

République Algérienne Démocratique 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'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles et portiques**

Réalisé par :

M^{elle} : Hadj-ziane Nora.

M^{elle} : Battou Dehbia.

Sous la direction de :

M^e GHOUILEM Kamel

Promotion : 2019/2020.



Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément le **Bon DIEU le toute puissant**, de sa grand Générosité, de sa Bonté et de nous accordé la patience pour accomplir ce travaille qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.*

*Nous somme également très reconnaissant à notre promoteur monsieur **M^r GHOUILEM**, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.*

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous le personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Toute personne ayant contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

*Sans oublier tous nos amis de la promotion **MASTER 2** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

Que le bon DIEU, le tout puissant nous protège.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 : Plancher

II.2 : Poutre

II.3 : Voiles

II.4 : Poteaux

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : Acrotère

III.2 : Plancher

III.3 : balcon

III.4 : Escaliers

III.5 : poutre palière

III.6 : Salle machine

Chapitre IV : Etude de contreventement

Chapitre V : Modélisation de la structure

Chapitre VI : vérifications, et interprétation des résultats

Chapitre VII : Ferrailage des poutres

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

Chapitre IX : Ferrailage des Voiles

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimique de l'environnement ; ainsi que la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre les attaques.

Le séisme et la corrosion des armatures sont des causes majeures de dégradations des structures en béton armé.

D'une part, avec la même quantité de matériaux on aura un bâtiment qui résiste ou non aux séismes, pour cela les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique.

D'autre part, la corrosion des armatures induit une modification de l'adhérence acier-béton, une réduction de la section des barres d'acier, une réduction de la ductilité de l'acier ainsi qu'un endommagement périphérique du béton du à la pression des produits de corrosion, tous ces aspects peuvent conduire à la diminution de la capacité portante de la structure en béton armé.

Nous autant qu'étudiantes en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous avons choisies l'étude d'une structure d'un bâtiment en **(R+8)** à usage d'habitation et commercial.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre cout.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA modifiées 2003) et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

Comme la méthode manuelle est lente on a préféré d'utiliser le logiciel **RSA** (Robot structural Analysis) pour la modélisation de notre structure.

I.1-Introduction :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial. Cette dite structure sera implanté à la ville de Tizi-Ouzou, comptée sur la plateforme de la répartition zonale sismique comme étant de moyenne sismicité (IIa) proche de la zone (I).

L'aspect conceptuel de la bâtisse est cerné globalement par :

- Un RDC destiné au commercial.
- 08 étages courants conçus pour l'habitation.
- Une cage d'escalier et ascenseur (délèguent la communication entre ces derniers)
- Une terrasse inaccessible.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **RSA** (Robot Structural Analysis). Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 (Version 2003) et les Règlements du béton aux états limites BAEL91 modifié 99.

I.2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale : $L = 19.70$ m.
- Largeur totale : $l = 12.10$ m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : $H_{rdc} = 4.08$ m.
- Hauteur de l'étage courant : $H_c = 3.06$ m.
- Hauteur totale : $H_t = 28.56$ m.
- Acrotère : $H_a = 0.6$ m.

I.3-Propriétés mécaniques du sol d'assise :

Le rapport du sol nous a donnée une contrainte moyenne qui est de 2 bar pour l'étude de ce projet.

I.4-Eléments constitutifs de l'ouvrage

I.4.1-Système de contreventement :

- Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

- Voile :

Les voiles sont éléments rigides en bétons armé coulés sur place. Ils ont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

- Portiques :

Ils ont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux, Ils ont capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.

I.4.2-Les planchers :

Les planchers sont des aires planes, limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges

Ces derniers assurent deux fonctions principales :

- 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.
- Isolation : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet, tous les planchers sont effectués en corps creux (h = 16 cm), et couverts par une dalle de compression (e = 4 cm), portée sur des poutrelles préfabriquées (l' = 65 cm).

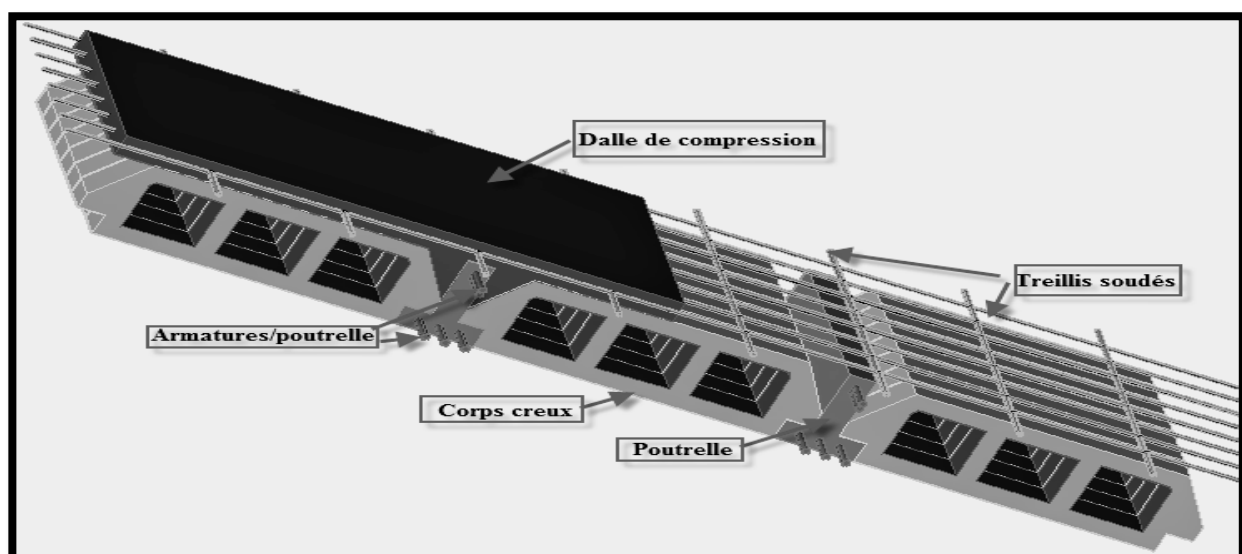


Figure I.1-Schématization (3D) du plancher corps creux.

A l'exception de la dalle salle machine, les balcons et les porte-à-faux qui sont réalisés en béton armé.

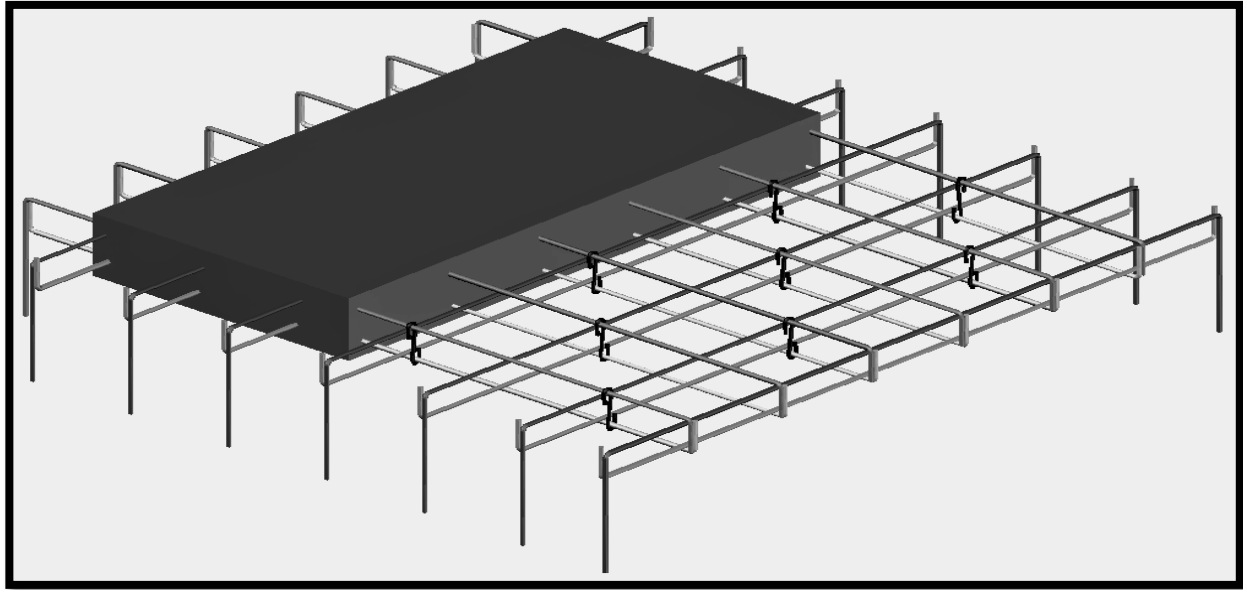


Figure I.2-Schématisation (3D) de la dalle salle machine.

Le plancher terrasse est inaccessible, surmonté par un complexe d'étanchéité et une forme de pente en béton armé, accommodant l'écoulement des eaux pluviales.

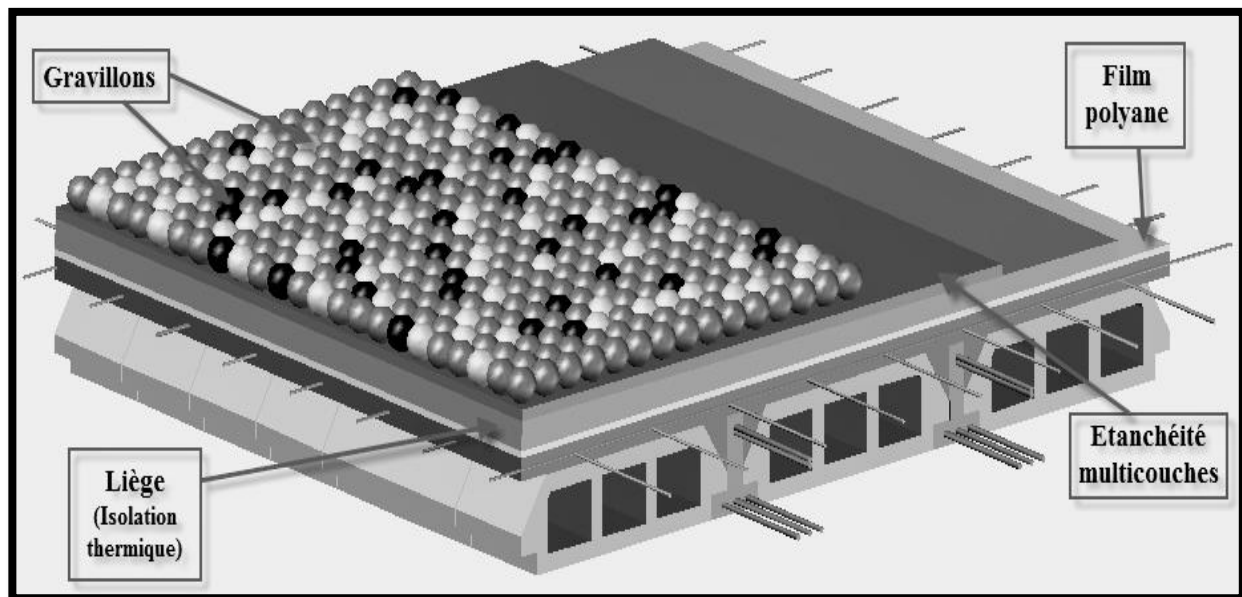


Figure I.3-Schématisation (3D) du plancher terrasse.

I.4.3-Escaliers et cage d'ascenseur :

Ils sont envisagés, dans le but de répondre aux besoins de la communication entre les différents niveaux.

Notre bâtiment, dénombre une cage d'ascenseur et deux types d'escaliers :

- Partant d'une volée vers '02' volées au niveau du RDC.
- Uniformisant par '02' volées la totalité des étages.

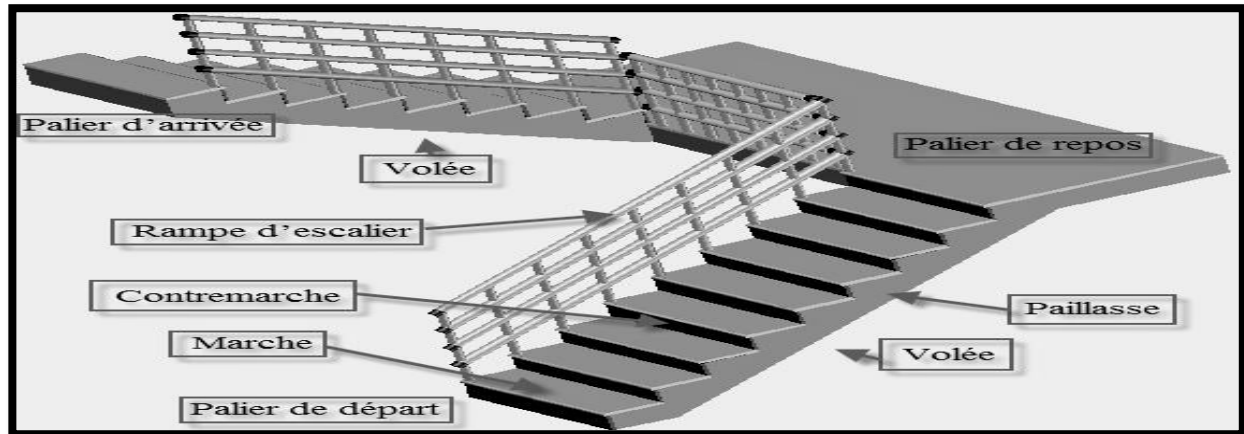


Figure I.4-Schématisation (3D) d'un escalier à deux volé

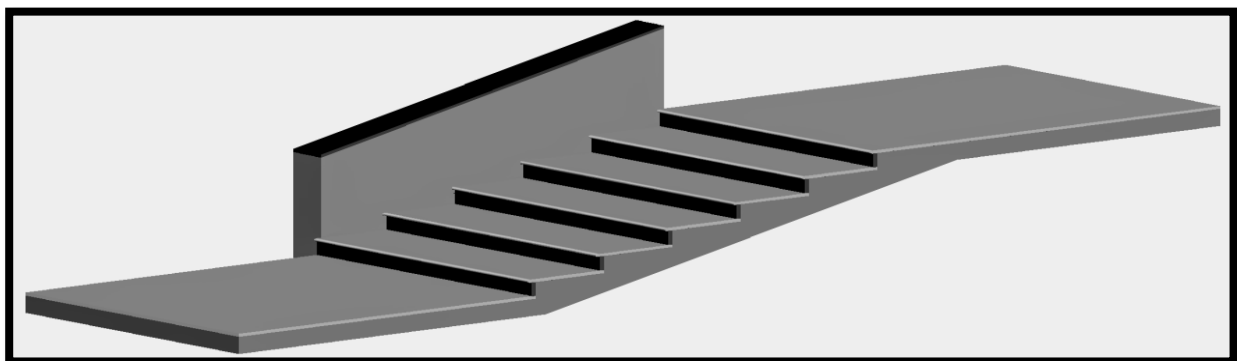


Figure I.5-Schématisation (3D) d'un escalier à une volée.

