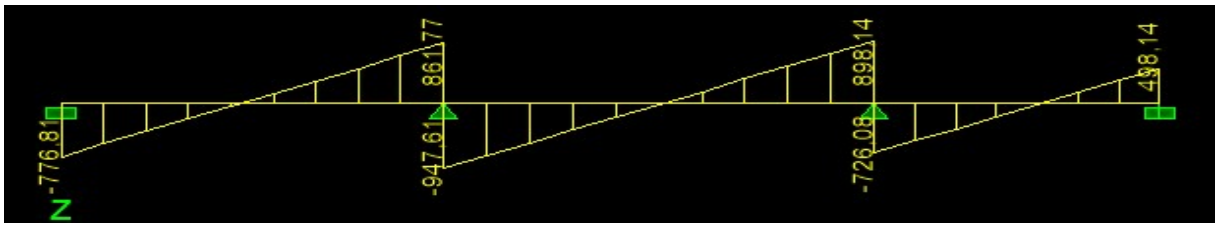


Figure IX.21 *Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens transversal)*

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 *sollicitation dans les nervures.*

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens Longitudinal xx	**M_a (KN. m)**	551,88	384,71
	M_t (KN .m)	289,06	201,50
	T (KN)	731,55	511,99
Sens Transversal yy	**M_a (KN .m)**	1032,17	940,57
	M_t (KN. m)	659 ,73	611,55
	T (KN)	1209,42	947,61

d. Calcul des armatures

- **Sens longitudinal X-X**

$M_t^{max} = 289,06 KN.m$

$M_a^{max} = 551,88 KN.m$

b = 60 cm; h = 120 cm; d = 117 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➢ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{551,88 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0.047 \prec \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$$ La section est simplement armée **(SSA)**

$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{551,88 \times 10^3}{0,975 \times 117 \times 348} = 13,90 cm^2$$

Soit : **5HA20+5HA16 = 25,75 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 20 cm**

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{289{,}06 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14{,}2} = 0.024 \prec \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(SSA)**.

$$\mu_u = 0{,}024 \rightarrow \beta = 0{,}988$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{289{,}06 \times 10^3}{0{,}988 \times 117 \times 348} = 7{,}18 cm^2$$

Soit : **5HA20+2HA16= 19,72** cm^2/ml, avec : $\mathbf{S_t = 20}$ cm.

▪ **Sens transversal Y-Y**

$$M_t^{max} = 859{,}73 KN.m$$

$$M_a^{max} = 1332{,}17 \ KN.m$$

b = 60 cm, h = 120 cm, d = 117 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➢ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1032{,}17 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14{,}2} = 0{,}088 \prec \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(SSA)**.

$$\mu_u = 0{,}088 \rightarrow \beta = 0{,}954$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1032{,}17 \times 10^3}{0{,}954 \times 117 \times 348} = 25{,}57 cm^2$$

Soit : **5HA20+5HA16 = 25,75** cm^2/ml, avec : $\mathbf{S_t = 20}$ cm.

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{659{,}73 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14{,}2} = 0{,}056 \prec \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(SSA)**..

$$\mu_u = 0{,}056 \rightarrow \beta = 0{,}971$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{659{,}73 \times 10^3}{0{,}971 \times 117 \times 348} = 16{,}69 cm^2$$

Soit : **5HA20+2HA16= 19,72** cm^2/ml, avec : $\mathbf{S_t = 20}$ cm.

Les résultats des ferraillages sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau IX.8 *ferraillage des nervures.*

		M_u	μ	Obs	β	As	$A_{adopté}$
Sens X-X	**Appui**	551,88	0,047	**SSA**	0,975	25,75	5HA20+5HA16
	travée	289,06	0,024	**SSA**	0,988	19,72	5HA20+2HA16
Sens Y-Y	**Appui**	1032,17	0,088	**SSA**	0,939	25,75	5HA20+5HA16
	travée	659,73	0,056	**SSA**	0,971	19,72	5HA20+2HA16

IX.8.4 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}006 f_{c28} = 2{,}1\text{MPa}$

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 60 \times 117 \times \frac{2{,}1}{400} = 8{,}48\ \text{cm}^2$$

Aux appuis $\begin{cases} A_x^a = 25{,}75\ \text{cm}^2 > A_{min} = 8{,}48\ \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition verifiée,} \\ A_y^a = 19{,}72\ \text{cm}^2 > A_{min} = 8{,}48\ \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition verifiée.} \end{cases}$

En travée $\begin{cases} A_x^t = 25{,}75\ \text{cm}^2 > A_{min} = 8{,}48\ \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition verifiée,} \\ A_y^t = 19{,}72\ \text{cm}^2 > A_{min} = 8{,}48\ \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition verifiée.} \end{cases}$

b. Vérification de l'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\text{MPa}\right\} = 2{,}5\text{MPa}$$

Sens XX : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{731{,}55 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1{,}042\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2{,}5\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée,

Sens YY : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1209{,}72 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1{,}72\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2{,}5\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

c. Armatures transversales

- **Diamètre**

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}67\text{mm} \quad \text{Soit :} \quad \emptyset_t = 8\text{mm}$$

- **Espacement des armatures**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

➢ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\,;12\emptyset_l\right) = \min\left(\frac{120}{4}\,;12\times 2\right) = 24\text{ cm} \qquad \rightarrow \qquad \text{Soit } S_t = 15\text{ cm}$$

➢ **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{ cm} \qquad \rightarrow \qquad \text{Soit } S_t = 20\text{ cm}$$

d. La quantité d'armatures transversales

En zone nodale : $A_{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 2{,}7\text{cm}^2$

En zone courante : $A_{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 2{,}7\text{cm}^2$

Soit : $A_t = 6\text{HA8 cm}^2$ (02 cadres)

e. Armatures de peau (BAEL, Art 4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire Soit donc 4HA12 avec As= 4,52 cm²

IX.8.5 VERIFICATION A L'ELS

a. Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

- **Sens longitudinal**

➢ **En appui**

$$\rho = \frac{M_u}{M_s} = \frac{551,88}{384,71} = 1,43$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \alpha = 0,0615 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➢ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{289,06}{201,50} = 1,43$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c2}}{100} = 0,465 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

➢ **En appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1032,17}{940,57} = 1,097$$

$$\mu = 0,114 \rightarrow \alpha = 0,1517 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,2895 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➢ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{659,73}{611,55} = 1,097$$

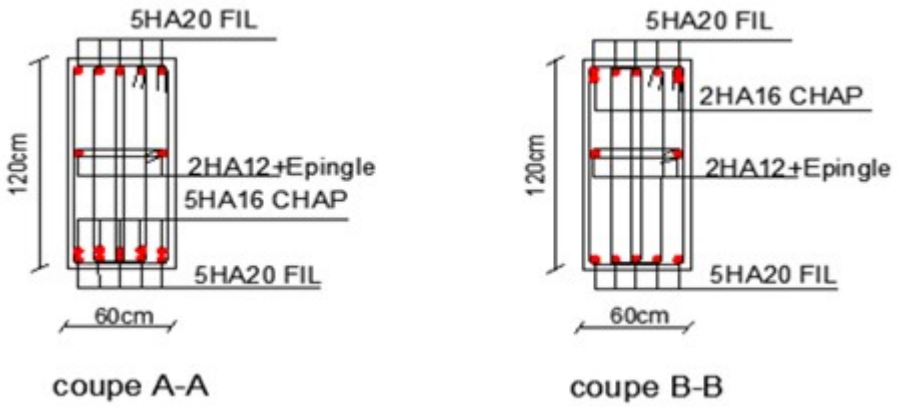
$$\mu = 0,074 \rightarrow \alpha = 0,0962 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,2895 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Après avoir dimensionné et calculé la section d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.

IX.9 PLAN DE FERAILLAGE

Dans le sens X-X



Dans le sens Y-Y

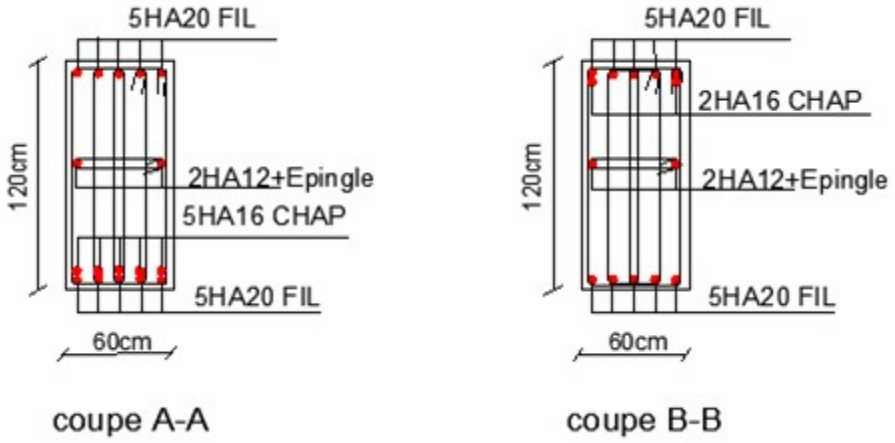


Figure IX.22 *ferraillage de la nervure.*

CHAPITRE X

ÉTUDE D'UN MUR PLAQUE

X.1 INTRODUCTION

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

X.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DU MUR PLAQUE

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.
Un joint de 2 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polystyrène, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

X.3 METHODE DE CALCUL

Le voile sera considéré comme une console encastrée au niveau du radier.

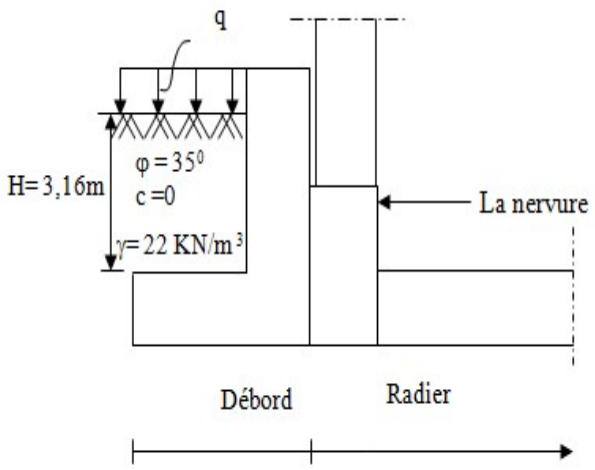


Figure X.1 *coupe verticale d'un mur plaque.*

a. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

- σ_H : contrainte horizontale.
- σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 . \sigma_V$$

Avec :

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = 0{,}52 \quad \text{(pour le sable)}$$

- K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.
- φ: Angle de frottement interne.

b. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol (sable)

- Surcharge éventuelle : q = 10 KN/m²,
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22\ \mathrm{KN/m^3}$,
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^0$,
- Cohésion : C = 0 (sol pulvérulent).

c. Calcul des contraintes

- **Contrainte de la poussé des terres**

$$\sigma_{h1} = K_0 \times \gamma \times h$$

$$\sigma_{h1} = 0{,}52 \times 22 \times h \rightarrow \begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0 \\ h = 3{,}16\ \text{m} \rightarrow \sigma_{h1} = 36{,}15\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Point d'application de la force : $z_1 = \frac{h}{3} = 1{,}05\ \text{m}$