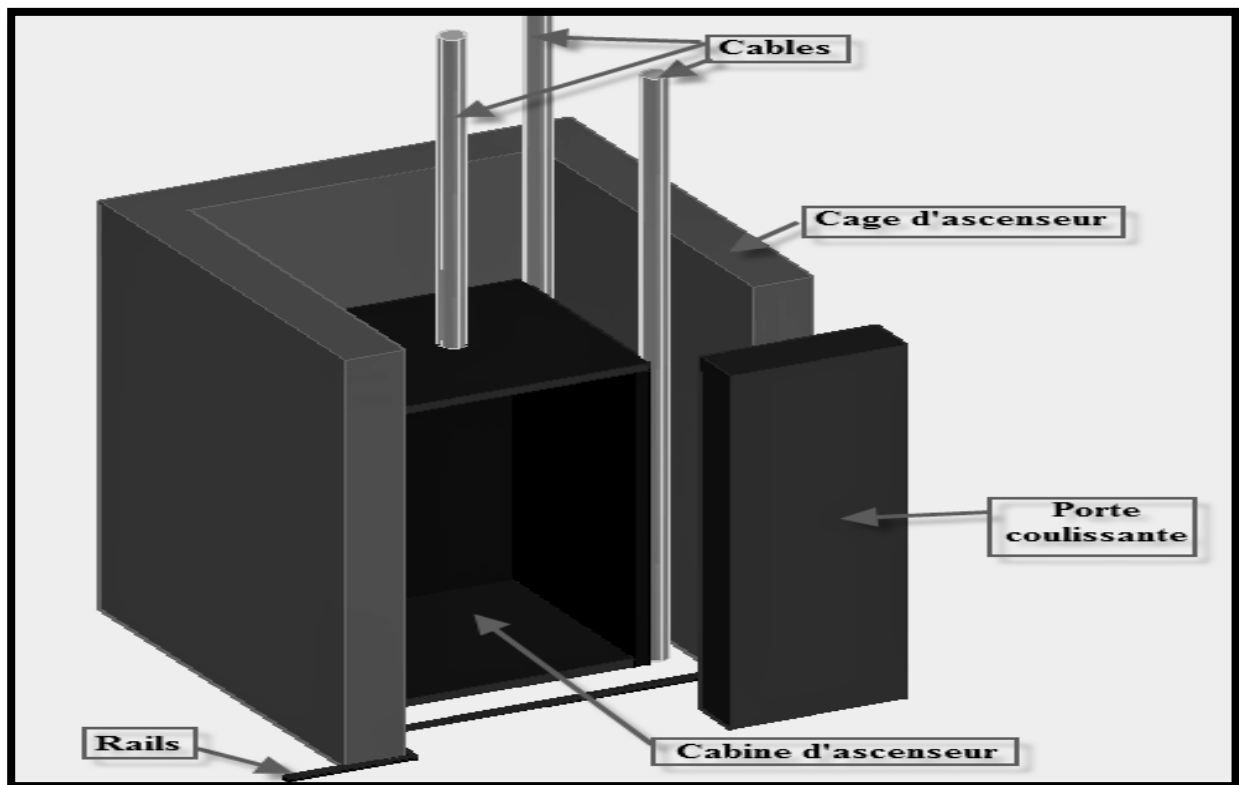


Figure I.6-Schématisation (3D) de la cage d'ascenseur

I.4.4-Maçonnerie et revêtements :**• Maçonnerie :**

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 25 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

• Revêtement :

Il sera réalisé en :

- Enduit plâtre pour les plafonds et les cloisons intérieures.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

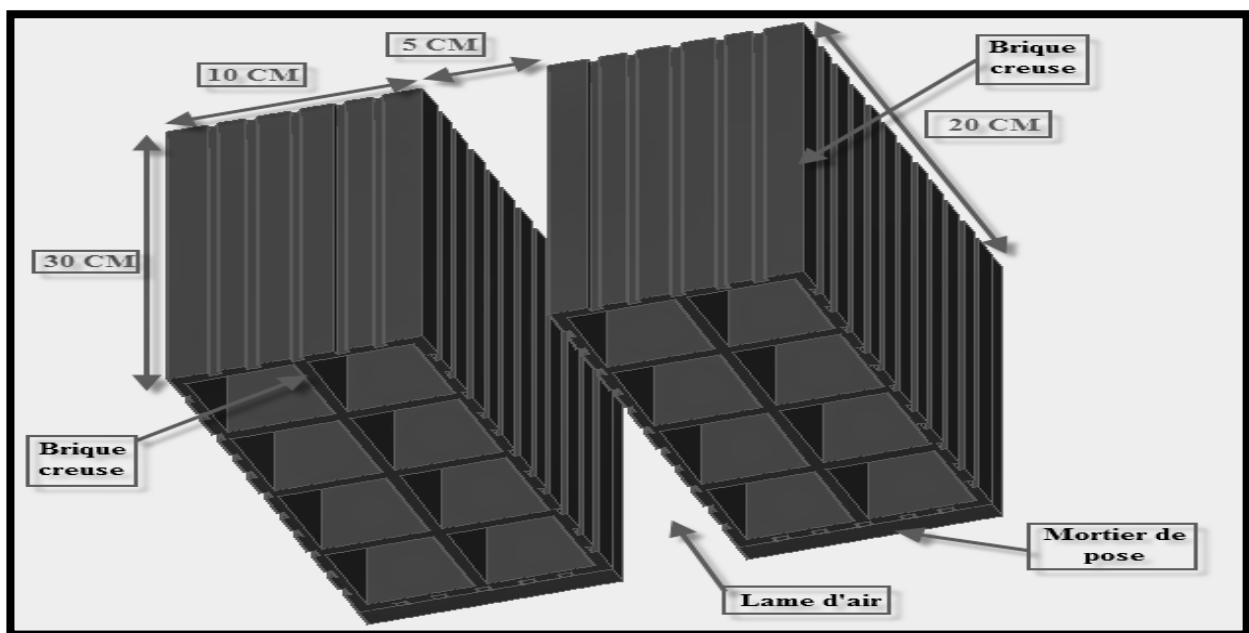


Figure I.7-Schématization (3D) de la brique utilisée.

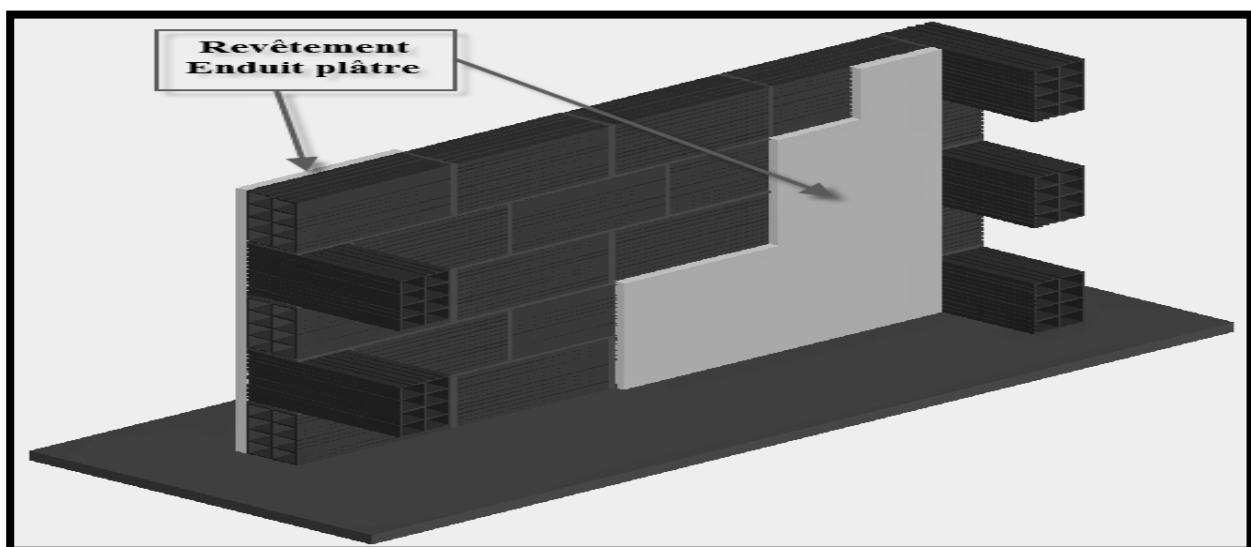


Figure I.8-Schématization (3D) des murs intérieurs en simple cloison.

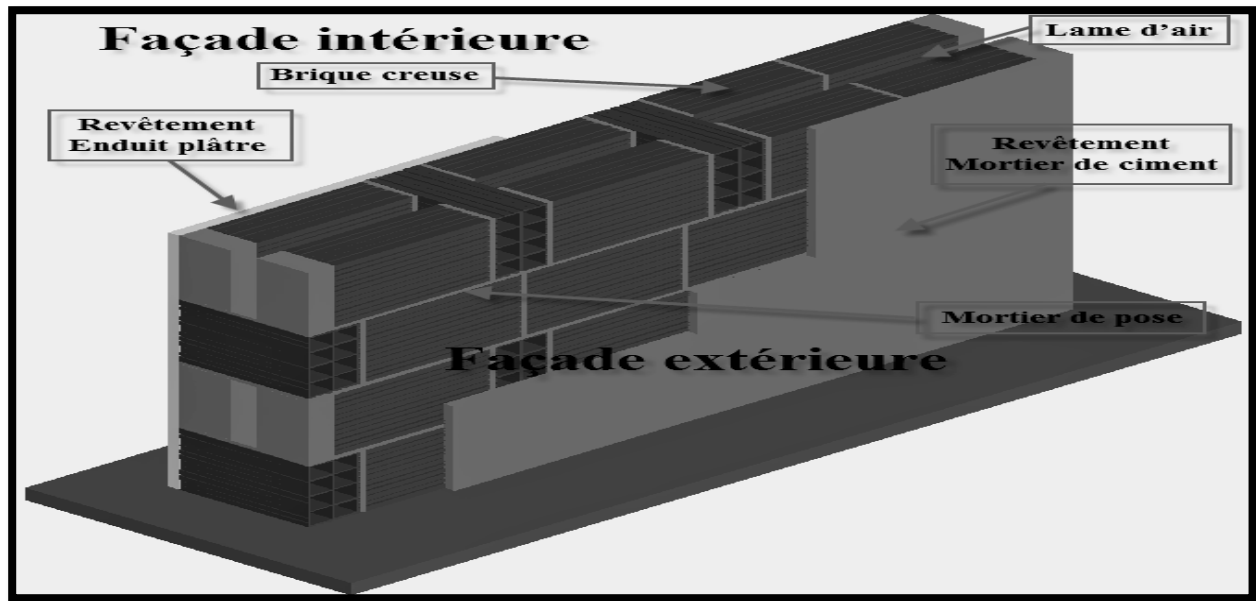


Figure I.9 -Schématisation (3D) des murs extérieurs en double cloison.

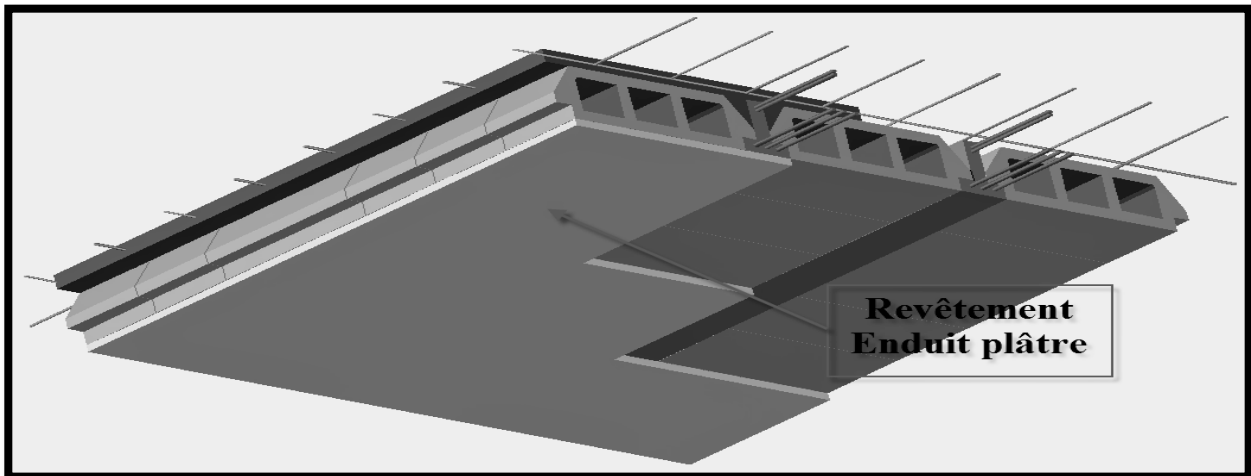


Figure I.10-Schématisation (3D) du revêtement des plafonds.

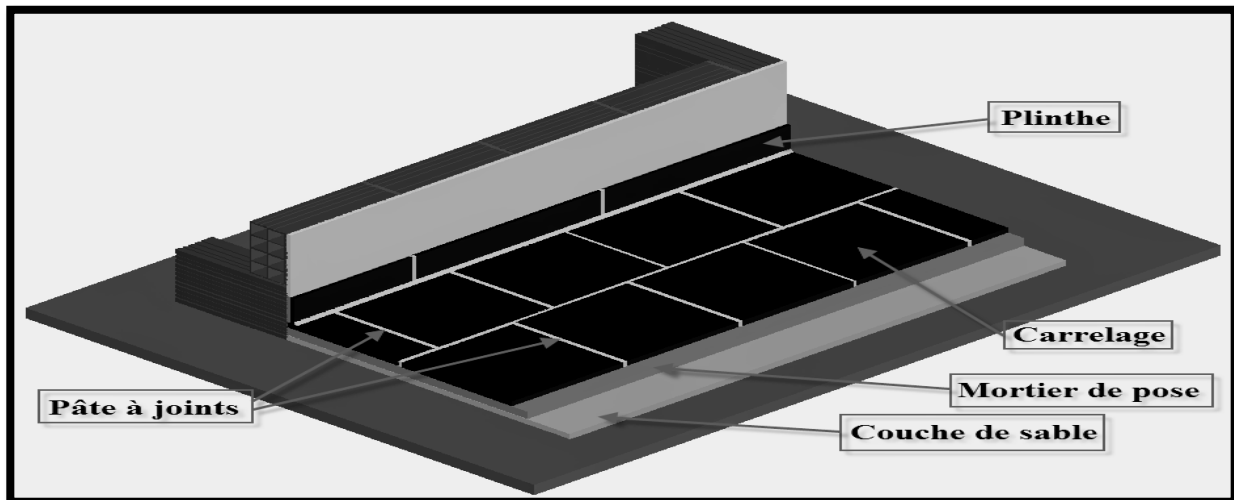


Figure I.11-Schématisation (3D) du revêtement des sols.

I.4.5-Acrotère :

La terrasse inaccessible de notre structure est entourée d'un acrotère de '60 cm' de hauteur réalisé en béton armé et une épaisseur de '10 cm'.

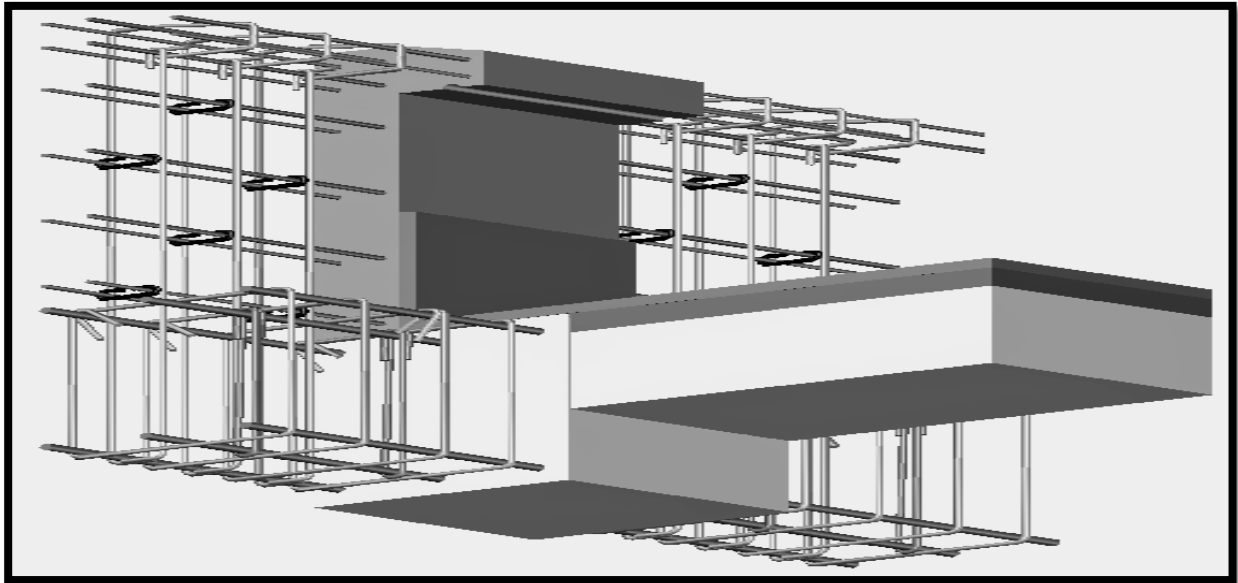


Figure I.12-Schématisation (3D) de l'acrotère.

I.4.6-Systèmes de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et les dalles planes dans le but de diminuer le temps d'exécution.

I.4.7-Fondations :

Une fondation se qualifie comme étant, élément résidant la base d'une structure sous le nom de 'infrastructure', interprétant par cette dite situation la transmission et la répartition des charges (surcharges) de la superstructure sur le sol d'assise.

D'une manière plus explicite, elle représente la partie structurale qui s'oppose aux infiltrations et tassements, déclarant ainsi l'importance de son choix qui est attaché principalement à :

- L'importance de l'ouvrage.
- La nature du réceptacle (contrainte admissible du sol d'assise).
- Charges et surcharges appliquées.

Différents types de fondations : Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur :

semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes : Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.
- Les fondations semi-profondes : Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

Bien souvent, il s'agit de puits qui peuvent être creusés à la pelle mécanique hydraulique, permettant ainsi à l'entreprise de gros œuvre de réaliser l'ouvrage sans faire appel à une entreprise spécialisée, comme dans le cas de fondations profondes.

I.5-Règlements et normes utilisés :

- BAEL91V99 (Béton armé aux états limites).
- RPA99V03 (Règlement parasismique algérien).
- DTR (Documents techniques réglementaires).

I.6-Etats limites :

Un état limite, est un état pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments), est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

I.6.1-Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

I.6.2-Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes, la durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

I.7-Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.7.1-Béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il

contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

La composition moyenne d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 kg de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 kg de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 kg d'eau de gâchage

I.7.1.1-Résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}) : (Art A.2.1.11/BAEL91V99)

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par l'essai de compression axiale sur cylindre de 16×32 cm².

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de (j) jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance (f_{cj}) obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour notre projet :

$$\begin{cases} j = 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.7.1.2-Résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj}) : (Art A.2.1.12/BAEL91V99)

Cette résistance est définit par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

Pour notre projet :

$$\begin{cases} j = 28 \text{ jours} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.7.1.3-Module de déformation longitudinale :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

I.7.1.3.1-Module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) : (Art A.2.1.21/BAEL91V99)

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} j = 28 \text{ jours} \\ E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.7.1.3.2-Module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) : (Art A.2.1.22/BAEL91V99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à : $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} j = 28 \text{ jours} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.7.1.3.3-Module de déformation transversale (G) : (Art A.4.4.33/BAEL91V99)

Pour notre projet :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \nu: \text{Coefficient de poisson} \\ E: \text{Module de YOUNG} \end{array} \right.$$

I.7.1.4-Coefficient de poisson (ν) : (Art A.2.1.3/BAEL91V99)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \rightarrow (\text{ELU}) \rightarrow \text{Béton fissuré} \\ \nu = 0.2 \rightarrow (\text{ELS}) \rightarrow \text{Béton non fissuré} \end{array} \right.$$

I.7.1.5-Contrainte limite ultime à la compression (σ_{bc}) : (Art A.4.3.3/BAEL91V99)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b: \text{coefficient de sécurité} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables (courante).} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta: \text{coefficient tiennent compte de l'influence défavorable} \\ \text{de la durée d'application de la charge} \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1.1 \text{ lorsque } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque } t < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.85 \text{ lorsque } t < 1 \text{ heure} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \\ \theta = 1 \rightarrow t > 24 \text{ h} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situation courante} \end{array} \right.$$

I.7.1.6-Contrainte ultime de cisaillement ($\bar{\tau}_u$) : (Art A.5.1/BAEL91V99)

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min[3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa}] = 3,33\text{Mpa} \\ \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min[2,50\text{Mpa}; 4\text{Mpa}] = 2,50\text{Mpa} \\ \Rightarrow \text{Fissuration nuisible ou très nuisible} \end{array} \right.$$

I.7.1.7-Etat limite de compression du béton (σ_{bc}) : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

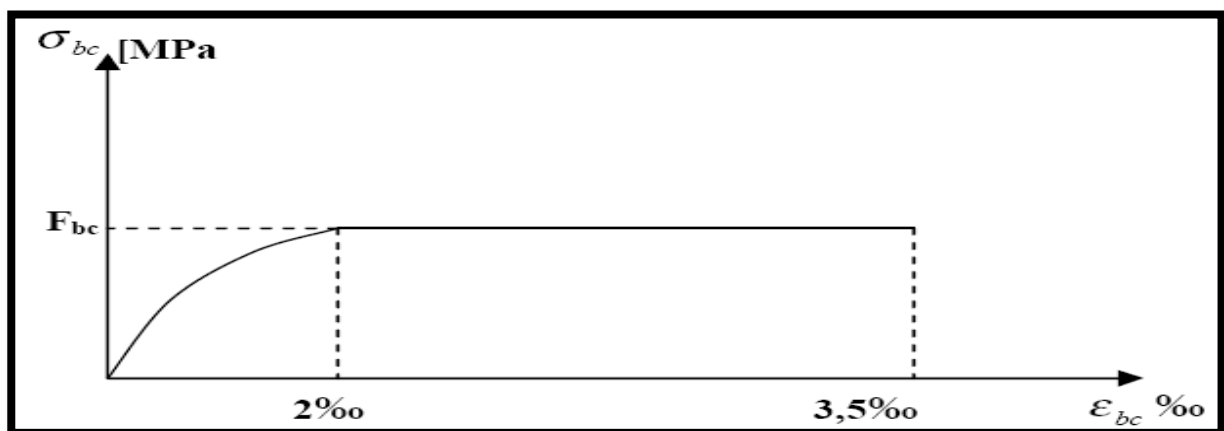


Figure I.13- Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

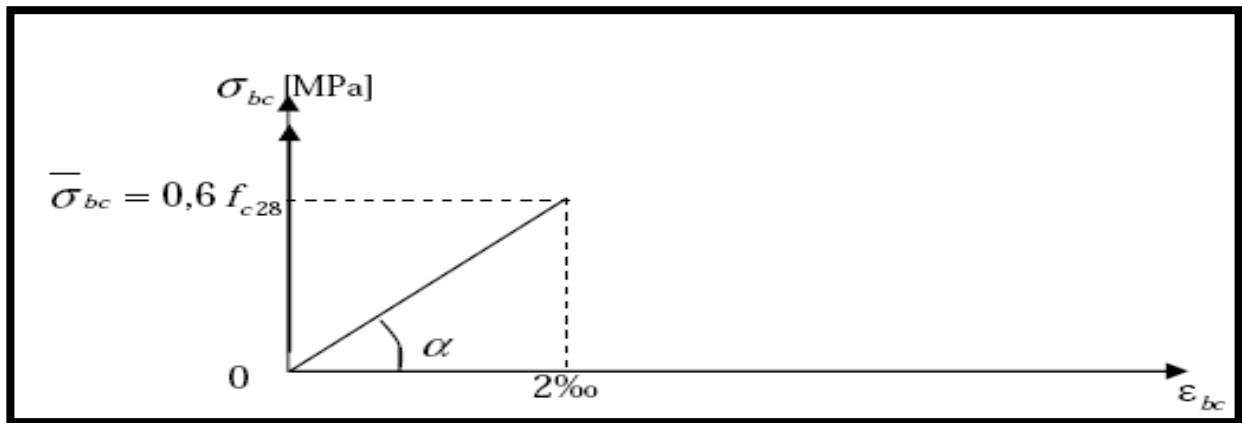


Figure I.14- Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS

I.7.1.8-Poids volumique du béton ($\rho_{\text{béton}}$) :

Pour notre projet :

$$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

I.7.2-Aciers (fers à béton)

L'acier est un alliage de fer de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés

- Les rands lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les treillis soudés (TS).

Pour notre projet :

{ Aciers à haute adhérence (HA)
 Nuance (Fe E 400)
 La limite élastique ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

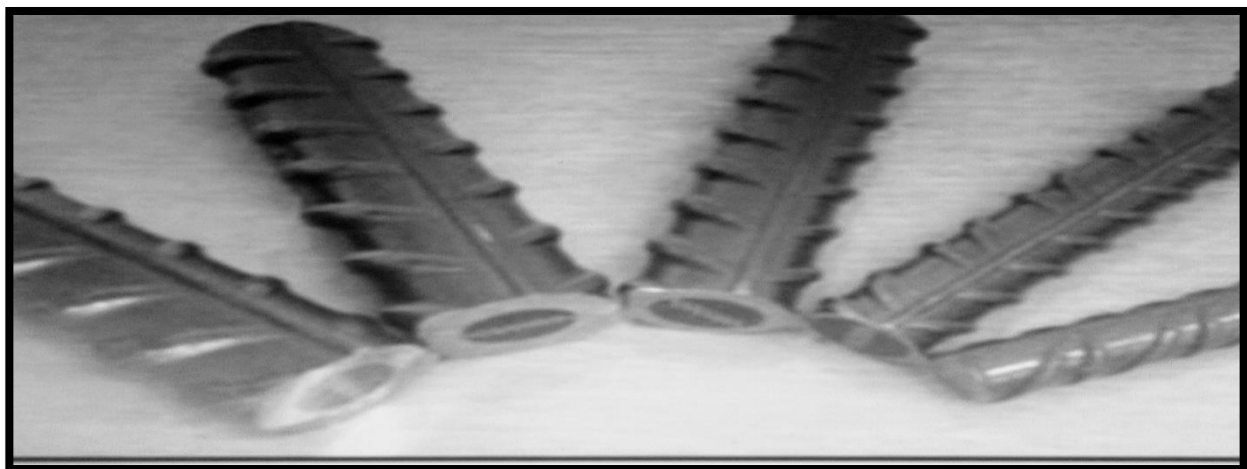


Figure I.15-Illustration des aciers utilisés sous différents diamètres.

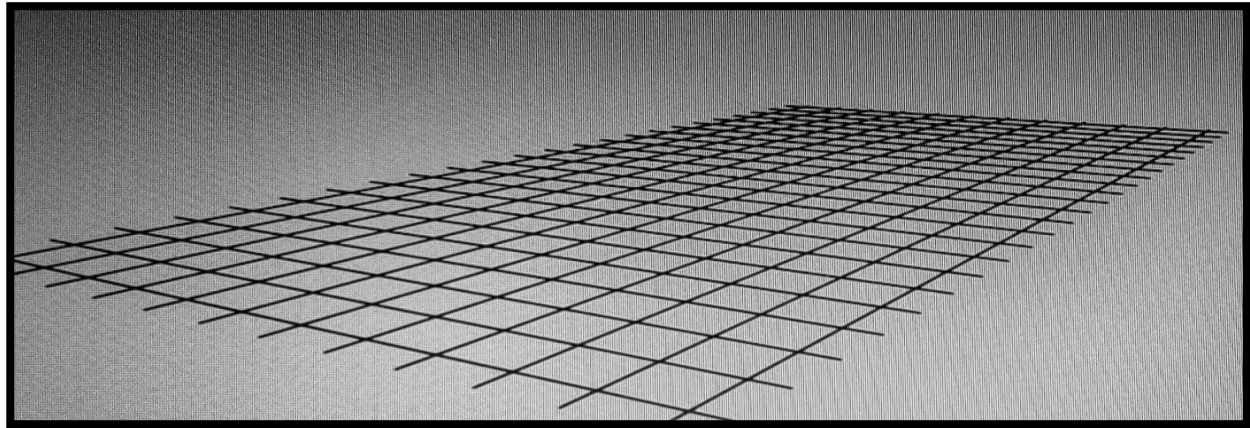


Figure I.16- Schématisation (3D) des treillis soudés utilisés dans les planchers en corps creux.