- **Contrainte de la poussé horizontale due à la surcharge**

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

$$K_q = \frac{K_0}{\cos(\beta - \lambda)}$$

K_q: coefficient de poussée due à la surcharge.
$\lambda = 0$: angle que fait le parement intérieur du mur avec la verticale.
$\beta = 0$: angle d'inclinaison de la surface du sol supportant la surcharge.
Donc :

$$K_q = K_0 = 0{,}52$$

$$\sigma_{h2} = 0{,}52 \times 10 = 5{,}2\text{KN/m}^2$$

Point d'application de la force : $z_2 = \frac{h}{2} = 1{,}58\text{m}$

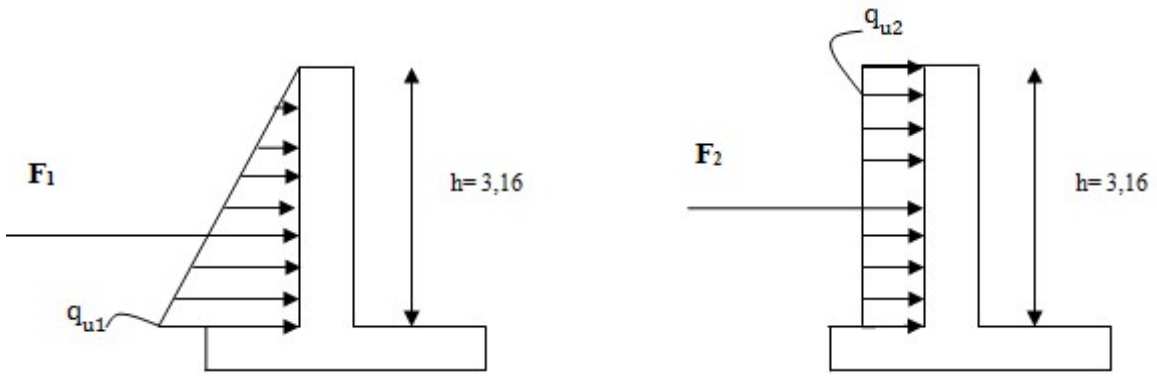


Figure X.2 *Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge respectivement.*

d. Calcul des moments

$$\sigma_{h1} = q_{u1} = 36{,}15\ \text{KN/ml}$$

$$\sigma_{h2} = q_{u2} = 5{,}2\ \text{KN/ml}$$

$$F_1 = \frac{\sigma_{h1} \times h}{2} = 57{,}12\ \text{KN}$$

$$F_2 = \sigma_{h2} \times h = 16{,}43\ \text{KN}$$

$$M_1 = F_1 \times z_1 = 57{,}12 \times 1{,}05 = 59{,}98\text{KN.m}$$

$$M_2 = F_2 \times z_2 = 16{,}43 \times 1{,}58 = 25{,}96\text{KN.m}$$

e. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (25cm).

- **A l'ELU**

$$M_u = 1{,}35 \times M_1 + 1{,}5 \times M_2 = 119{,}91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{119{,}91 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14{,}2} = 0{,}174 < 0{,}392 \rightarrow \textbf{SSA} \quad \text{donc} \quad \beta = 0{,}904$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{119{,}91 \times 10^3}{0{,}904 \times 22 \times 348} = 15{,}32 \text{ cm}^2$$

On opte pour 10HA14 =15,39 m^2, avec S_t=10 cm.

- **Recommandations du RPA**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0{,}002 \times bh = 0{,}002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

X.4 VERIFICATION A L'ELU

a. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{15{,}32}{4} = 3{,}49 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA12/ml = 7,92 cm², avec S_t = 15 cm.

b. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times 100 \times 22 \times \frac{2{,}1}{400} = 2{,}66 \text{cm}^2$$

$$A_{adopté} = 15{,}32 \text{cm}^2 > A_{min} = 2{,}66 \text{ cm}^2$$

c. Armatures transversales (RPA 2003, Art7.7.4.3)

Les armatures transversales retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré de diamètre Ø8.

X .5 VERIFICATION A L'ELS

A l'ELS : $M_s = M_1 + M_2 = 59{,}98 + 25{,}96 = 85{,}94\ \text{KN.m}$

- **vérification de la contrainte dans le béton** (BAEL91, Art. A.4.5,2)

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{119{,}91}{85{,}94} = 1{,}39$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445$$

$$\mu = 0{,}174 \rightarrow \alpha = 1{,}25\left[1 - \left(\sqrt{1 - 2\mu}\right)\right]$$

$$\alpha = 0{,}2406 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}445$$

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

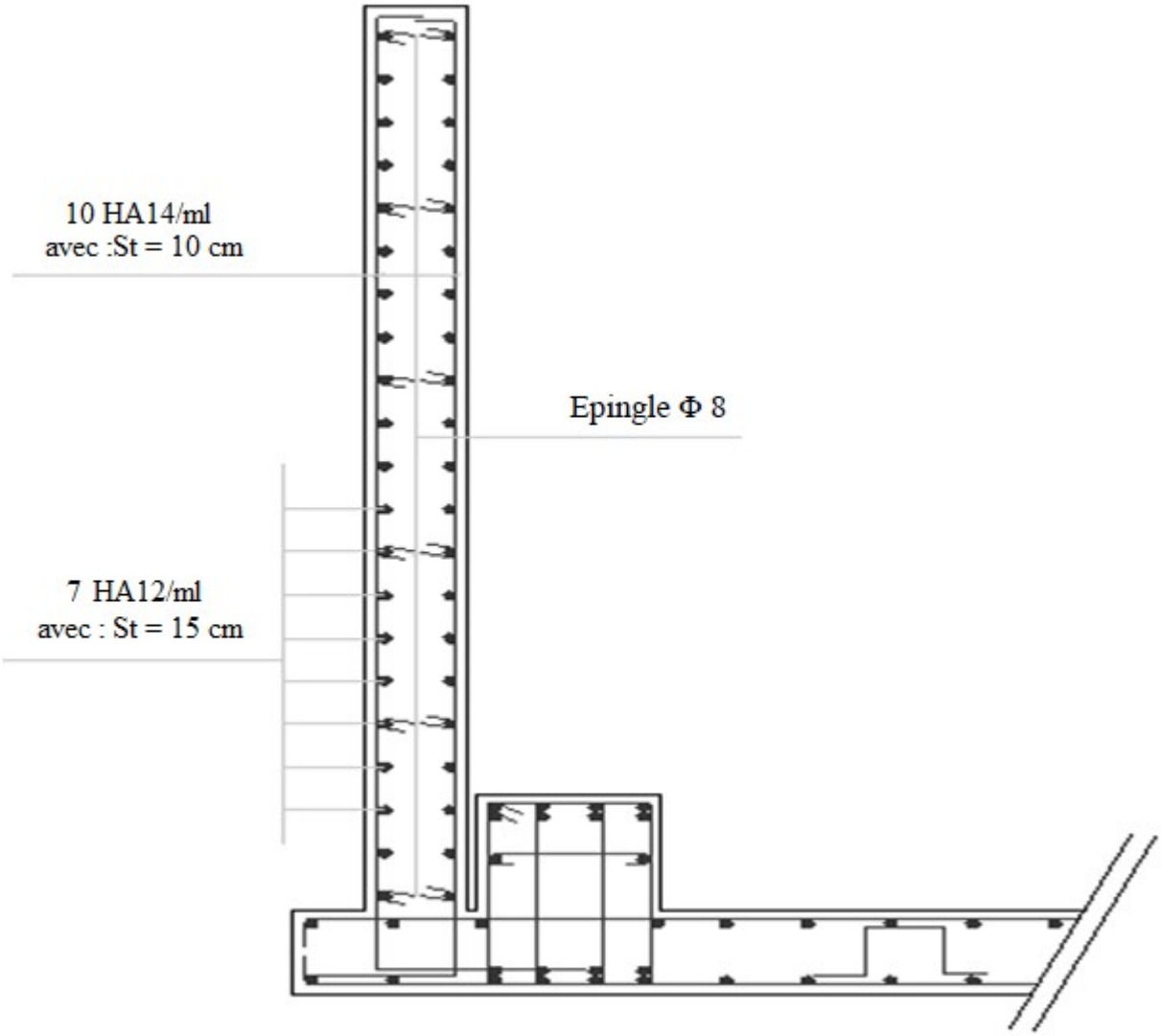
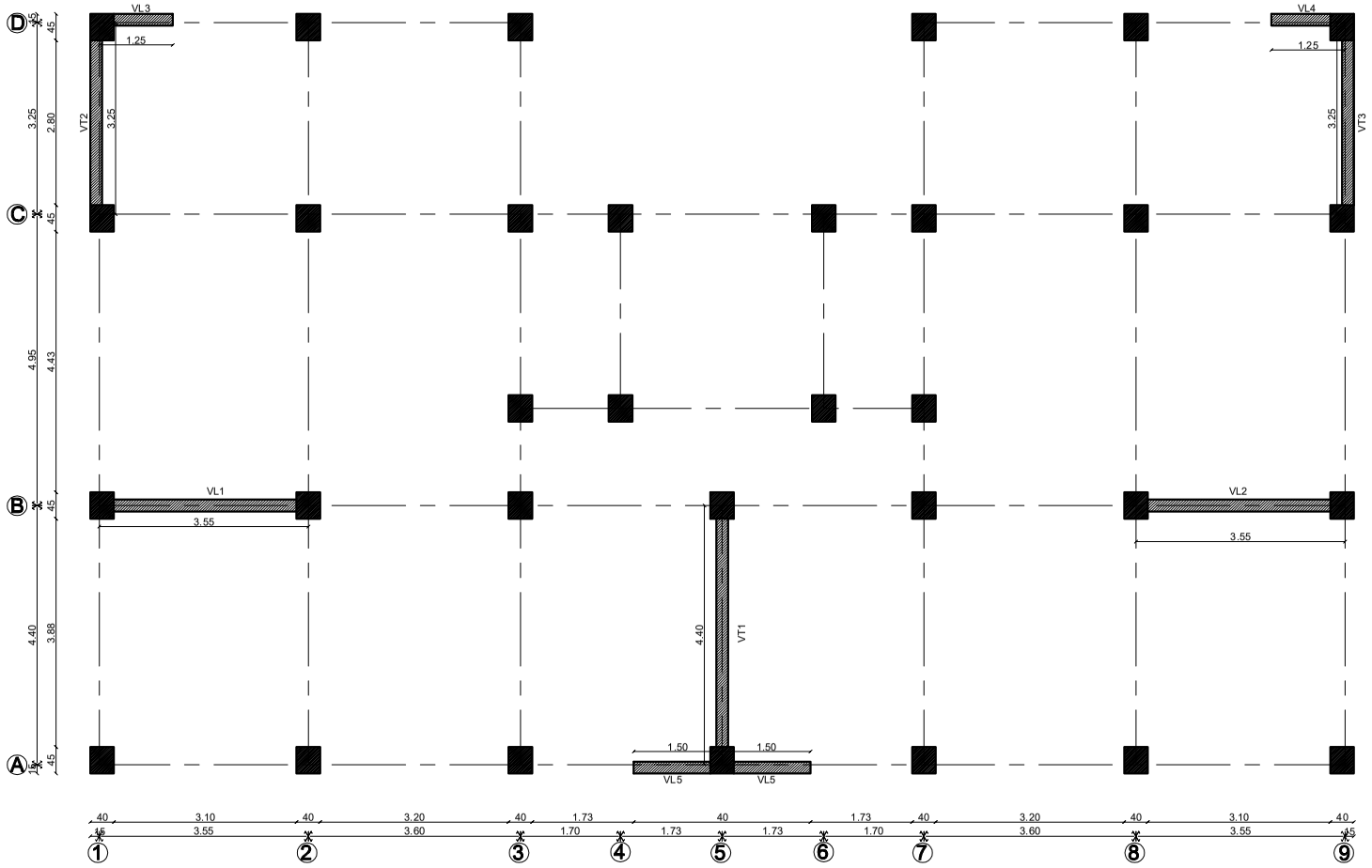