I.7.2.1-Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E) : (Art A.2.2.1/BAEL91V99)

Pour notre projet :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.7.2.2-Contrainte limite à l'ELU : (Art A.4.3.2/BAEL91V99)

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} 1.15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ 1 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases} \end{array} \right.$$

I.7.2.3-Contrainte limite à l'ELS : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable} \rightarrow \text{Aucune vérification} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\} \\ \text{Fissuration très préjudiciable} \rightarrow \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \\ \eta : 1.6 \rightarrow (\text{HA}) \rightarrow \emptyset \geq 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} n : \text{coefficient de fissuration} \\ n = 1 \text{ pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés} \\ n = 1.3 \text{ pour les aciers Haute Adhérence } \emptyset < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

I.7.2.4-Diagramme contrainte déformation de calcul (A.2.2.2/BAEL 91 modifiées 99) :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

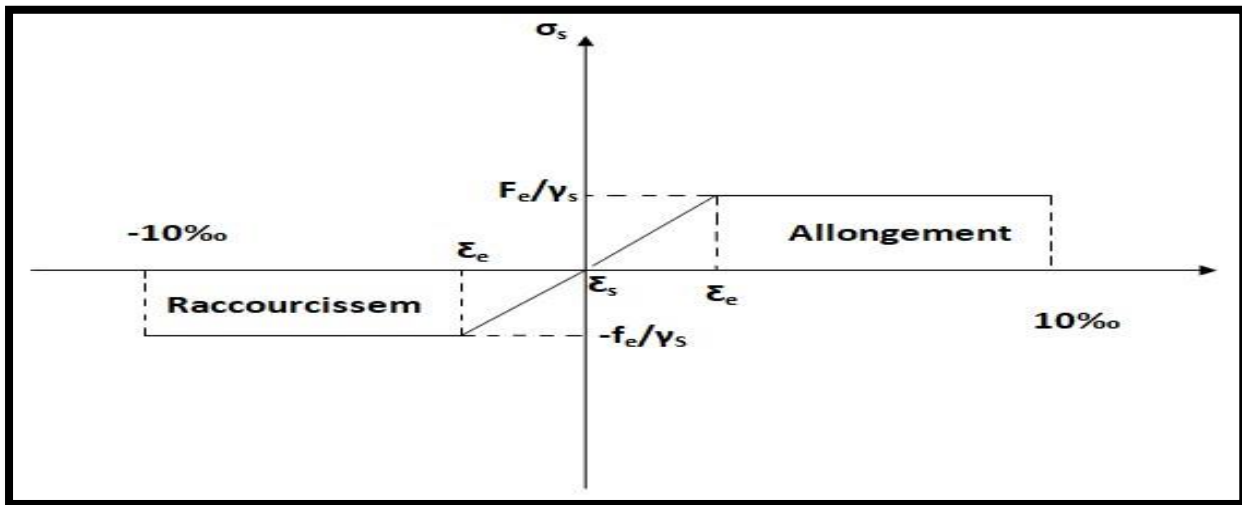


Figure I.17-Diagramme contrainte – déformation de calcul.

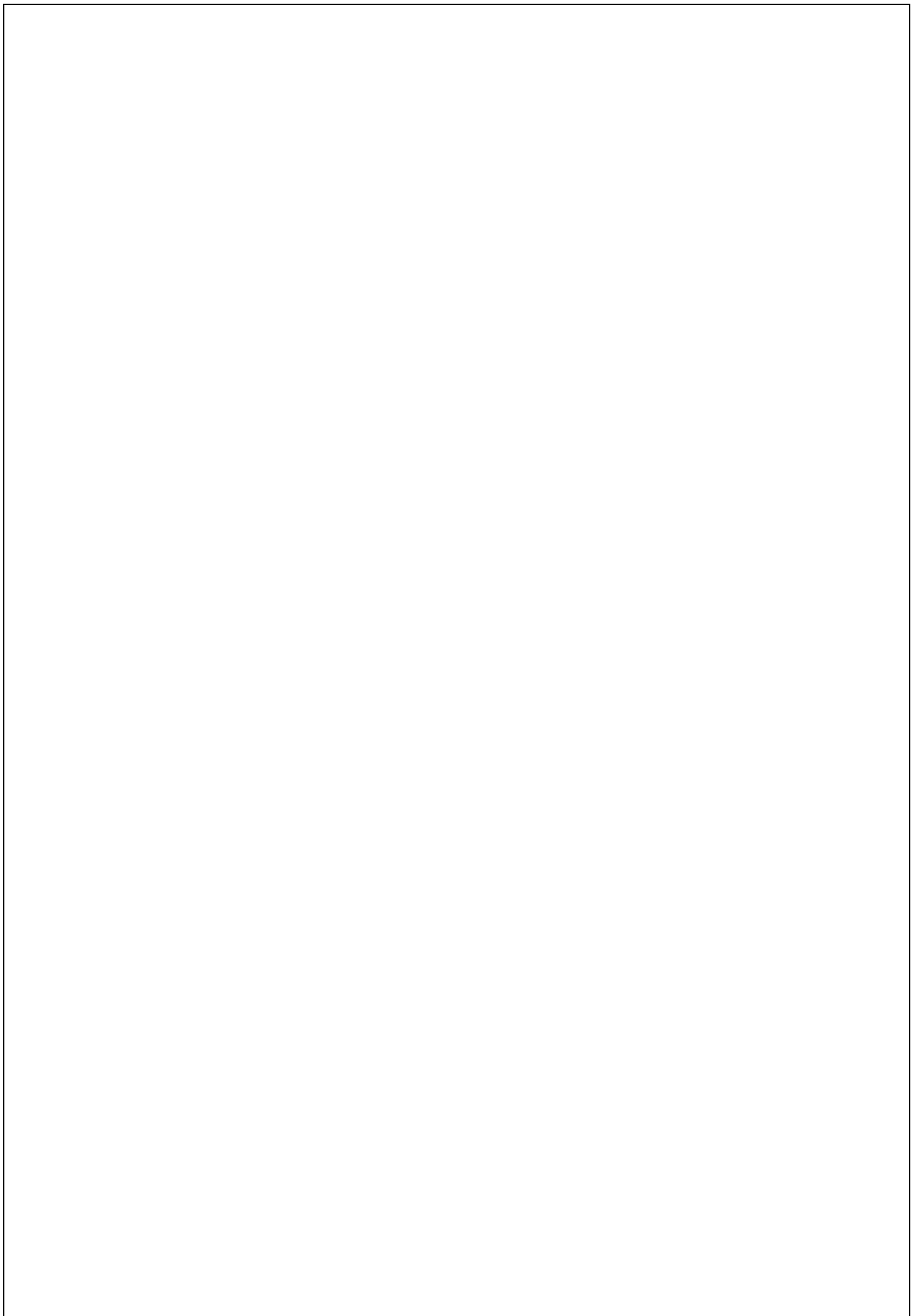
I.7.2.5-Protection des armatures : (Art A.7.2.4/BAEL91V99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les 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 voiles et les fondations.
- C = 3 cm : pour les poteaux.
- C = 2 cm : pour les balcons, porte-à-faux, escaliers, dalle salle machine, acrotère, poutre palière, poutres et planchers.

Conclusion :

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



II-INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles...etc). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA99V2003 et BAEL91/99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1-Les planchers :

{ La hauteur totale du plancher est exposée comme suite :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

{ L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles
 h_t : Hauteur totale du planche

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \\ \rightarrow h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.67 \text{ cm} \\ \rightarrow h_t \geq 16.67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le résultat conduit au choix d'un plancher moyennant une hauteur totale de (20 cm)

$$h_t = (16 + 4) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du corps creux : (16 cm)} \\ \text{Hauteur de la dalle de compression : (4 cm)} \end{array} \right.$$



Figure II.1-Schématization (3D) du plancher pré-dimensionné.

II.2-Les dalles pleines :**II.2.1-Salle machine :**

Le (RPA99V03) préconise pour les dalles pleines une hauteur minimale d'ordre (≥ 12 cm), tout en vérifiant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{l_x}{30} \\ h_t : \text{Hauteur totale de la dalle pleine} \\ l_x : \text{Longueur de la dalle pleine (cm)} \end{array} \right. \rightarrow h_t = e = 15 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

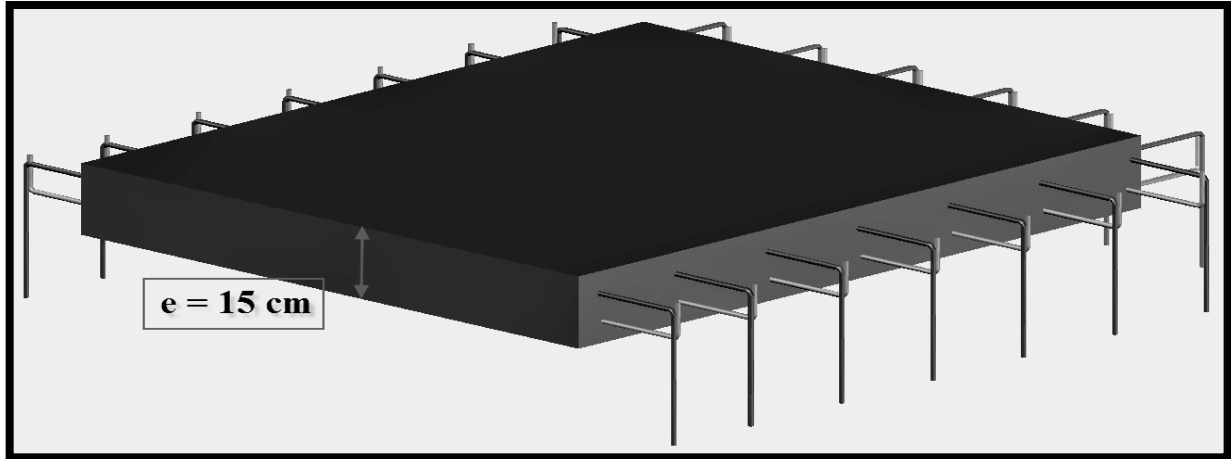


Figure II.2-Schématisation (3D) de la DSM pré-dimensionnée.

II.2.2-Balcons :

L'épaisseur des balcons est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} l : \text{Largeur du balcon (cm)} \\ e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13.5 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

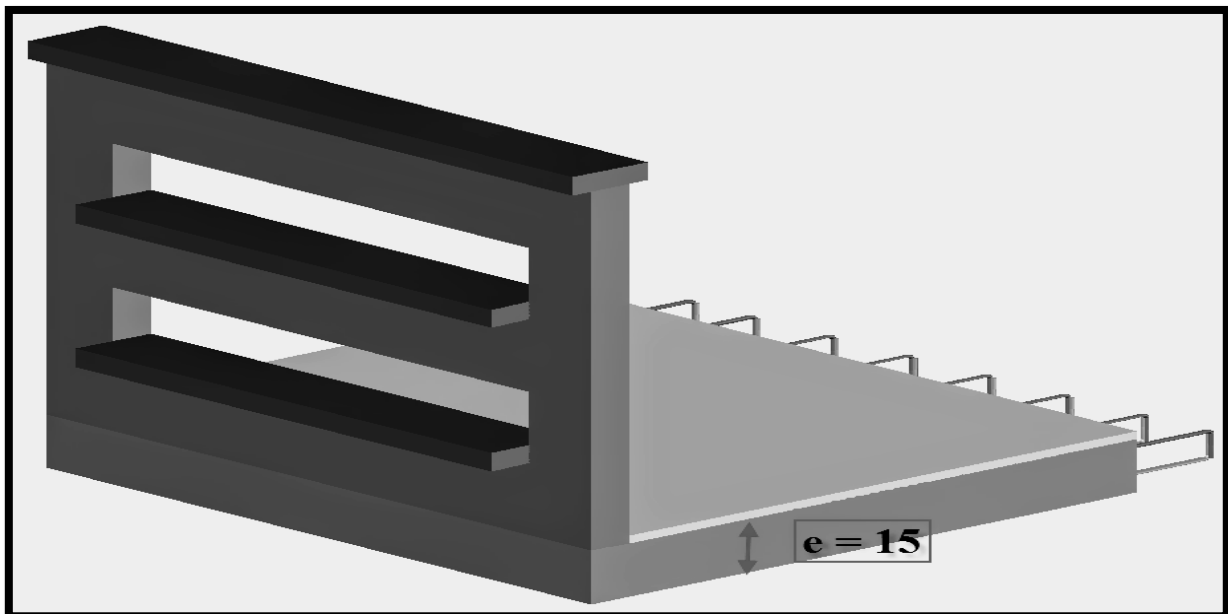


Figure II.3-Schématisation (3D) des balcons pré-dimensionnés.

II.2.3-Porte-à-faux :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'épaisseur des porte - à - faux est donnée comme suite :} \\ l : \text{Largeur du porte - à - faux (cm)} \quad \rightarrow e = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

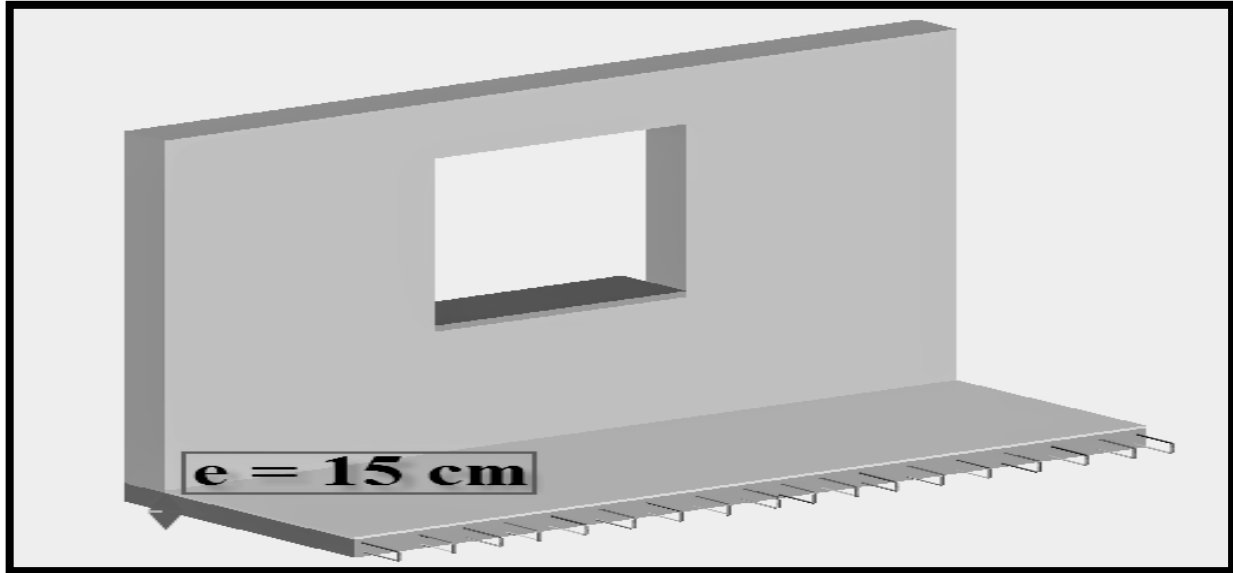


Figure II.4-Schématization (3D) des porte-à-faux pré-dimensionnés.