Figure X.3 *Ferraillage du mur plaque.*



IMPLANTATION DES VOILES ET DES POTEAUX

NOTA : P = 40x45

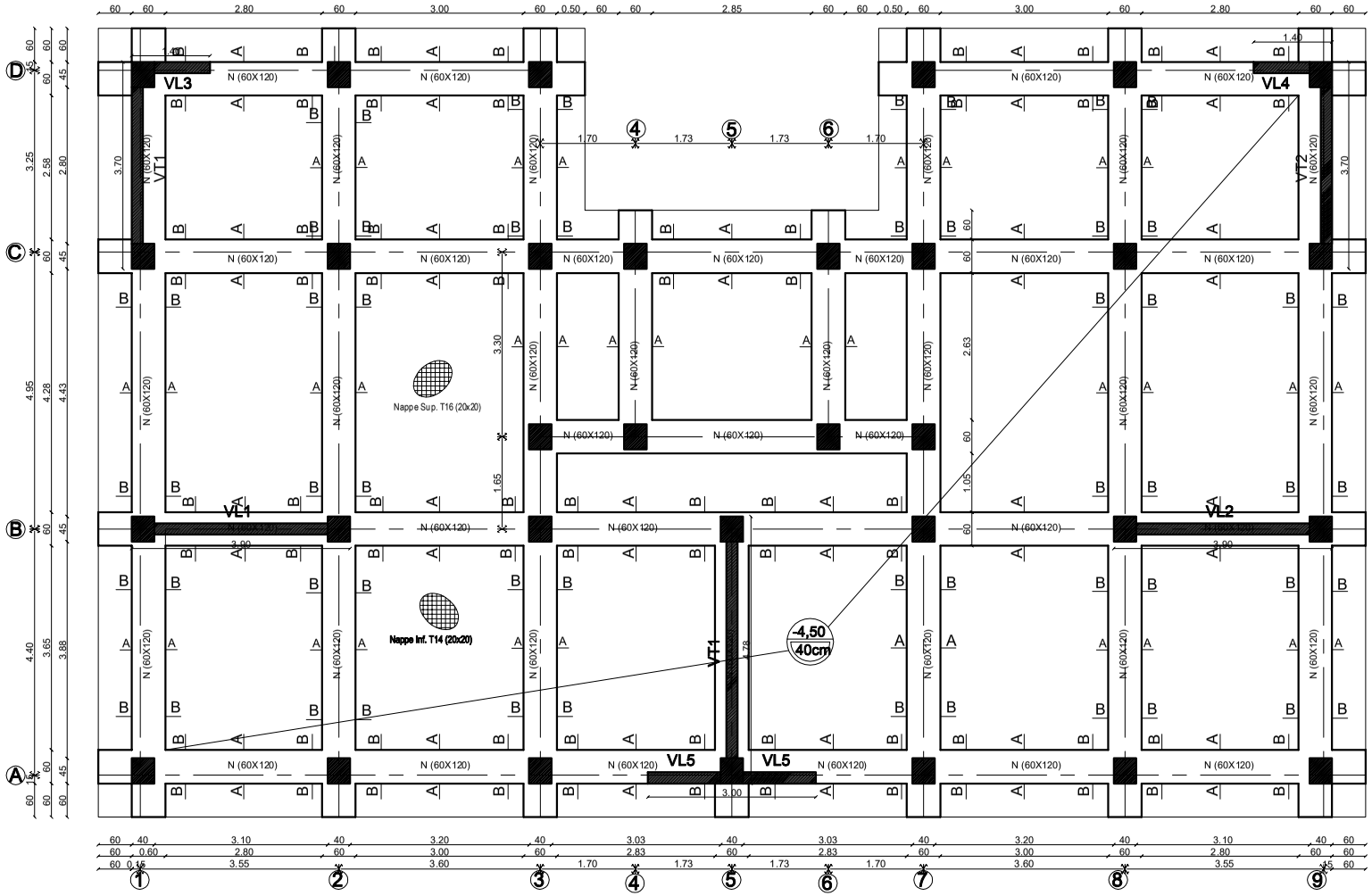
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

ETUDIE PAR :
- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

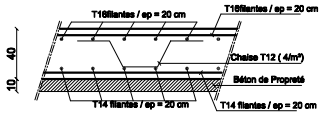
Plans:
IMPLANTATION DES VOILES ET DES POTEAUX

Promotion
2016/2017

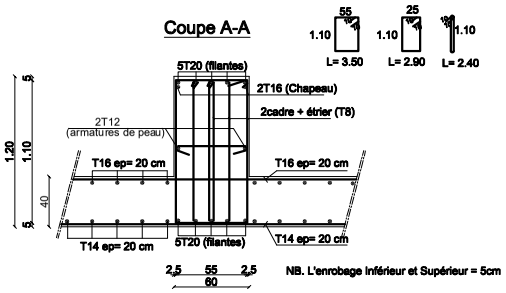


COFFRAGE / FERRAILLAGE RADIER GENERAL.

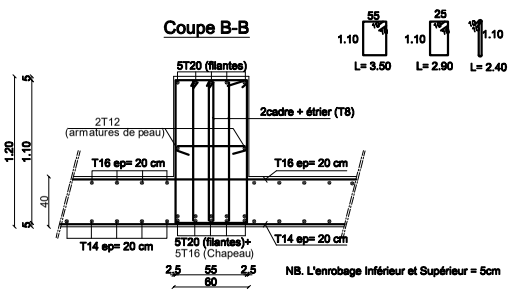
NOTA : P=40x45



COUPE-TYPE SUR RADIER



COUPE-TYPE SUR NERVURE



COUPE-TYPE SUR NERVURE

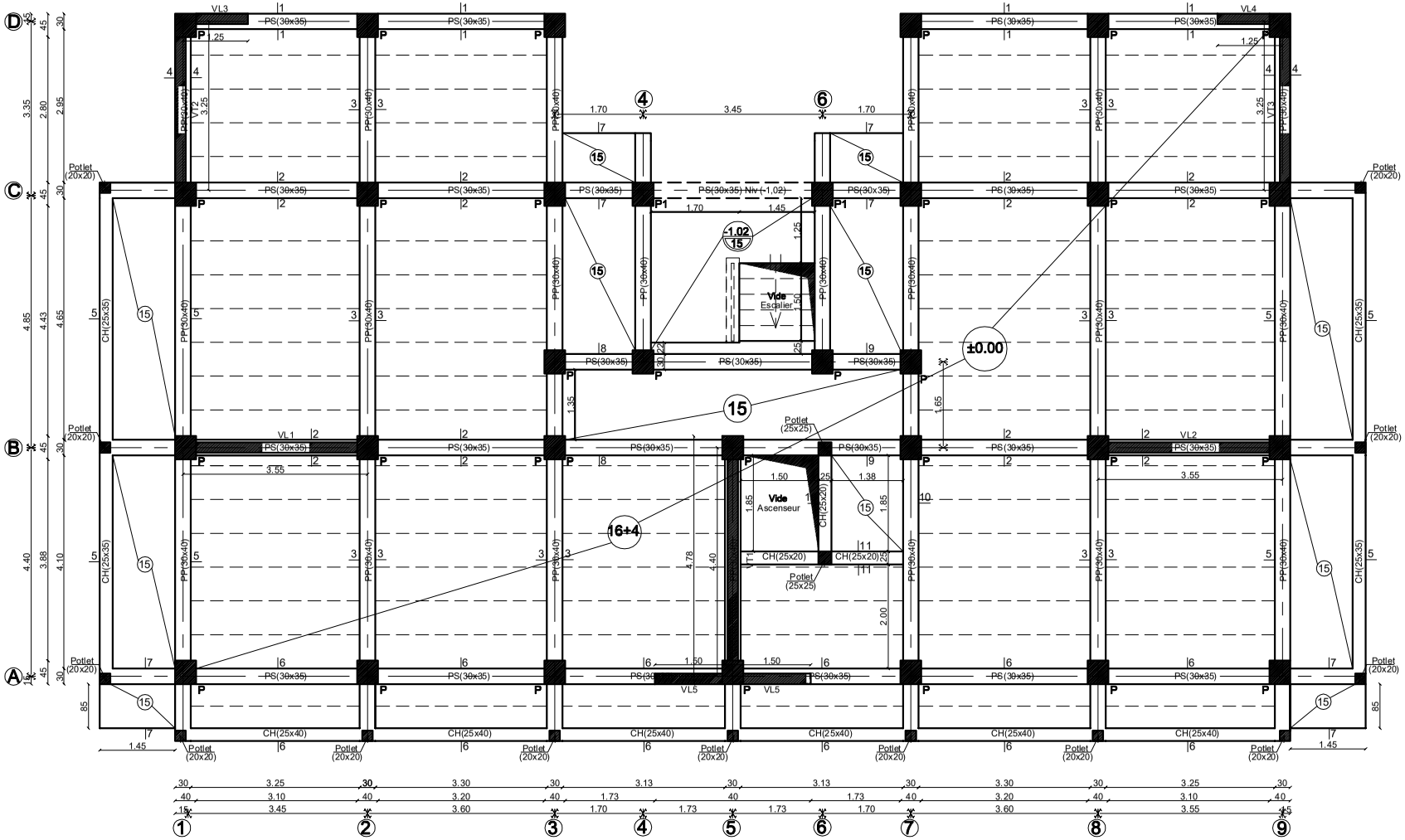
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

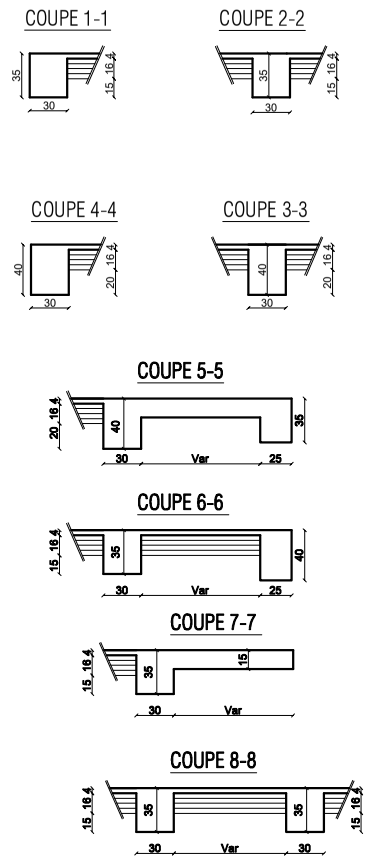
DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

ETUDIE PAR :
- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

Plans:
COFFRAGE FONDATIONS (- 4,50)

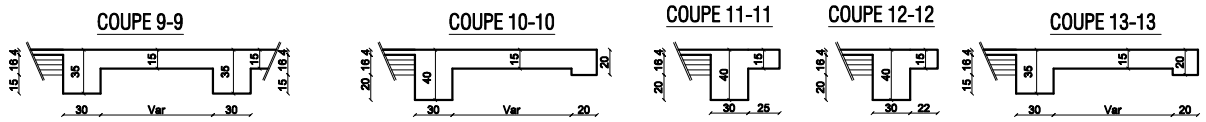
Promotion
2016/2017





COFFRAGE PLANCHER (±0.00)

NOTA : P = 40x45



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

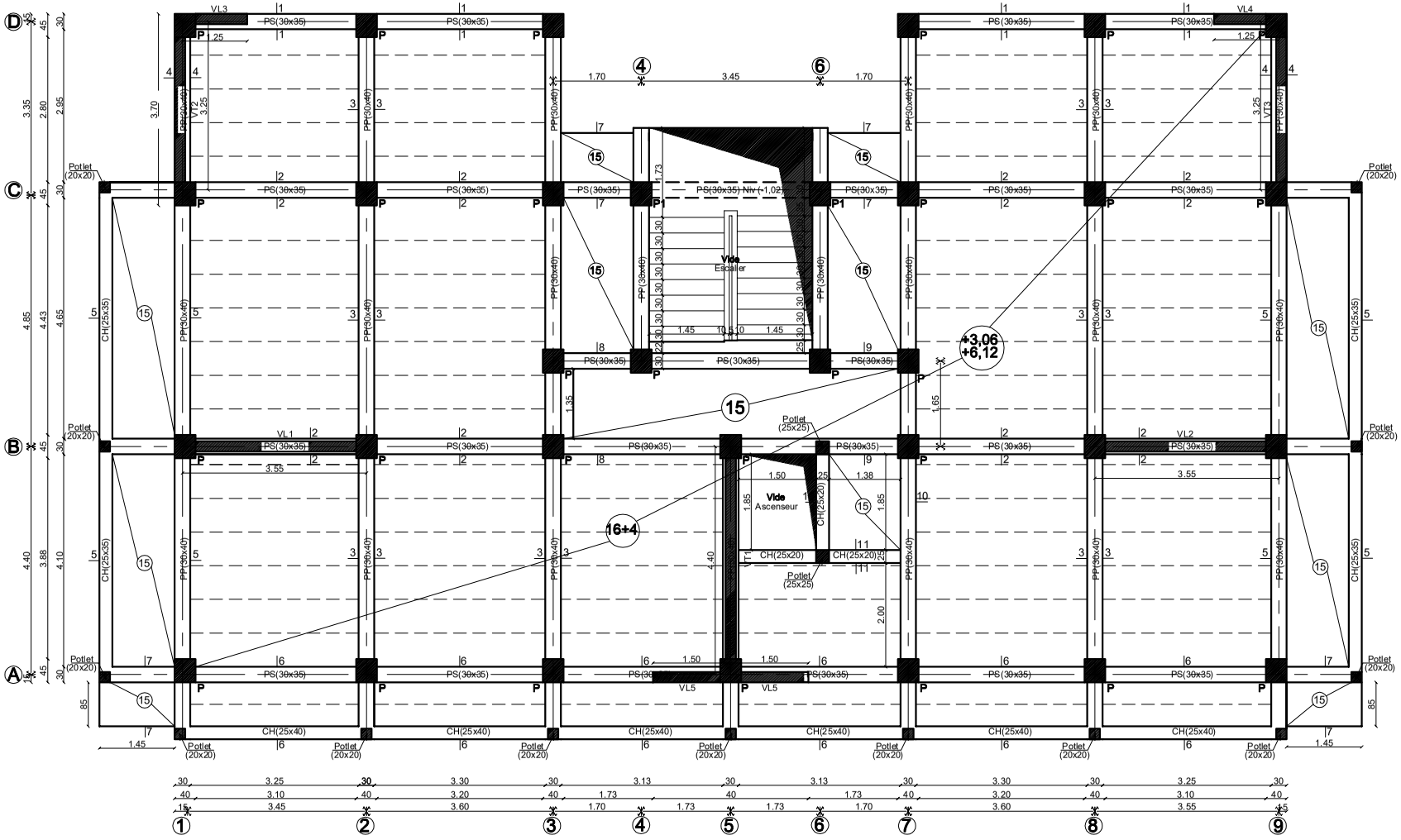
Plans:

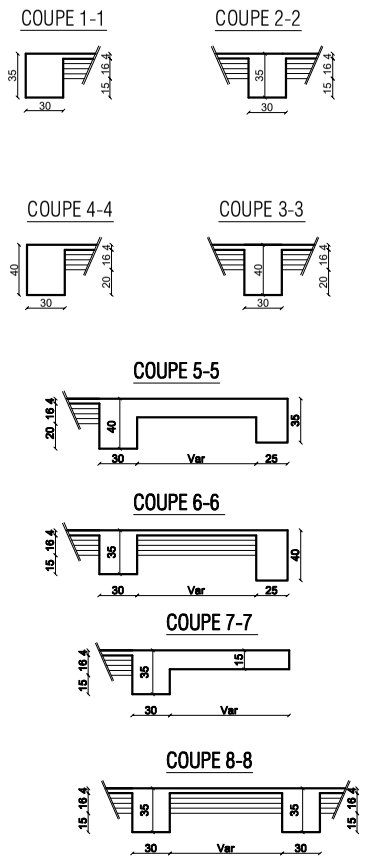
COFFRAGE PLANCHER (±0.00)

ETUDIE PAR :

- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

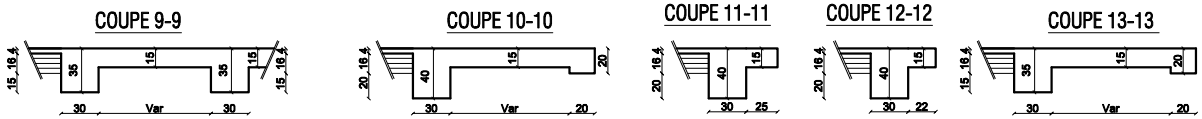
Promotion 2016/2017





COFFRAGE PLANCHER (+3,06)&(+6,12)

NOTA : P = 40x45



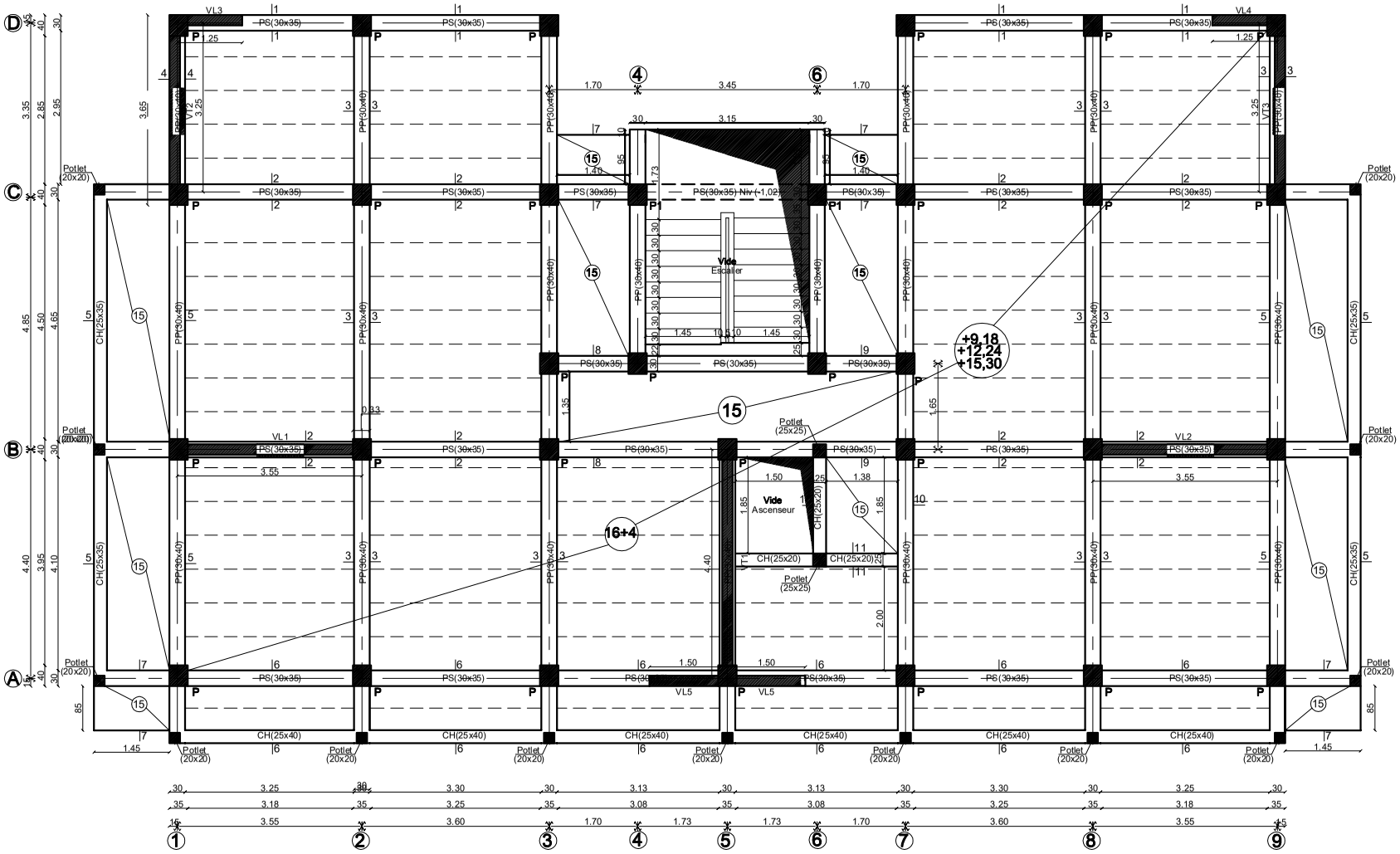
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

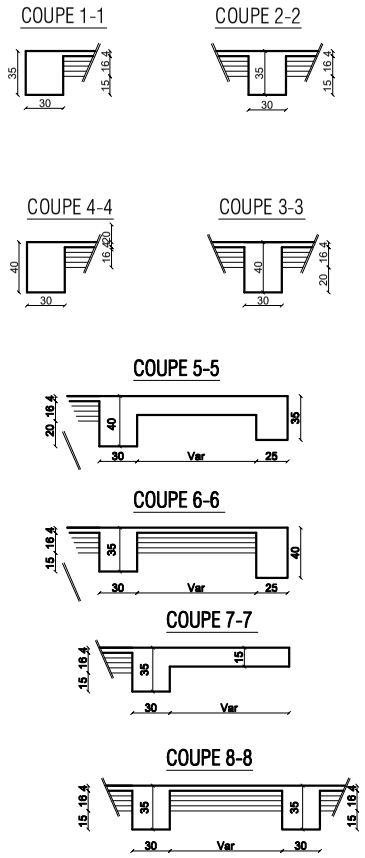
DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

Plans:
COFFRAGE PLANCHERS (+3,06)&(+6,12)

ETUDIE PAR :
- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

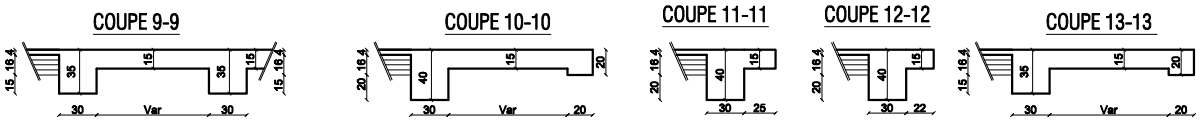
Promotion 2016/2017





COFFRAGE PLANCHER (+9,18)&(+12,24)&(+15,30)