II.3-Les escaliers :

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de la contre - marche : } 15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ \text{Giron de la marche : } 26 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm} \\ \text{Formule de BLONDEL : } 56 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \\ \text{Nombre de contre - marches : } n \\ \text{Nombre de marches pour une volée : } m = n - 1 \end{array} \right.$$

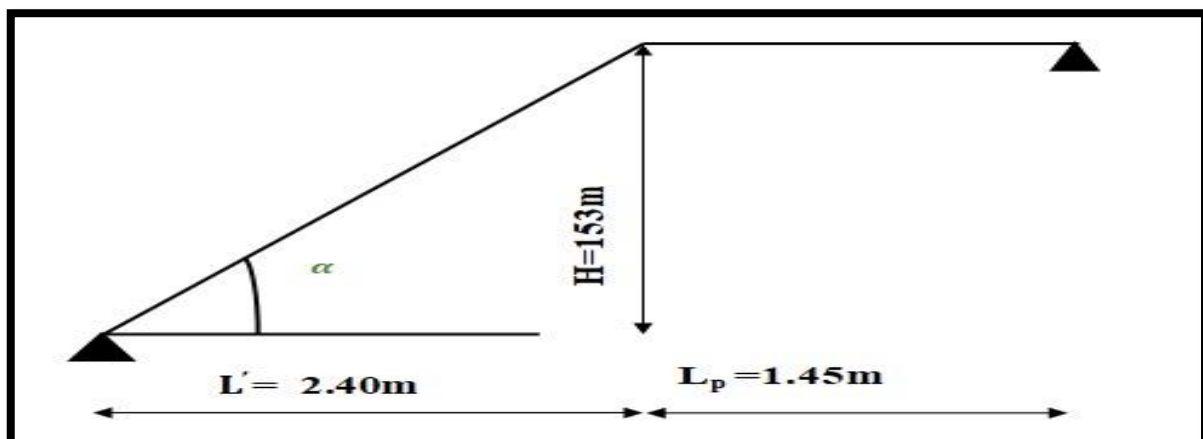


Figure II.5-Schématization (2D) de la coupe verticale d'un escalier

Pour notre projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de la volée : } 153 \text{ cm} \\ \text{Hauteur de la contre - marche : } 17 \text{ cm} \\ \text{Nombre de contre - marches : } n = \frac{153}{17} = 9 \\ \text{Nombre de marches pour une volée : } m = 9 - 1 = 8 \\ \text{Portée horizontale de la paillasse : } 240 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Giron de la marche} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \\ 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \\ 56 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

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.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{Epaisseur de la paillasse} \rightarrow \frac{L_0}{30} \leq h_e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow ? \\ L_0 = L' + L_{\text{palier}} \\ L' : \text{Portée de la paillasse} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L' = \frac{L}{\cos \alpha} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ \rightarrow L' = 284.7 \text{ cm} \\ \frac{284.5 + 145}{30} \leq h_e \leq \frac{284.5 + 145}{20} \\ 14.32 \leq h_e \leq 21.49 \rightarrow h_e = 17 \text{ cm (Paillasse et Palier)} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

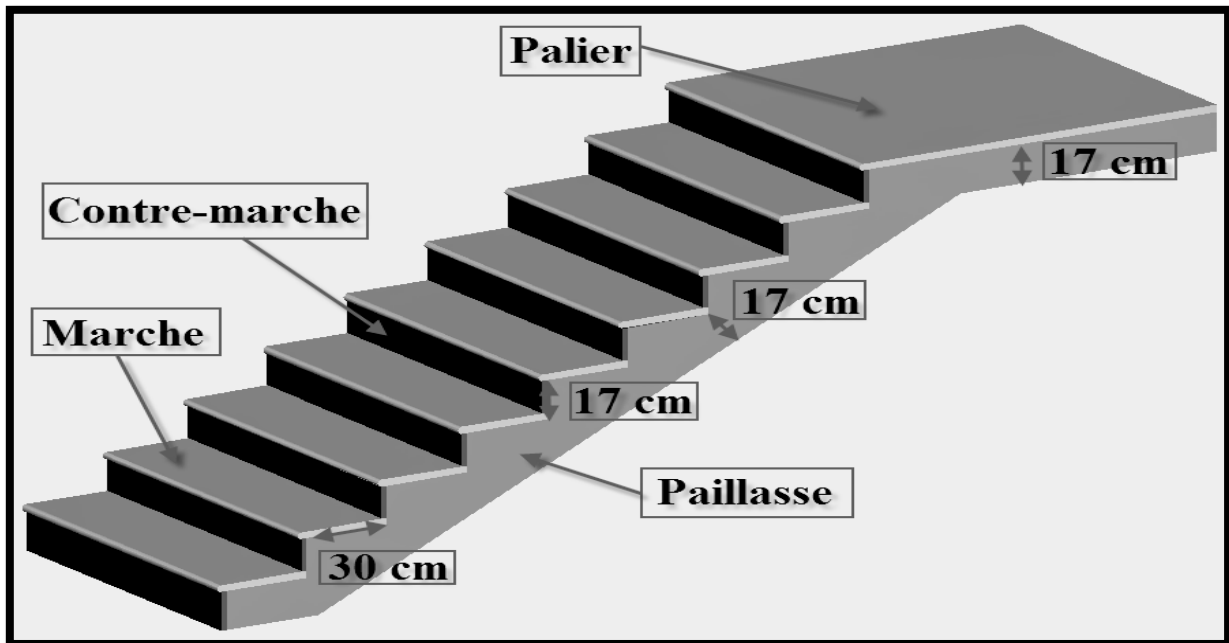


Figure II.6-Schématization (3D) des escaliers pré-dimensionnés.

II.4-Les poutres :

D’après les prescriptions préconisées par le RPA 99 (version2003) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$(RPA99V03) \rightarrow \begin{cases} \text{Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ h_{\min} = 30 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4h \leq b \leq 0.7h \\ b_{\min} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} : \text{ distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.} \\ b: \text{ La largeur de la poutre.} \\ ht: \text{ la hauteur totale de la poutre.} \end{array} \right.$

II.4.1-

Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d’appuis aux poutrelles.

$$(RPA99V03) \rightarrow \begin{cases} L_{\max} = 410 - 25 = 385 \text{ cm} \\ \text{Hauteur : } \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \rightarrow \begin{cases} 25.67 \leq h \leq 38.5 \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow \begin{cases} 14 \leq b \leq 25 \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Vérification : } \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

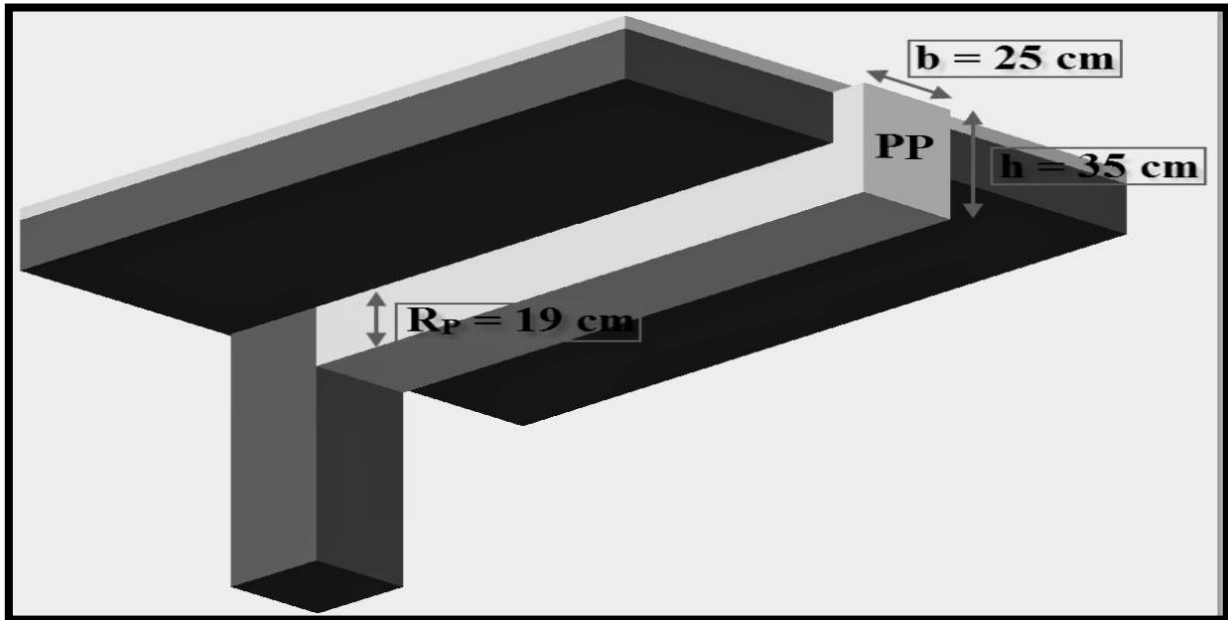


Figure II.7- Schématisation (3D) des poutres principales pré-dimensionnées.

II.4.2-Poutres secondaires :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

$$(RPA99V03) \rightarrow \begin{cases} L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \\ \text{Hauteur : } \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow \begin{cases} 25 \leq h \leq 37.5 \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow \begin{cases} 14 \leq b \leq 25 \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Vérification : } \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

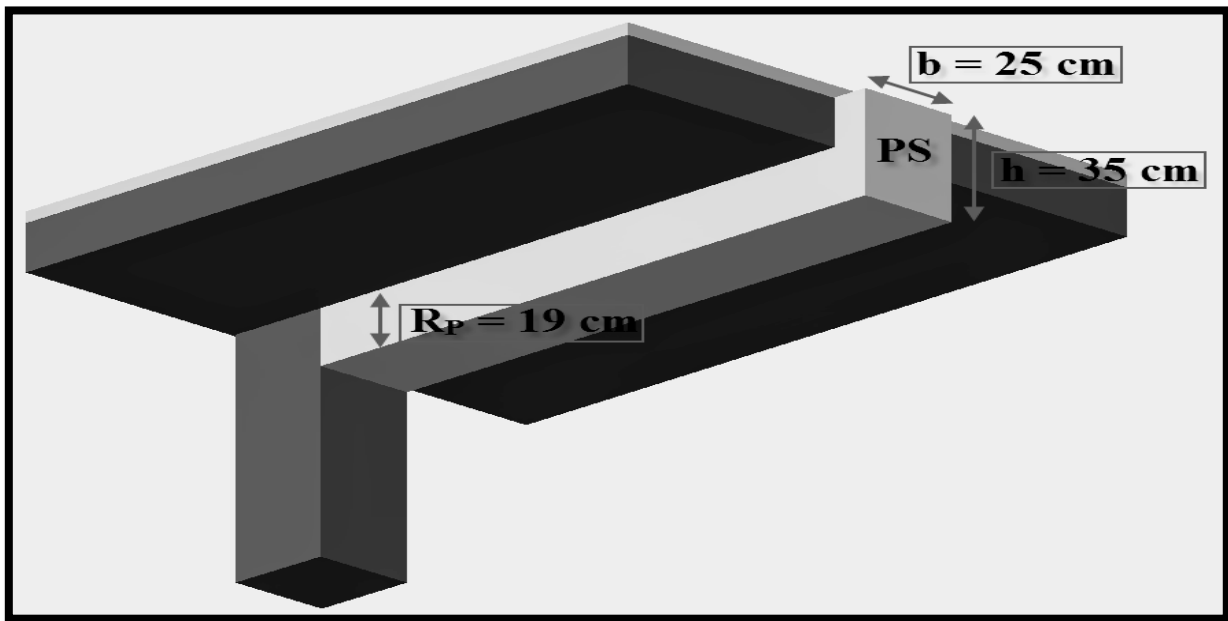


Figure II.8-Schématization (3D) des poutres secondaires pré-dimensionnées.

Conclusion :

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

- Sens transversal :(poutres principales) : (25x35) [cm²].
- Sens longitudinal: (poutre secondaires) : (25x35) [cm²].

II.5-Les voiles :

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$(\text{Art 7.7.1/RPA99V03}) \rightarrow \begin{cases} \text{Epaisseur du voile : } a \geq \frac{h_e}{20} \\ h_e : \text{Hauteur libre d'étage} \end{cases}$$

- Pour le RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}} \\ h_{e \text{ RDC}} = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \\ a \geq \left(\frac{h_{e \text{ RDC}}}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \right) \rightarrow a \geq 19.4 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Epaisseur des voiles : } a = 20 \text{ cm}$$

- Pour l'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}} \\ h_{e \text{ courant}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \\ a \geq \left(\frac{h_{e \text{ courant}}}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \right) \rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ Epaisseur des voiles : a = 20 cm

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$$(\text{Art 7.7.1/RPA99V03}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Longueur minimale des voiles : } L_{\min} \geq 4 \times a \\ \text{Epaisseur des voiles : } a = 20 \text{ cm} \\ \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 \\ \text{Longueur minimale des voiles : } L_{\min} \geq 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : a=20 cm sur tout la hauteur de la structure

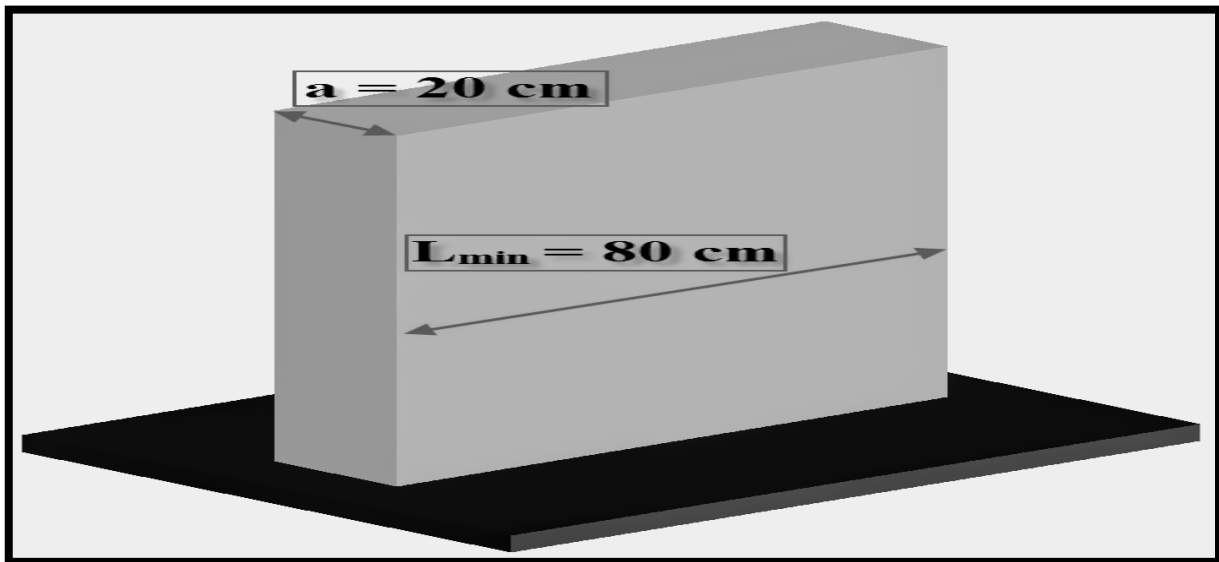


Figure II.9-Schématisation (3D) des voiles pré-dimensionnés.

II.6-Les poteaux :

Le pré dimensionnement de poteaux se' fera à l'état limite de service (ELS) en compression

Simple, en supposant que le béton reprend l'effort normal :

$$N_s = G + Q$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation} \\ N_s : \text{Effort normal de compression à la base du poteau} \end{array} \right.$$

On prend le poteau le plus sollicité et sa section transversale sera donnée par la relation:

$$S_{\min} = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\min} : \text{Section de poteau} \\ \sigma_{bc} : \text{Contrainte limite de service de béton en compression.} \\ N_s : \text{Charges et surcharges de tous les niveaux du bâtiment} \end{array} \right. \text{Descente des charges}$$

$$(\text{Art 7.4.1/RPA99V03}) \rightarrow \text{Zone II}_a \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

II.6.1-Surface d'influence (S) :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

Pour notre projet:

$$\left\{ \begin{array}{l} S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_1 = 1.775 \times 1.775 = 3.151 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1.925 \times 1.775 = 3.417 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1.875 \times 1.925 = 3.609 \text{ m}^2 \\ S_4 = 1.775 \times 1.875 = 3.328 \text{ m}^2 \end{array} \right. \\ S = 3.151 + 3.417 + 3.609 + 3.328 = 13.505 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

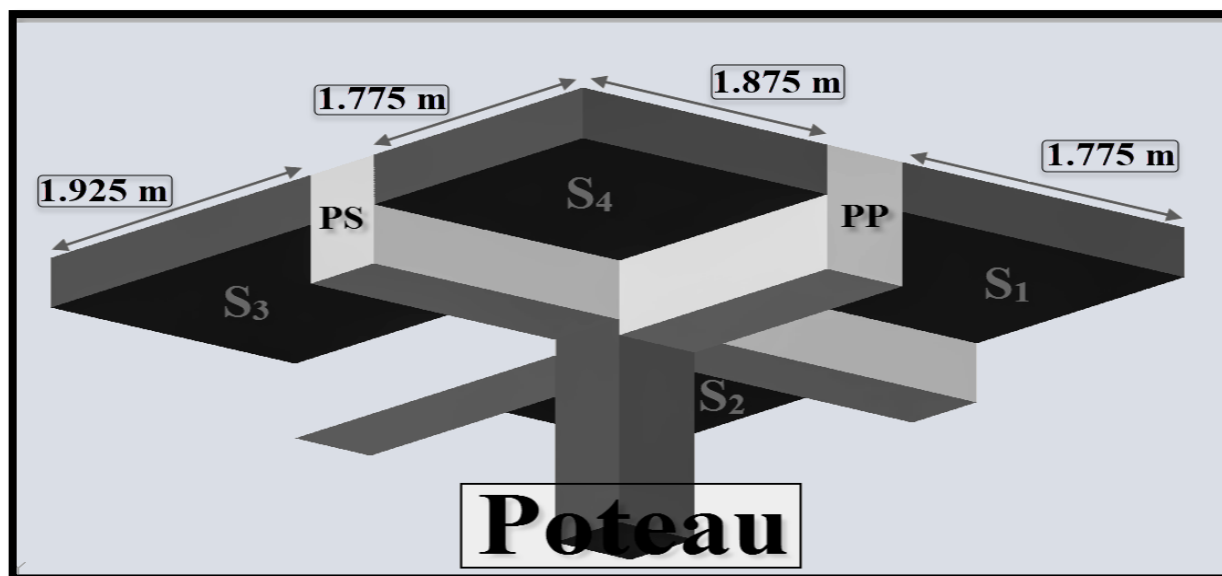


Figure II.10-Schématisation (3D) de la surface d'influence.

II.6.2-Charges permanentes (G) :

II.6.2.1-Plancher terrasse :

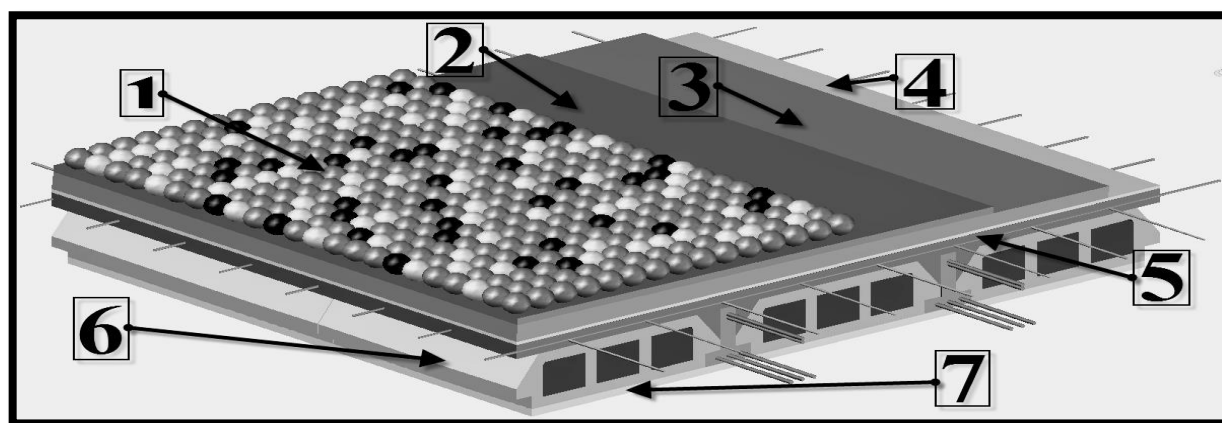


Figure II.11-Schématisation (3D) du plancher terrasse.

Tableau II.1-Charges permanentes (G) du plancher terrasse.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyane	-	0.01	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale du plancher terrasse (G _t)				5.63

II.6.2.2-Plancher étage courant :

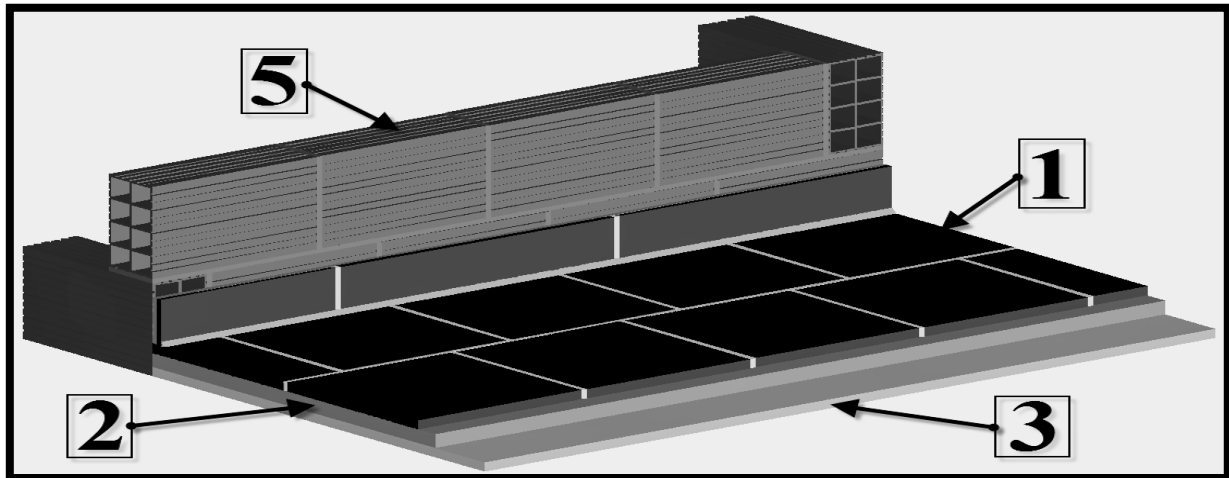


Figure II.12-Schématisation (3D) du revêtement (étage courant).

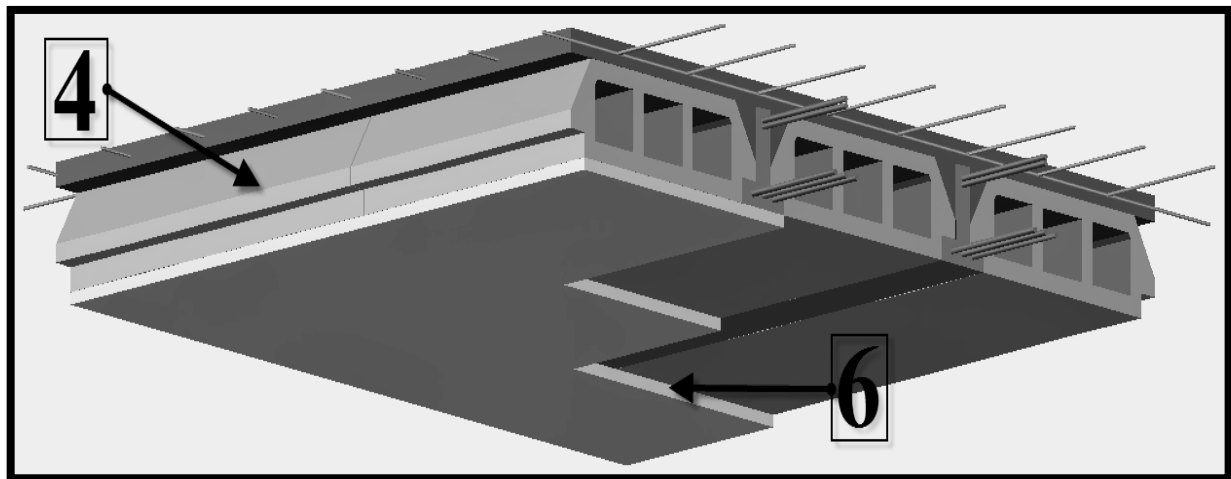


Figure II.13-Schématisation (3D) du plancher étage courant.

Tableau II.2-Charges permanentes (G) du plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
5	Cloisons intérieures	0.1	9	0.90
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale du plancher étage courant (G _t)				5.12

II.6.2.3-Maçonnerie :

II.6.2.3.1-Murs extérieurs :

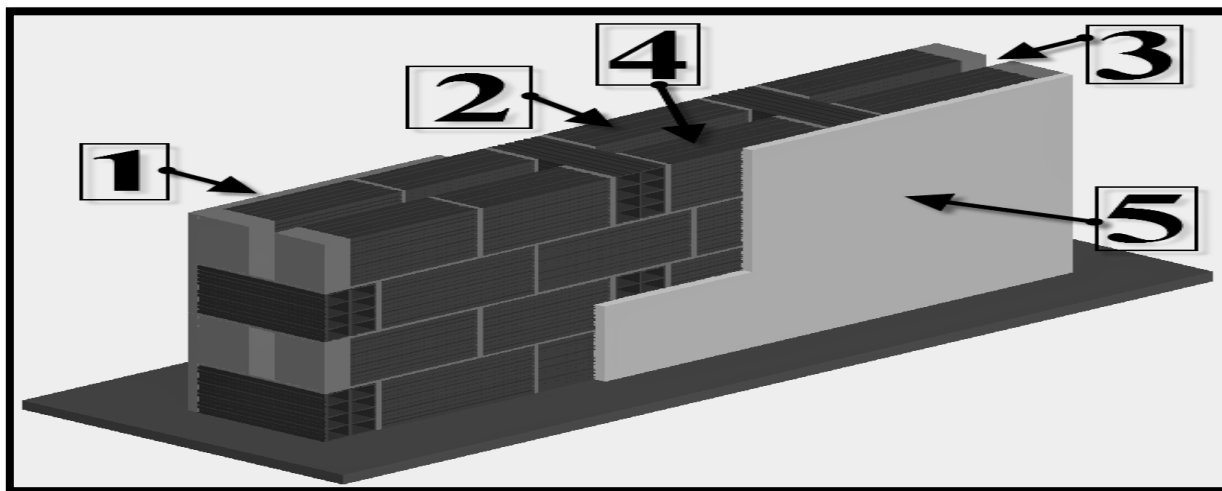


Figure II.14-Schématisation (3D) des murs extérieurs en double cloison

Tableau II.3-Charges permanentes (G) des murs extérieurs.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale des murs extérieurs (G _t)				2.36
3	Lame d'air	0.05	0	0.00

II.6.2.3.2-Murs intérieurs :

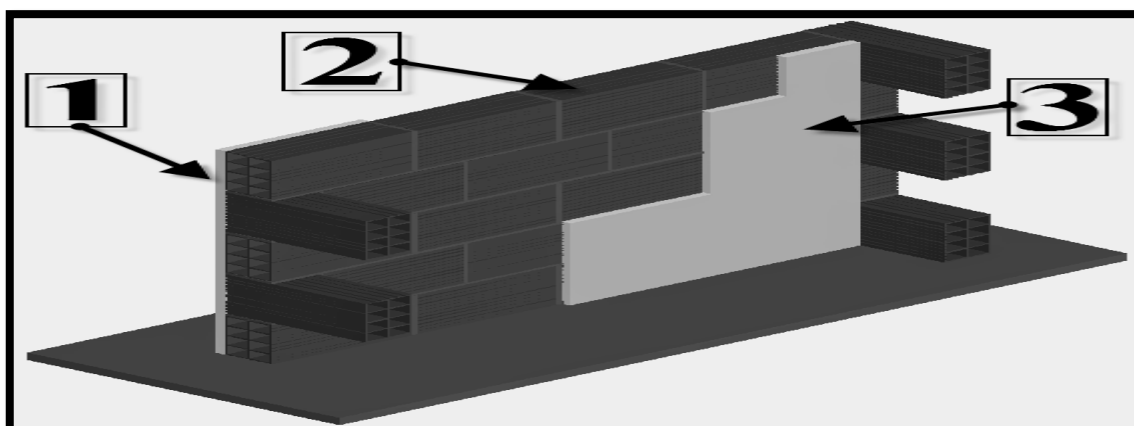


Figure II.15-Schématisation (3D) des murs intérieurs en simple cloison.