NOTA : P = 35x40



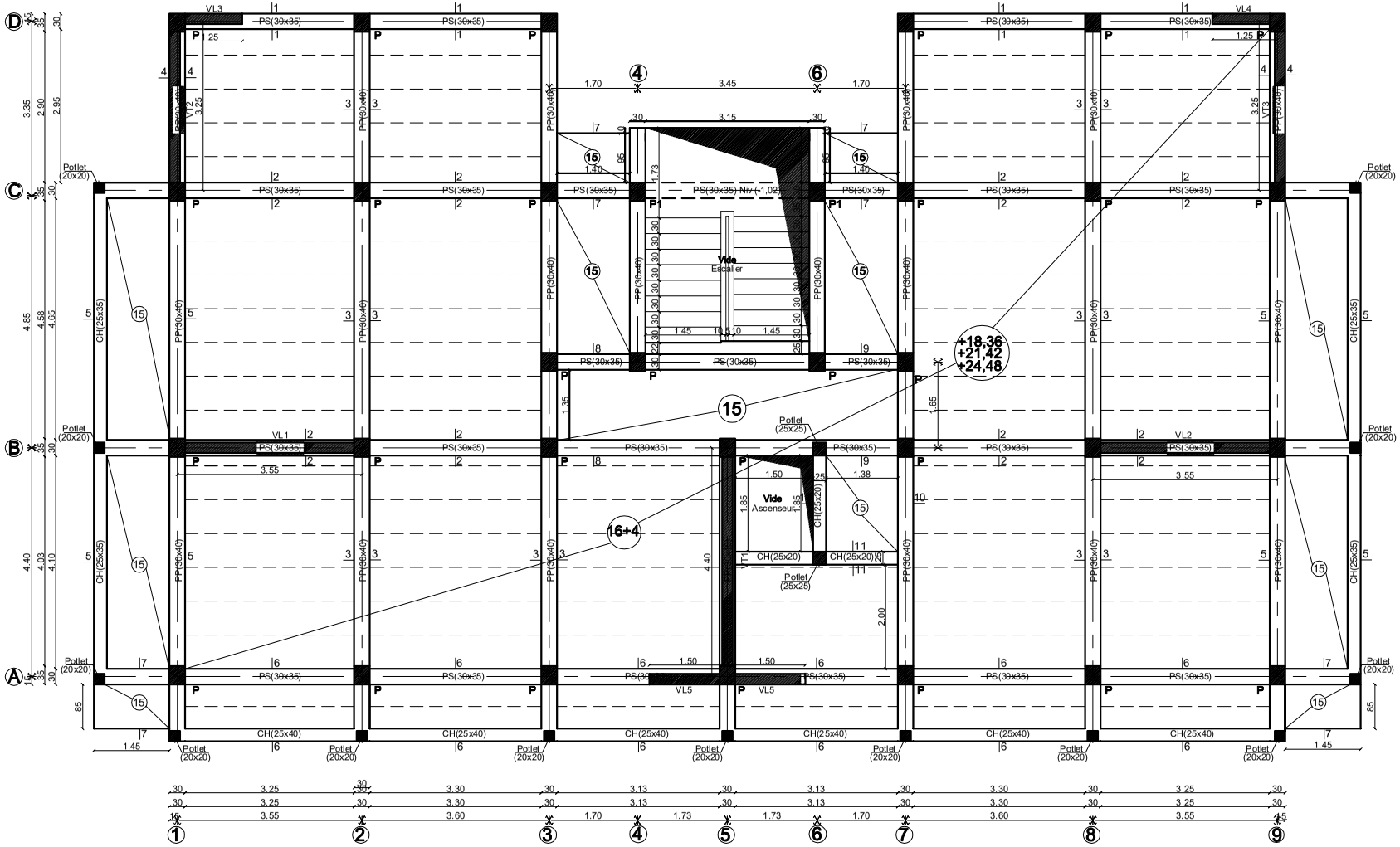
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

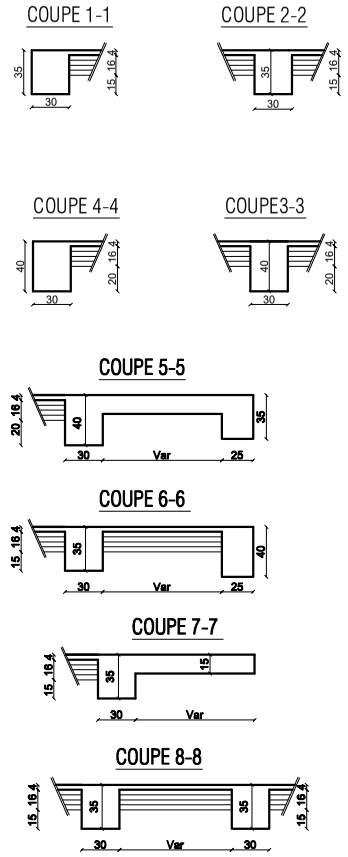
DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

Plans:
COFFRAGE PLANCHERS (+9,18)&(+12,24)&(15,30)

ETUDIE PAR :
- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

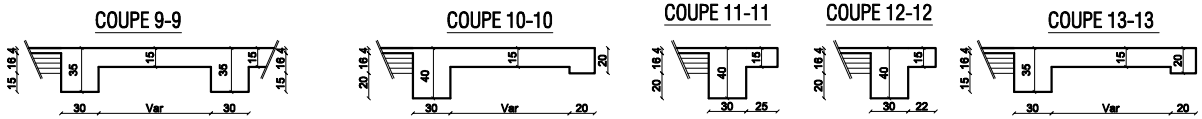
Promotion 2016/2017





COFFRAGE PLANCHER (+18,36)&(+21,42)&(+24,48)

NOTA : P = 30x35



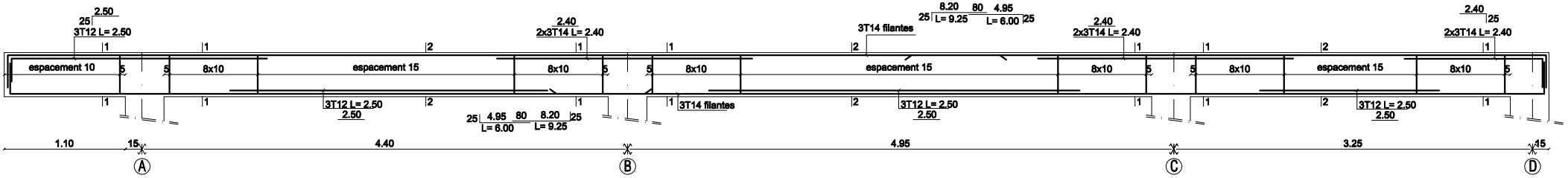
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

Plans:
COFFRAGE PLANCHERS (+18,36)&(+21,42)&(+24,48)

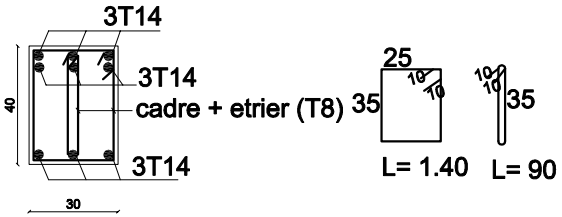
ETUDIE PAR :
- Melle ABED SOUHILA
- Mr AMRANE MARZOUK

Promotion 2016/2017

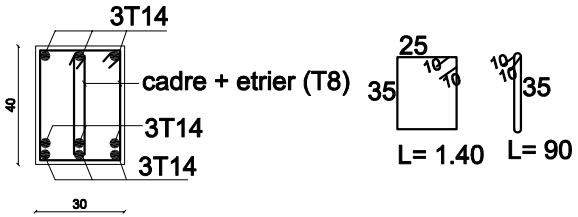


Poutre Principale

coupe 1-1



coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

Plans:

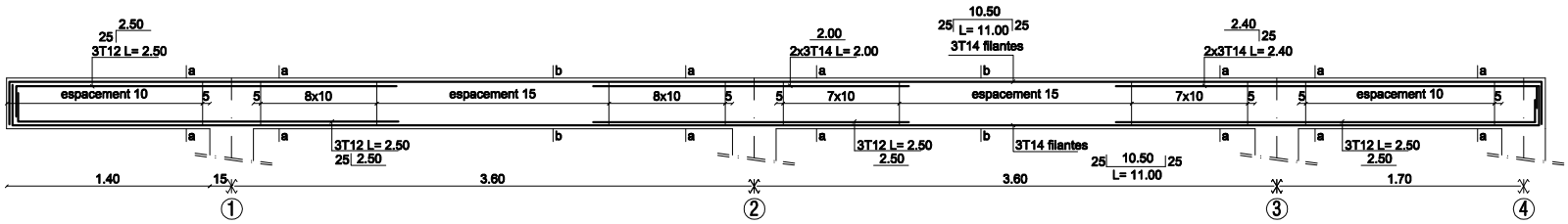
FERRAILLAGES POUTRES PRINCIPALES

ETUDIE PAR :

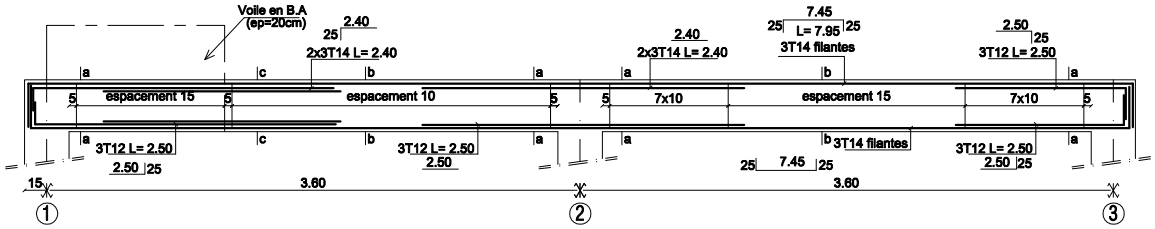
- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Promotion 2016/2017

S

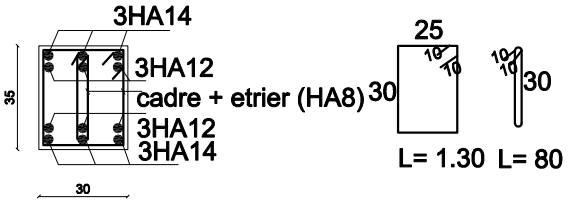


Poutre secondaire loin des voiles

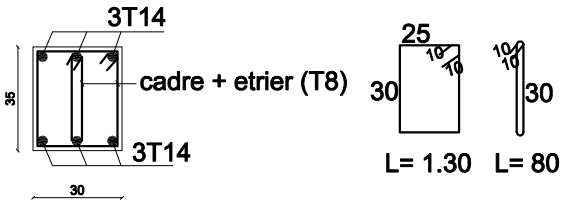


Poutre secondaire près des voiles

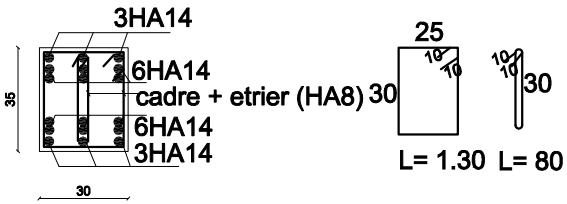
coupe a-a



coupe b-b



coupe c-c



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

Plans:

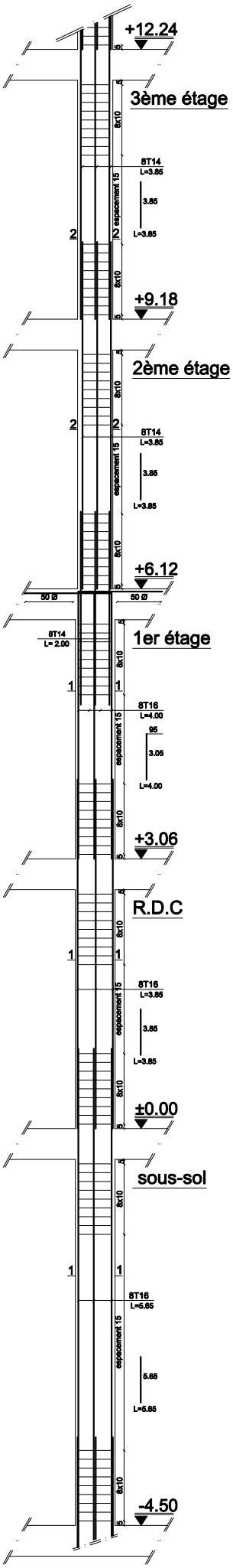
FERRAILLAGES POUTRES SECONDAIRES

ETUDIE PAR :

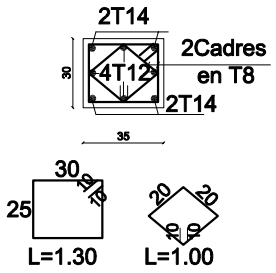
- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Promotion 2016/2017

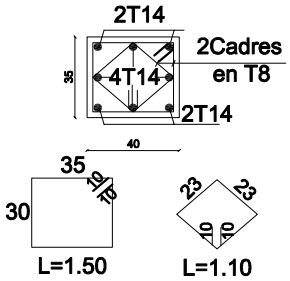
S



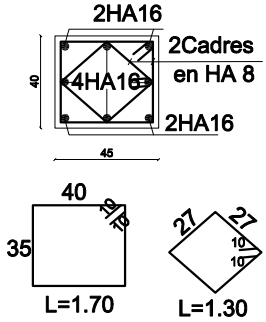
Coupe : 3-3

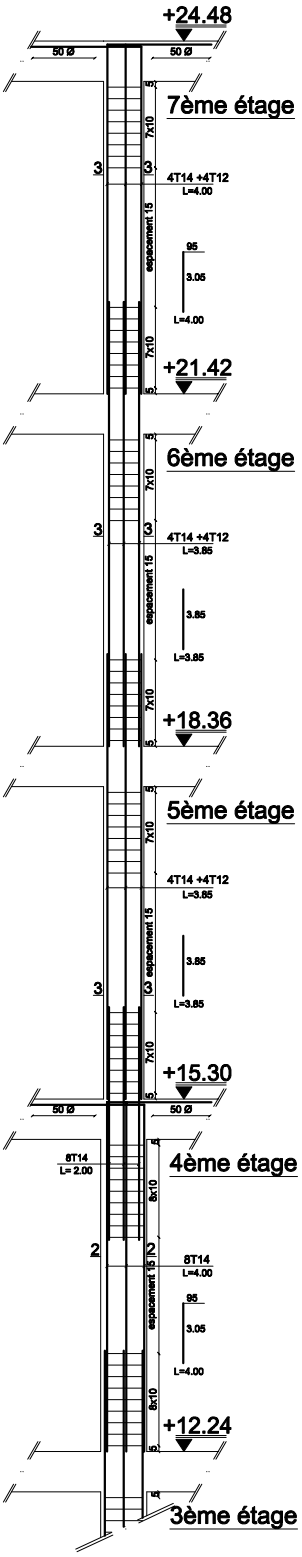


Coupe : 2-2



Coupe : 1-1





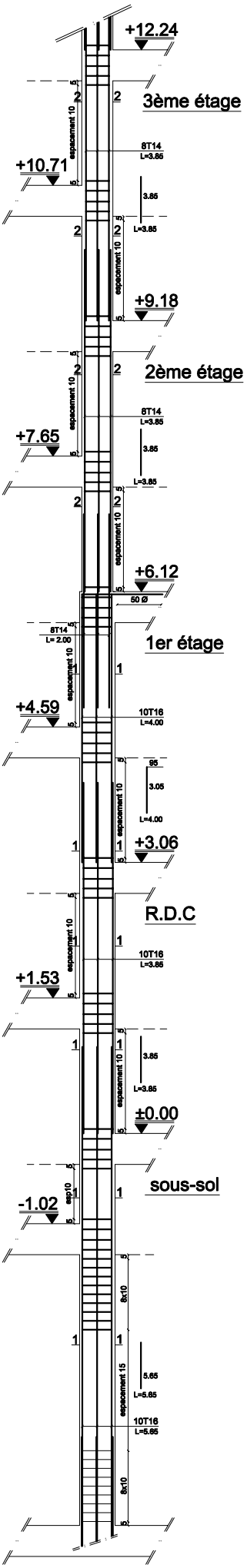
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

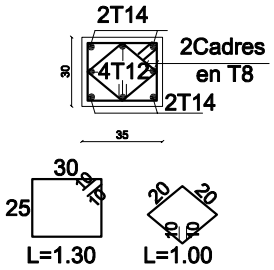
Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

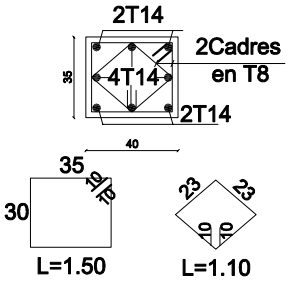
DIRIGE PAR : -Mr BOUHERAOUA	Plans: *FERRAILLAGES POTEAUX (P)*
ETUDIE PAR : - Melle ABED Souhila - Mr AMRANE Merzouk	Promotion 2016/2017



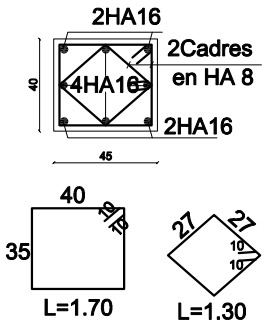
Coupe : 3-3

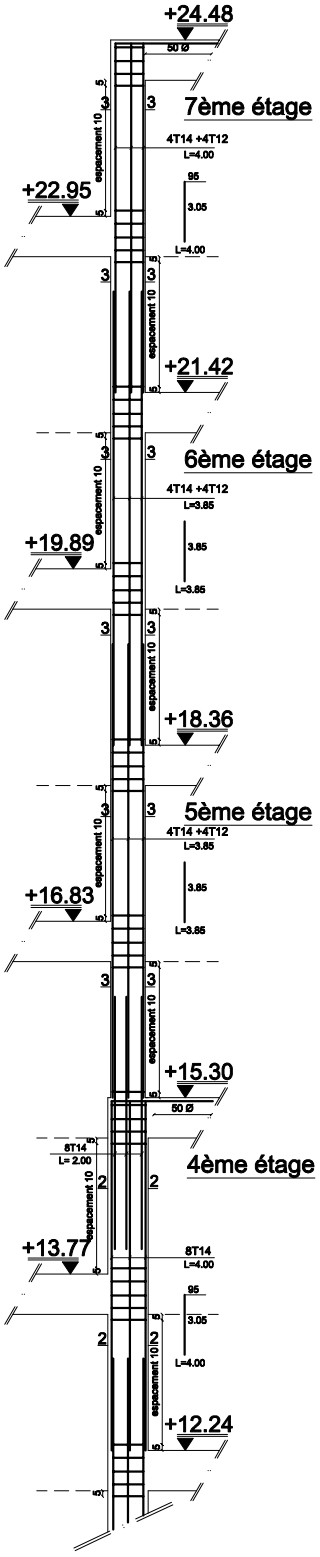


Coupe : 2-2

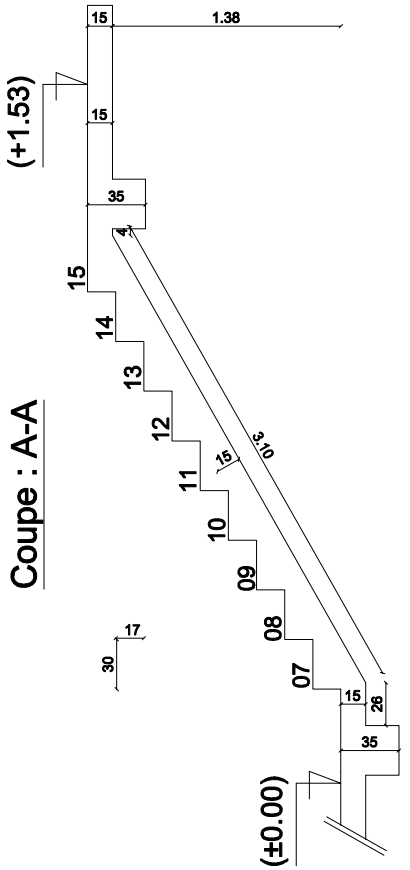


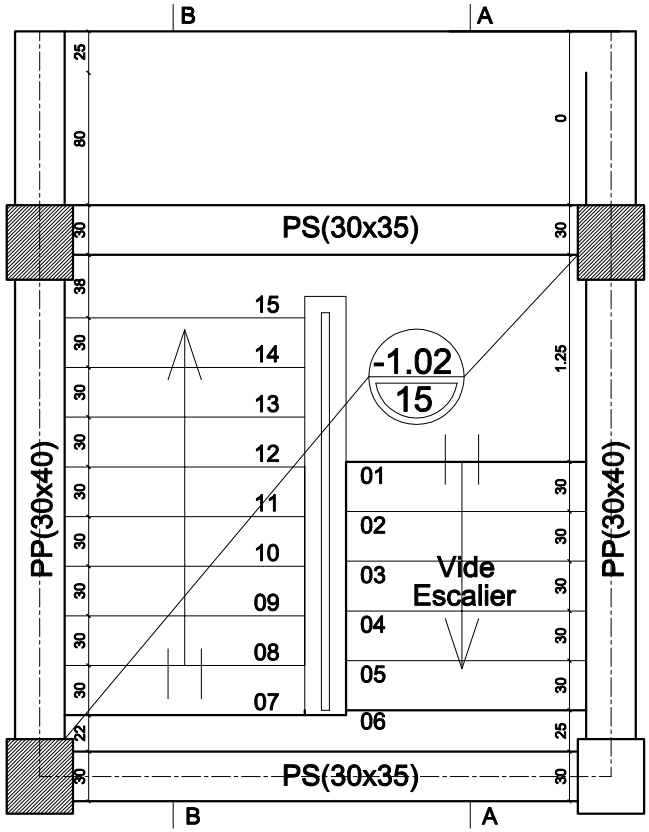
Coupe : 1-1

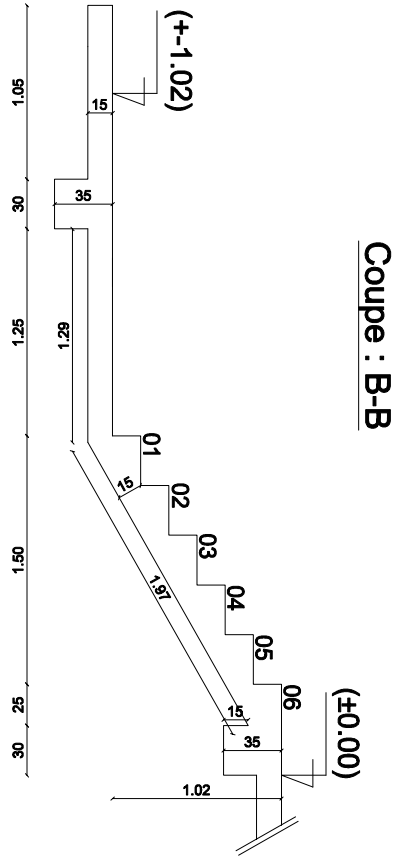




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : -Mr BOUHERAOUA	Plans: *FERRAILLAGES POTEAUX (P1)*
ETUDIE PAR : - Melle ABED Souhila - Mr AMRANE Merzouk	Promotion 2016/2017