Tableau II.4-Charges permanentes (G) des murs intérieurs.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale des murs intérieurs (G _t)				1.30

II.6.3-Surcharges d'exploitation (Q) :**Tableau II.5-Surcharges d'exploitation (Q) :**

Désignation des éléments	Q (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant	1.50
Plancher RDC (commerce)	4.00
Balcons	3.50
Escaliers, porte-à-faux	2.50

II.6.4-Poids propre des éléments (P) :**II.6.4.1-Poids propre des planchers :**

$$\begin{cases} P_{pt} = G + S_n = 5.63 \times 13.505 = 76.03 \text{ KN} \\ P_{pc} = G \times S_n = 5.12 \times 13.505 = 69.15 \text{ KN} \end{cases}$$

II.6.4.2-Poids propre des poutres :

$$\begin{cases} P_{ps} = (0.35 \times 0.25 \times 25) \times 4 = 8.75 \text{ KN} \\ P_{pp} = (0.35 \times 0.25 \times 0.25) \times 4.97 = 8.97 \text{ KN} \\ P_{poutres} = P_{pp} + P_{ps} = 8.97 + 8.75 = 17.72 \text{ KN} \end{cases}$$

II.6.4.3-Poids propre des poteaux :

$$\begin{cases} P_{potRDC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.83 \times 25 = 5.98 \text{ KN} \\ P_{pot Courant} = 0.25 \times 0.25 \times 2.81 \times 25 = 4.39 \text{ KN} \end{cases}$$

II.6.5-Calcul des surcharges d'exploitation (loi de dégression) :

Les règles du BAEL99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

$$\text{Loi de dégression} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (\text{RDC} + 8 \text{ étages}) \rightarrow (n \geq 5) \\ \text{Coefficient de dégression} : \left(\frac{3+n}{2n}\right) \rightarrow \text{Valable} \\ \text{Surcharges d'exploitation} \rightarrow \text{différentes} \end{array} \right.$$

$$(\text{DTR BC 2.2}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Terrasse} : Q_0 \\ \text{Niveau 7} : Q_0 + Q_1 \\ \text{Niveau 6} : Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \\ \text{Niveau 5} : Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \text{Niveau 4} : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ \text{Niveau 3} : Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \\ \text{Niveau 2} : Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \\ \text{Niveau 1} : Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \\ \text{RDC} : Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \end{array} \right.$$

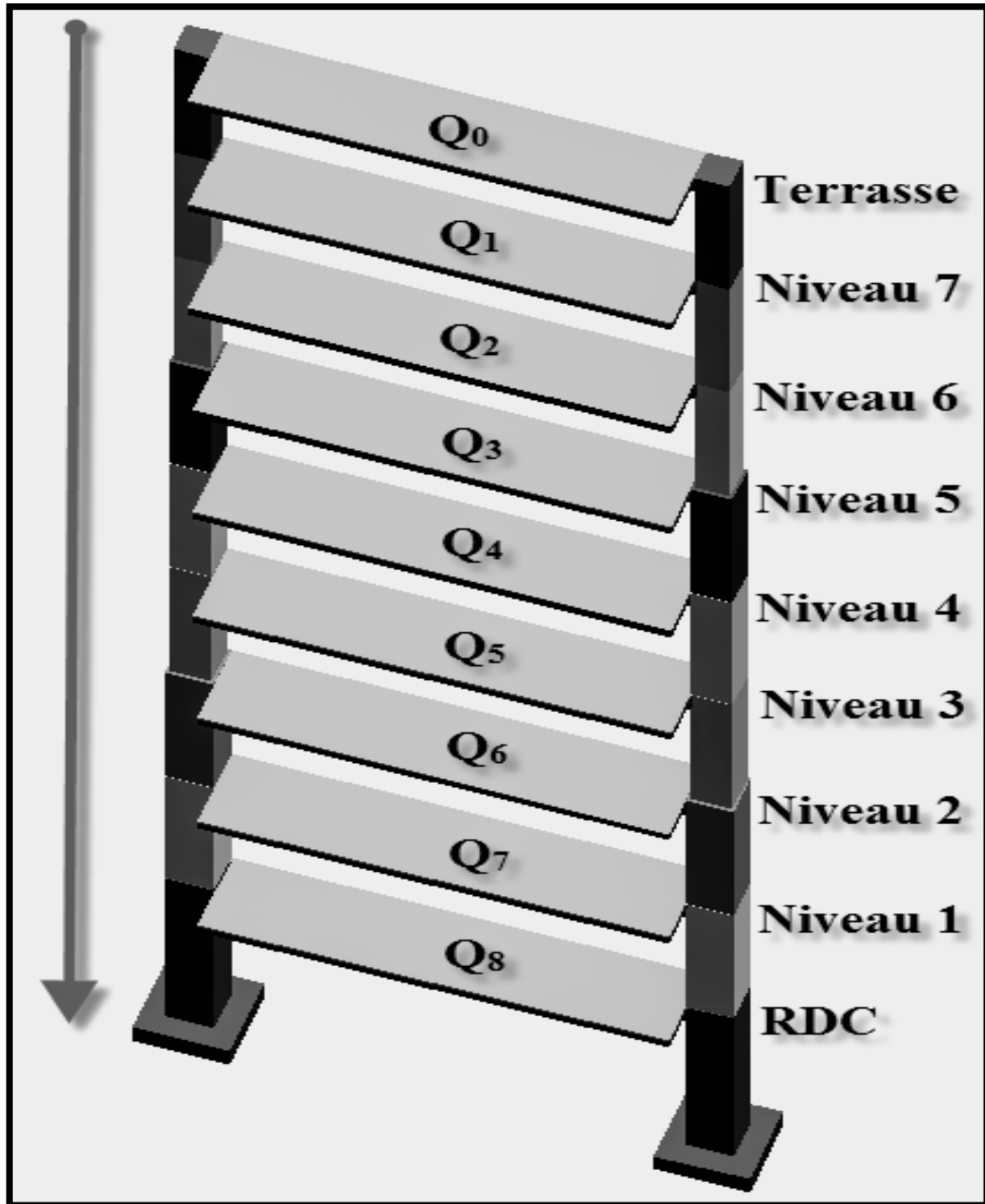


Figure II.16-Schématisation (3D) de la dégression des surcharges d’exploitation.

II.6.5.1-Récapitulatif des surcharges associées aux différents niveaux :

Tableau II.9-Surcharges associées aux différents niveaux.

Plancher	S (m ²)	Q (KN/m ²)	Q _i (KN)
Terrasse	13.505	1.00	13.505
Etage courant	13.505	1.50	20.258

II.6.5.2-Calcul des surcharges cumulées (Q_{cum}) :

Tableau II.10-Surcharges cumulées.

Niveaux	Opérations	Q_{cum} (KN)
Terrasse	13.505	13.505
Niveau 7	13.505 + 20.258	33.763
Niveau 6	13.505 + 0.95 × (2 × 20.258)	51.995
Niveau 5	13.505 + 0.90 × (3 × 20.258)	68.202
Niveau 4	13.505 + 0.85 × (4 × 20.258)	82.382
Niveau 3	13.505 + 0.80 × (5 × 20.258)	94.537
Niveau 2	13.505 + 0.75 × (6 × 20.258)	104.666
Niveau 1	13.505 + 0.714 × (7 × 20.258)	114.754
RDC	13.505 + 0.687 × (8 × 20.258)	124.843

II.6.6-Calcul des sections transversales des poteaux :

Tableau II.11-Sections transversales des poteaux.

Niveaux	G (KN)				
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	G_{cum}
Terrasse	76.030	17.72	0.00	93.75	93.75
Niveau 7	69.150	17.72	4.39	91.26	185.01
Niveau 6	69.150	17.72	4.39	91.26	276.27
Niveau 5	69.150	17.72	4.39	91.26	367.53
Niveau 4	69.150	17.72	4.39	91.26	458.79
Niveau 3	69.150	17.72	4.39	91.26	550.05
Niveau 2	69.150	17.72	4.39	91.26	641.31
Niveau 1	69.150	17.72	4.39	91.26	732.57
RDC	69.150	17.72	5.98	92.85	825.42
Niveaux	Q_{cum} (KN)	N_s (KN)	Sections des poteaux (cm ²)		
			S_{min} (cm ²)	Section adoptée	
Terrasse	13.505	107.255	71.503	30 × 30	
Niveau 7	33.763	218.773	145.849	30 × 30	
Niveau 6	51.995	328.265	218.843	30 × 30	
Niveau 5	68.202	435.732	290.488	35 × 35	
Niveau 4	82.382	541.172	360.781	35 × 35	
Niveau 3	94.537	644.587	429.725	35 × 35	
Niveau 2	104.666	745.976	497.317	40 × 40	
Niveau 1	114.754	847.324	564.883	40 × 40	
RDC	124.843	950.263	633.509	40 × 40	

II.6.7-Vérification des sections adoptées :

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les Conditions suivant :

Pour notre projet :

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} \text{(Art 7.4.1/RPA99V03)} \\ \text{(Zone II}_a\text{)} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{RDC}}{2} : 40 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{3}{5} : 35 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{6}{8} : 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC} : (40 \text{ cm} \geq 18.65 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \\ \frac{1}{2} : (40 \text{ cm} \geq 13.55 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \\ \frac{3}{5} : (35 \text{ cm} \geq 13.55 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \\ \frac{6}{8} : (30 \text{ cm} \geq 13.55 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Sections carrées} \\ \frac{1}{4} < \left(\frac{b_1}{h_1} = 1 \right) < 4 \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

II.6.8-Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l’élancement qui doit satisfaire l’inégalité suivante :

$$\begin{aligned}
 \text{Flambement} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda : \text{Elancement géométrique du poteau dans la direction considérée} \\ \\ \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \rightarrow ? \\ \\ l_f \text{ (Longueur de flambement du poteau)} = 0.7 \times l_0 \\ l_0 \text{ (Hauteur réelle du poteau)} \\ \\ i \text{ (Rayon de giration)} = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Flambement} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC} : l_0 = 4.08 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 \\ \frac{1}{2} : l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.55 \\ \frac{3}{5} : l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.20 \\ \frac{6}{8} : l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 \end{array} \right. \rightarrow (\lambda \leq 50) \rightarrow \text{CV}$$

II.6.9-Sections adoptées pour les poteaux :

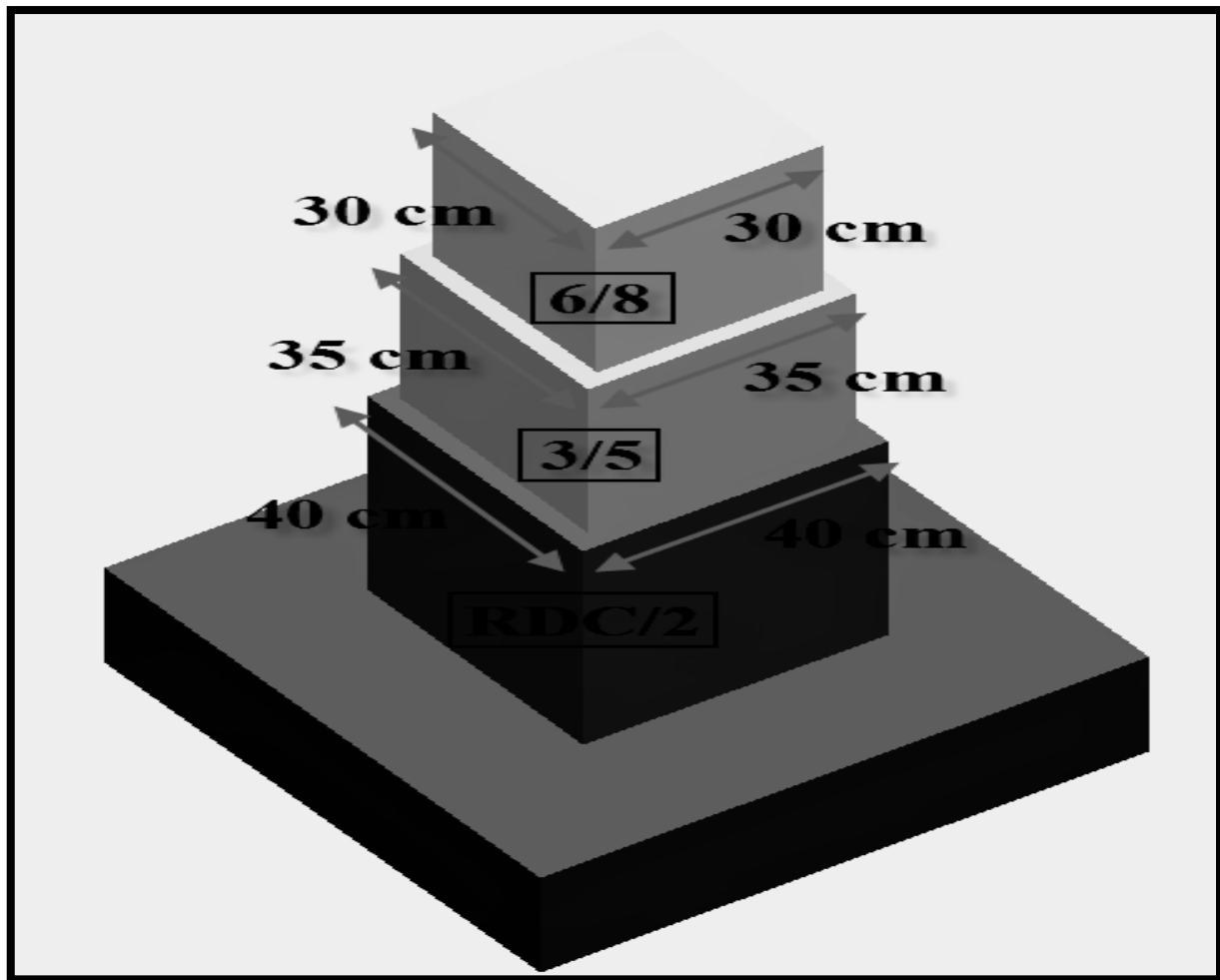


Figure II.17-Schématisation (3D) des sections adoptées pour les poteaux.