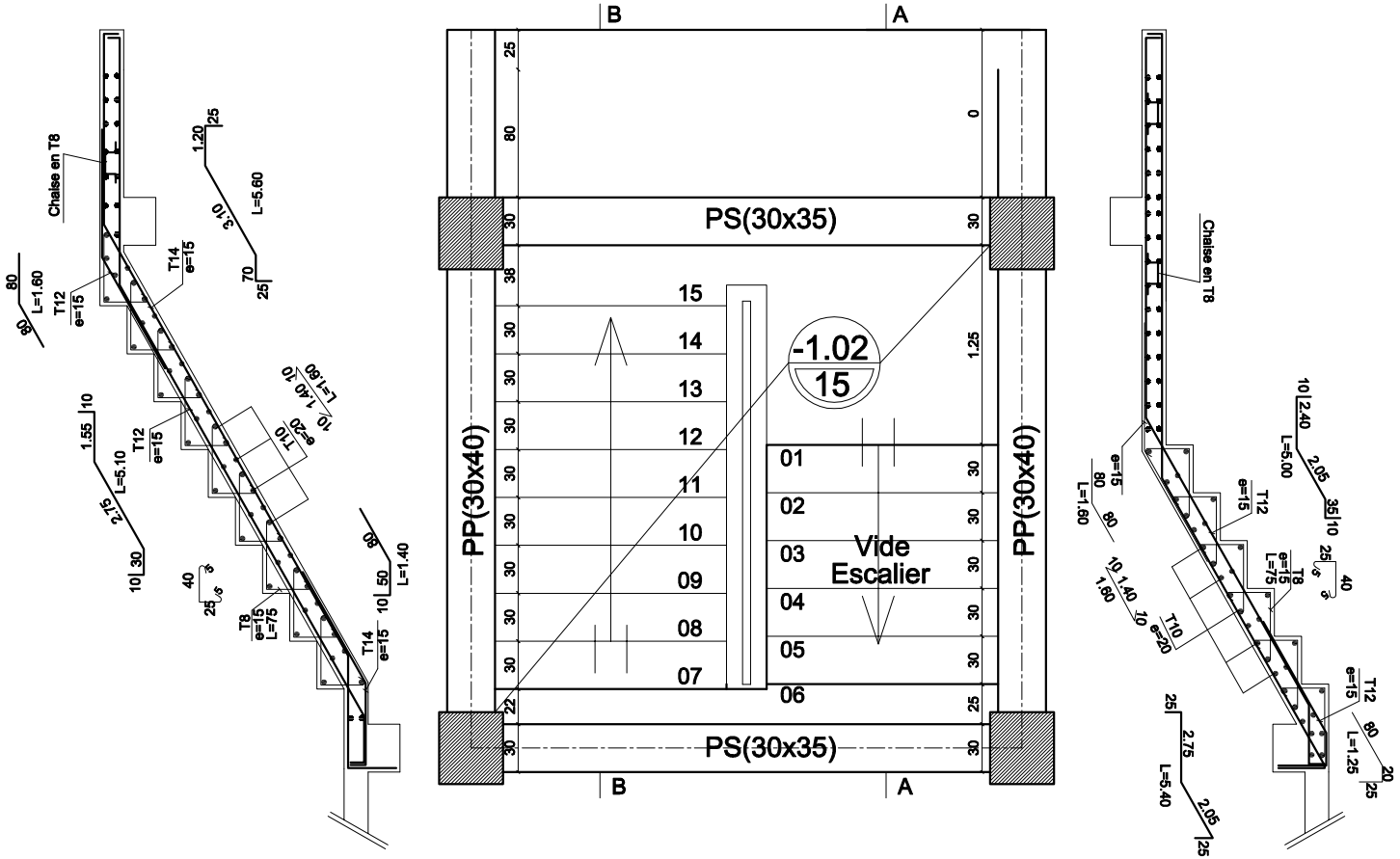
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : -Mr BOUHERAOUA	Plans: *COFFRAGES ESCALIER R-D-C*
ETUDIE PAR : - Melle ABED Souhila - Mr AMRANE Merzouk	Promotion 2016/2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

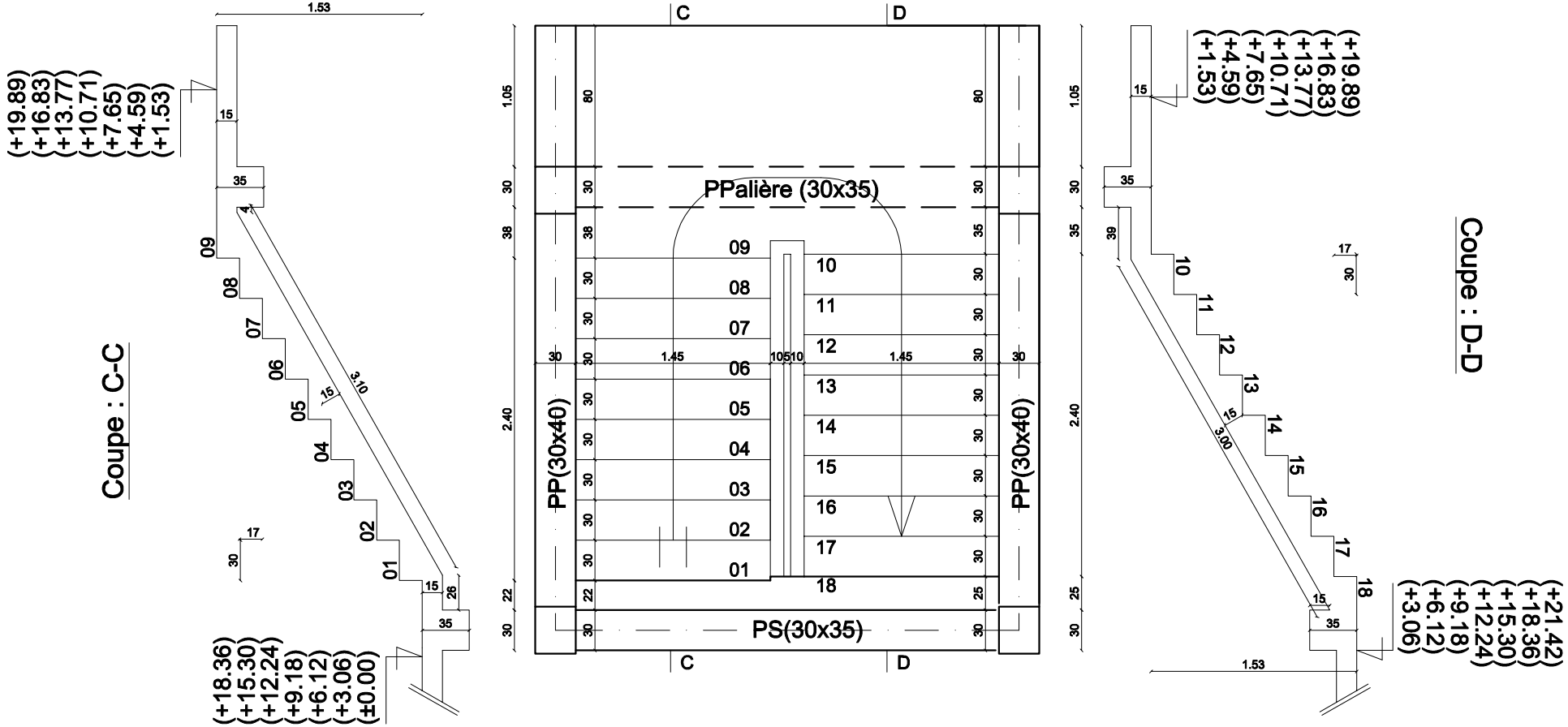
ETUDIE PAR :

- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Plans:

FERRAILLAGES ESCALIER R-D-C

Promotion 2016/2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

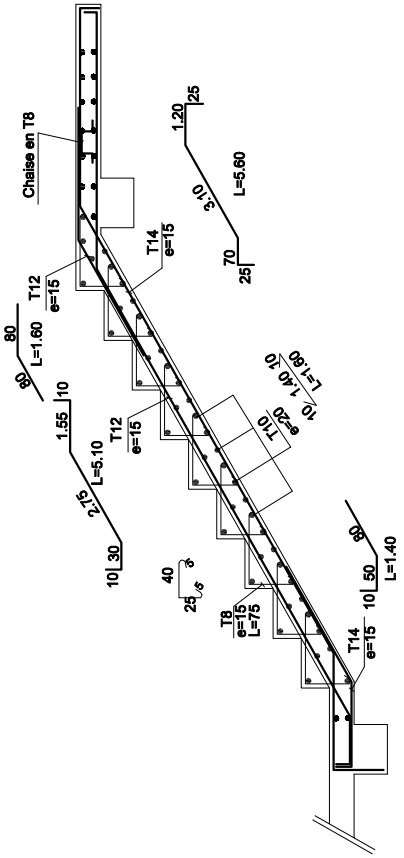
ETUDIE PAR :

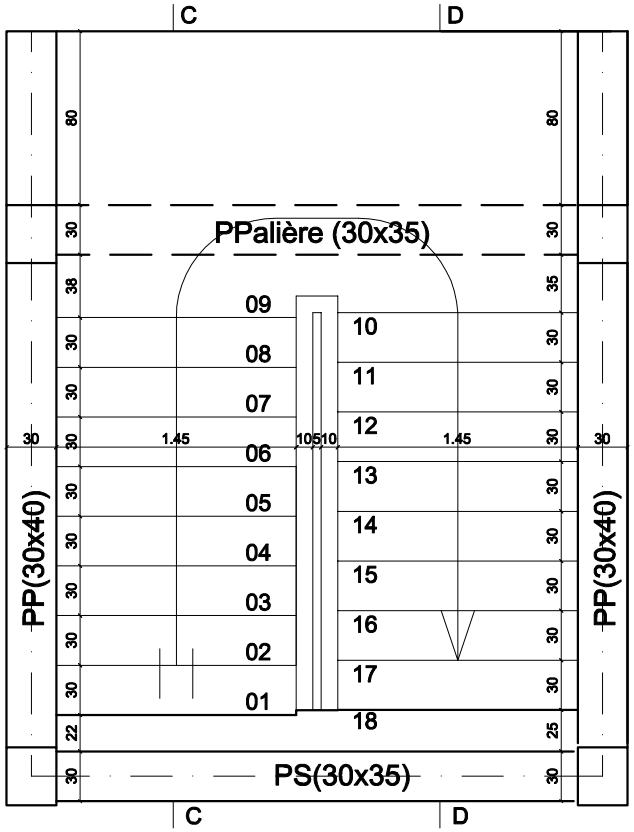
- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

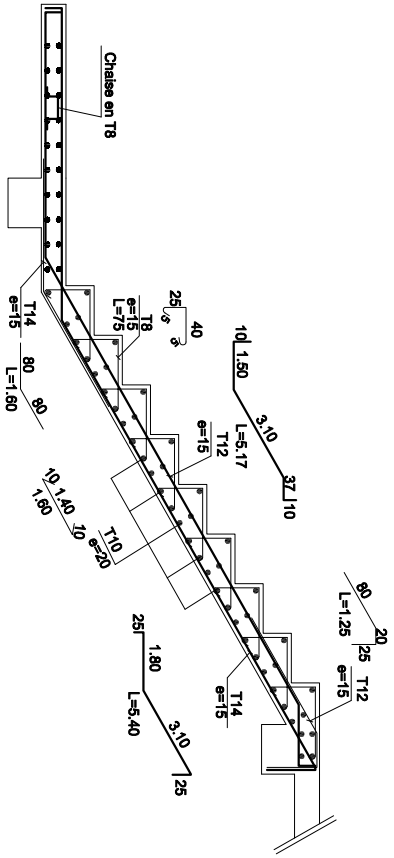
Plans:

COFFRAGES ESCALIER
ETAGES COURANTS

Promotion
2016/2017







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

ETUDIE PAR :

- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Plans:

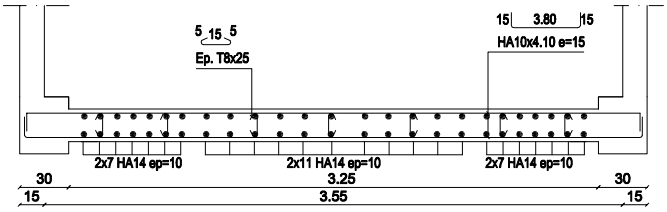
FERRAILLAGES ESCALIER ETAGES COURANTS

Promotion 2016/2017

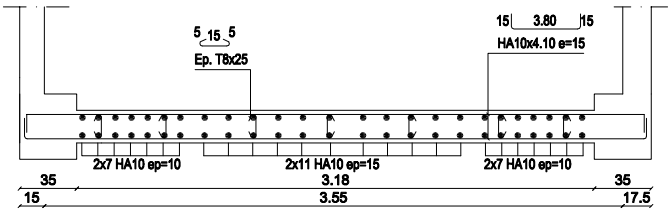
S

VOILES V1

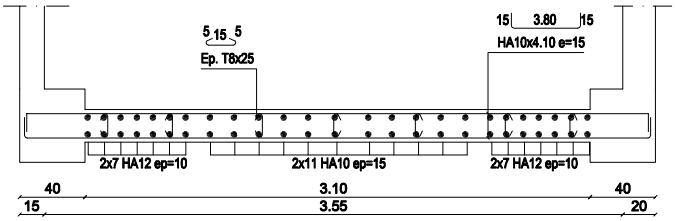
ZONE VI



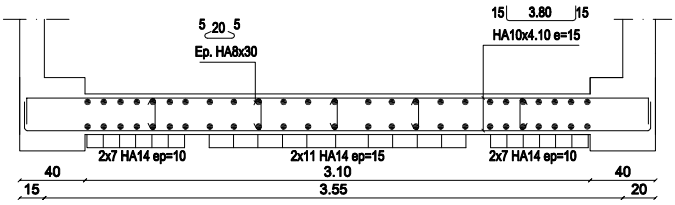
ZONE III



ZONE II

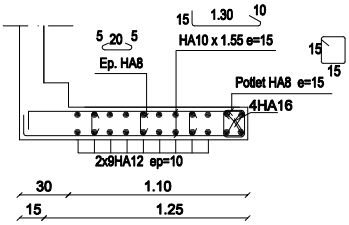


ZONE I

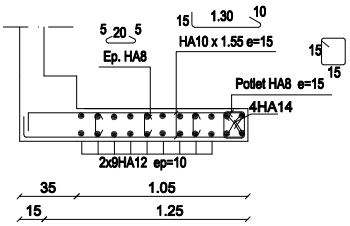


VOILES V2

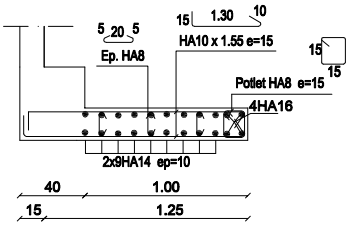
ZONE VI



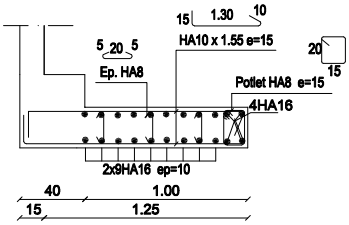
ZONE III



ZONE II



ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

-Mr BOUHERAOUA

Plans:

FERRAILLAGES VOILES V1&V2

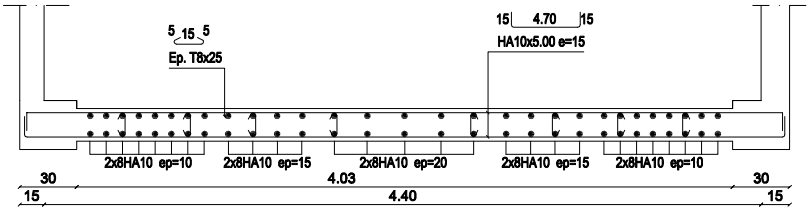
ETUDIE PAR :

- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

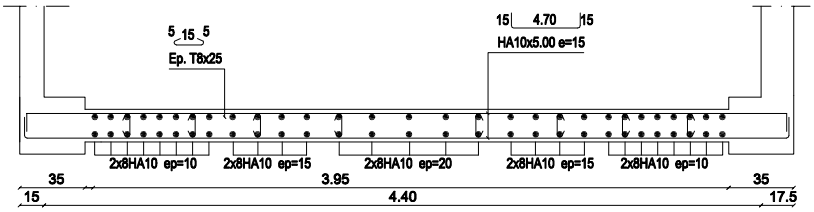
Promotion 2016/2017

VOILES V3

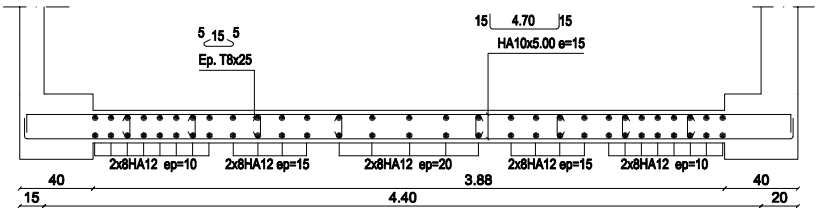
ZONE VI



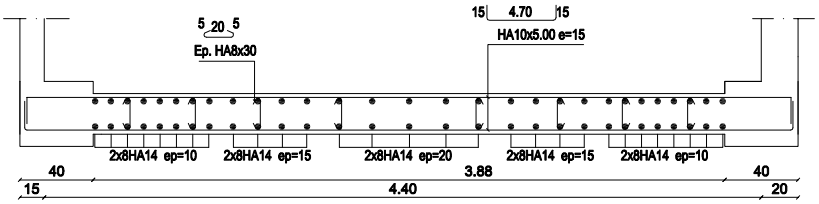
ZONE III



ZONE II



ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

-Mr BOUHERAOUA

Plans:

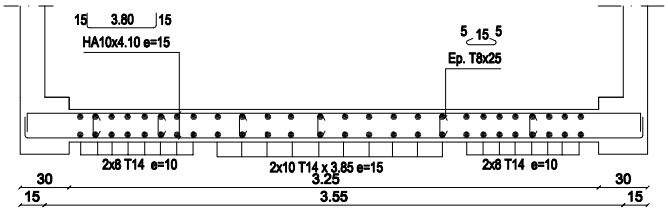
FERRAILLAGES VOILES V3

- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

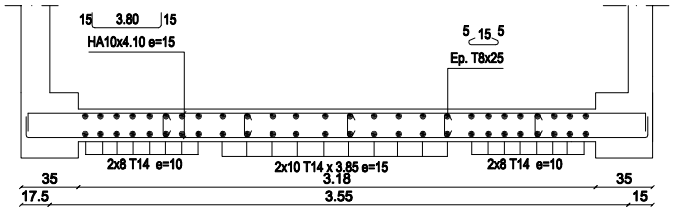
Promotion 2016/2017

VOILES V5

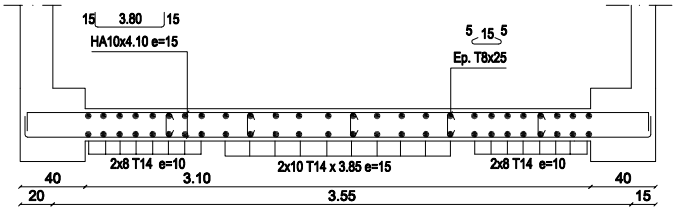
ZONE VI



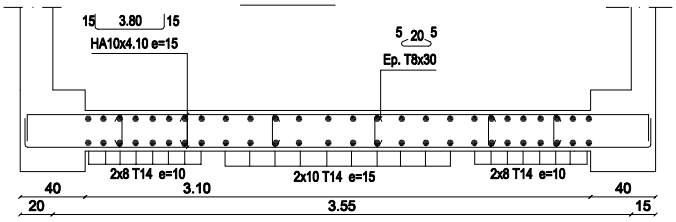
ZONE III



ZONE II

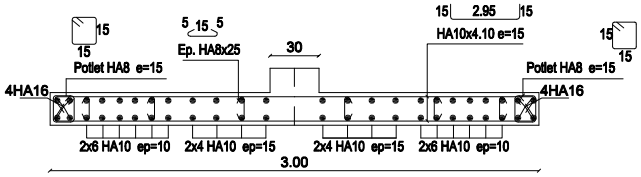


ZONE I

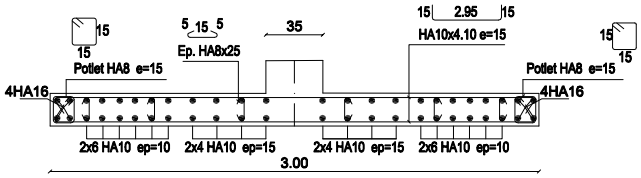


VOILES V4

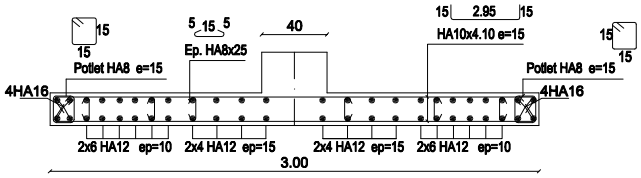
ZONE VI



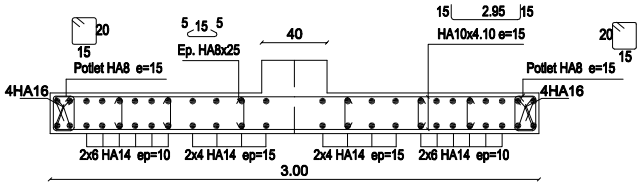
ZONE III



ZONE II



ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

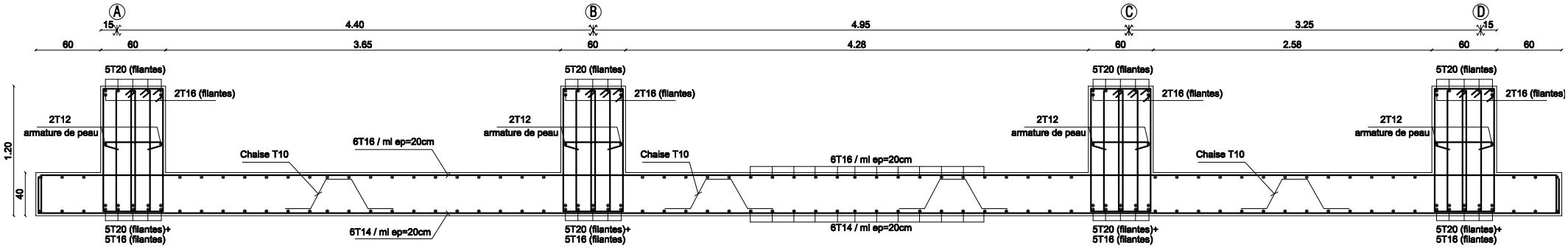
-Mr BOUHERAOUA

Plans:

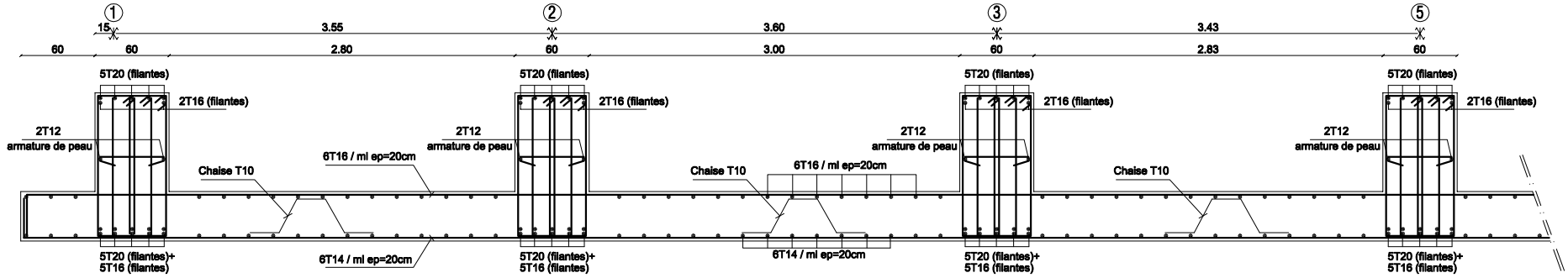
FERRAILLAGES VOILES V4 & V5

- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Promotion 2016/2017



Coupe radier sens (y-y)



Coupe radier sens (x-x)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRI
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
-Mr BOUHERAOUA

ETUDIE PAR :
- Melle ABED Souhila
- Mr AMRANE Merzouk

Plans:
FERRAILLAGE RADIER GENERALE

Promotion
2016/2017

S

CONCLUSION GÉNÉRALE

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 9.7** 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

- Document technique réglementaire **(D.T.R BC 2.2)** Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Cours de béton armé **(BAEL91 et DTU associer).**
- Règles **BAEL91** modifié **99**
- Règlement Parasismique Algérien **(R.P.A 99 modifié 2003)**
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé **ALBERT Fuentes**.
- Thèses de **l'université Mouloud MAMERI.**