III.1-L'Acrotère :

III.1.1-Introduction :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort(G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement(M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

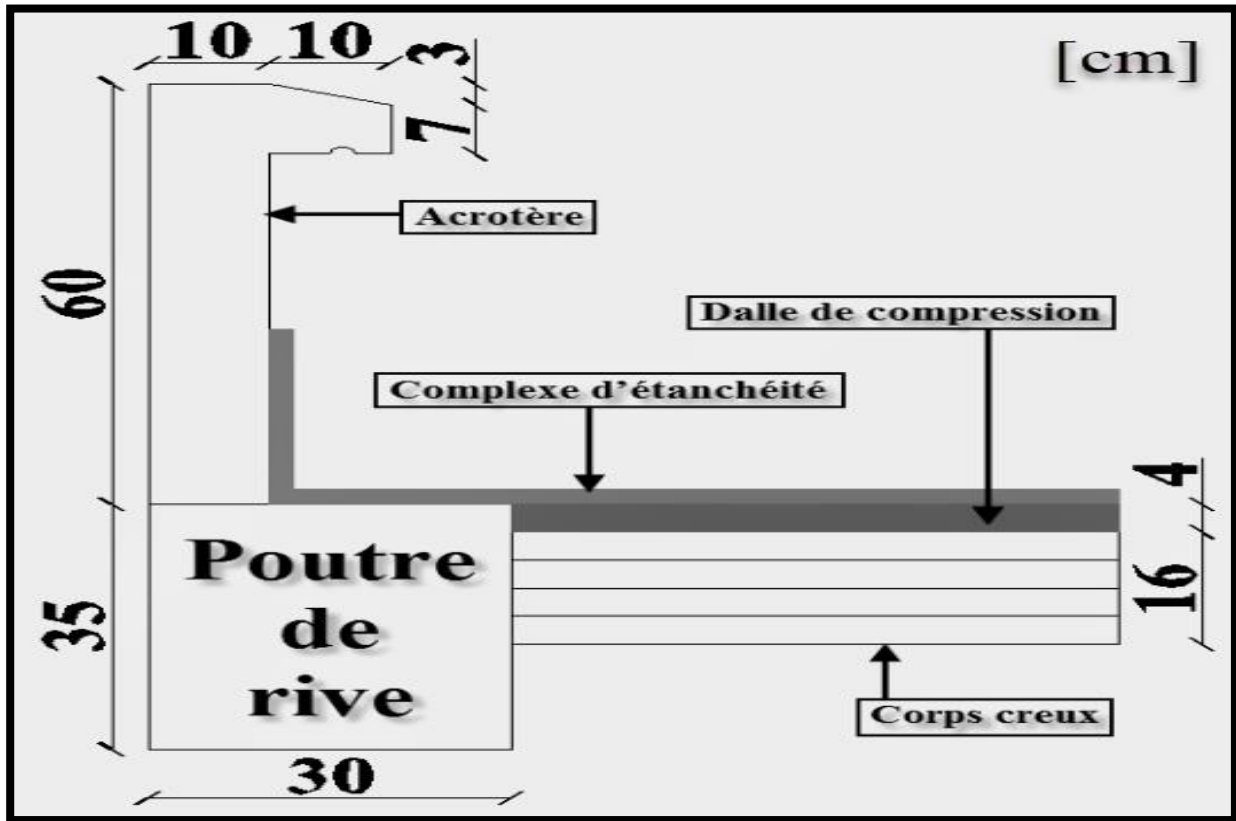


Figure III.1.1-Schématization (2D) de l'acrotère.

III.1.2-Détermination des efforts internes :

- Effort normal dû au poids propre (G) :

$$\begin{cases} N_G = G \times 1ml = \rho \times S \times 1ml = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.1 + 0.07) \times 0.1}{2} \right] = 1.713 \text{ KN} \\ N_u = (1.35 \times N_G) + (1.5 \times N_Q) = (1.35 \times 1.713) + 0 = 2.312 \text{ KN} \\ N_s = N_G + N_Q = 1.713 + 0 = 1.713 \text{ KN} \end{cases}$$

- Moment fléchissant (Renversement) dû à la main courante :

$$\begin{cases} M_Q = Q \times H \times 1ml = 1.00 \times 0.6 \times 1 = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_u = (1.35 \times M_G) + (1.5 \times M_Q) = 0 + (1.5 \times 0.6) = 0.90 \text{ KN.m} \\ M_s = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant dû à la main courant :

$$\begin{cases} T_Q = Q \times 1ml = 1.00 \times 1 = 1.00 \text{ KN} \\ T_u = (1.35 \times T_G) + (1.5 \times T_Q) = 0 + (1.5 \times 1.00) = 1.50 \text{ KN} \\ T_s = T_G + T_Q = 0 + 1.00 = 1.00 \text{ KN} \end{cases}$$

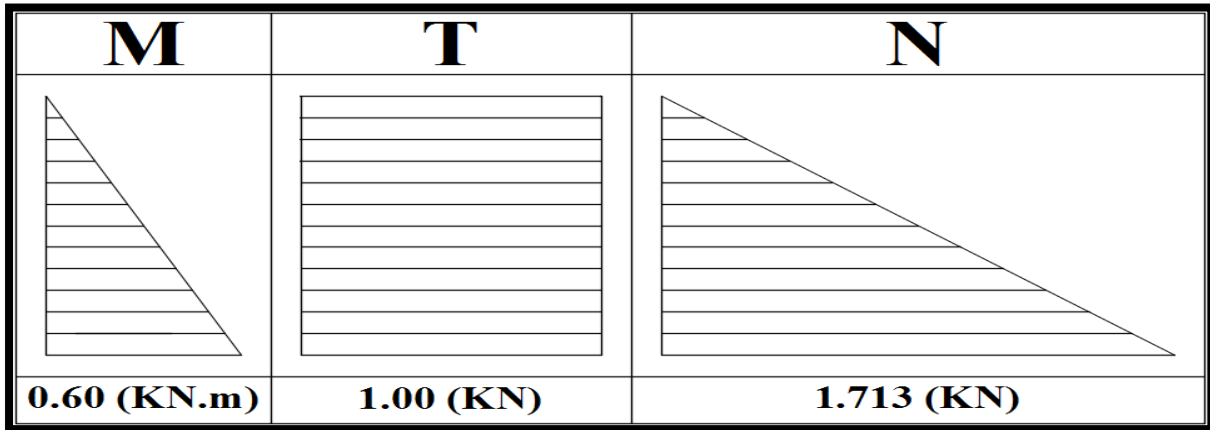


Figure III.1.2-Diagrammes des efforts internes.

III.1.3-Calcul du ferrailage :

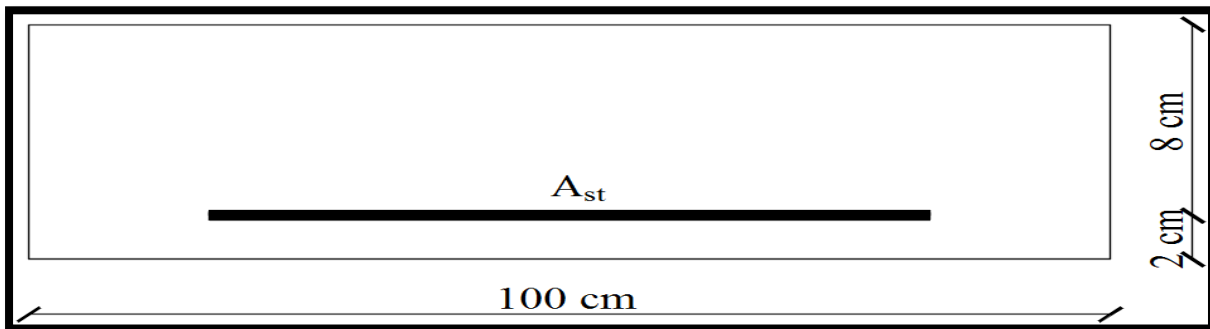


Figure III.1.3-Schématisation (2D) de la section longitudinale de l'acrotère.

III.1.3.1-Détermination de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm} \\ a = \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 3 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_u > a \\ \text{(Section Partiellement Comprimée)} \end{cases}$$

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

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

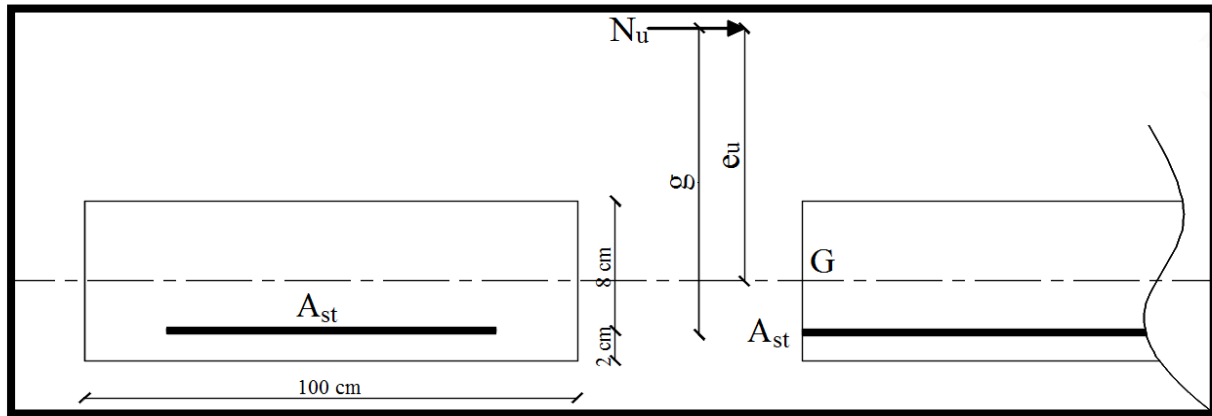


Figure III.1.4-Schématization (2D) du calcul de l'excentricité.

III.1.3.2-Calcul de la section d'armatures :

- Moment fictif :

$$\begin{cases} M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (0.5 \times h - c)] = 2.312 \times [0.39 + (0.5 \times 0.1 - 0.02)] \\ M_f = 0.948 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment réduit :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_b &= \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94800}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.010 \\ (\mu_b = 0.010) &< (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \end{aligned} \right.$$

- Section fictive d'armatures (en flexion simple) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94800}{0.995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

- Section réelle d'armatures (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.31 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.24 \text{ cm}^2$$

III.1.4-Vérification à l'ELU :

III.1.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : ($A_{st} \geq A_{CNF}$)

- Détermination de l'excentricité à l'ELS:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.713} = 0.35 \text{ m}$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times f_{t28} \times d \times (e_s - 0.45 \times d)}{f_e \times (e_s - 0.185 \times d)} \\ A_{CNF} = \frac{0.23 \times 100 \times 2.1 \times 10^2 \times 8 \times (35 - 0.45 \times 8)}{400 \times 10^2 \times (35 - 0.185 \times 8)} = 0.91 \text{ cm}^2 \\ (A_{st} = 0.24 \text{ cm}^2) < (A_{CNF} = 0.91 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{CNV} \end{array} \right.$$

Condition n'est pas vérifier, donc le ferrailage se fera avec A_{CNF} .

- Les armatures principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{adoptée} \geq (A_{CNF} = 0.91 \text{ cm}^2) \\ (A_{adoptée} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Les armatures de répartition:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r = \frac{1}{4} \times 2.51 = 0.63 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.1.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ (\text{FP}) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.02 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.02 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

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

III.1.4.3-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.150 \text{ MPa} \\ (\psi_s = 1.5: \text{Barres da haute adhérence}) \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi_1 = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.150 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.1.4.4-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm} \right) \\ L_s = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.1.4.5-Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (30 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (40 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.1.5-Vérification à l'ELS :

III.1.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)

Acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min[(266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa})] = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.912) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.912 \times 80 \times 2.51 \times 10^2} = 32.76 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 32.76 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \text{(Art A. 4.5.2/BAEL91V99)} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

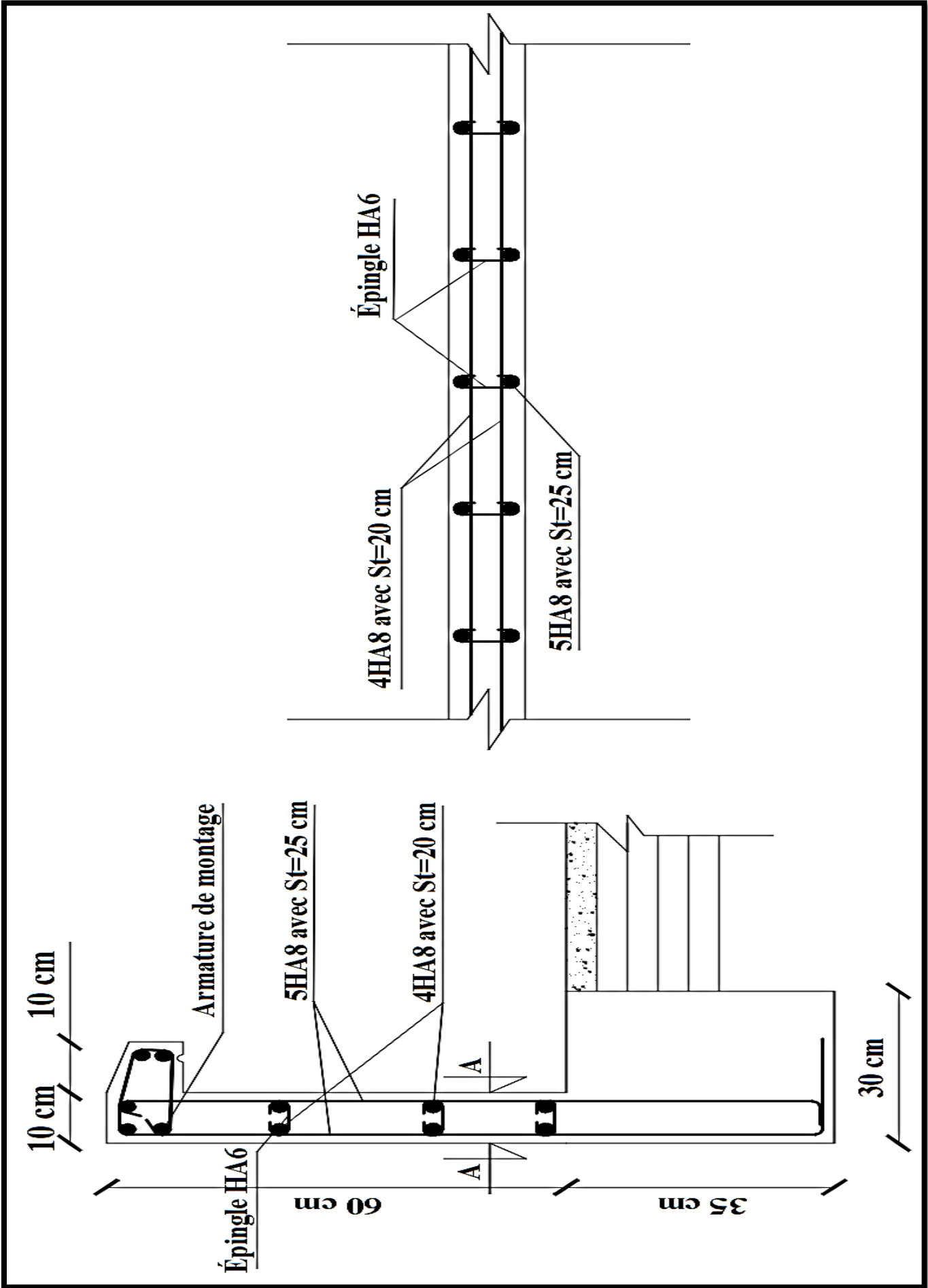
Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 0.314) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 41.98) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{32.76}{41.98} = 0.78 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 0.78 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

II.1.6-Conclusion :

Après toute vérification, Le ferrailage de l'acrotère est validé comme suite :

- Armatures principales : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ /Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ /Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.



III.2-Les Balcons :

III.2.1-Introduction :

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

Dans notre cas le balcon se calcul comme une console encastree au niveau de la poutre de rive et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (F) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple, il est réalisé en dalle pleine.

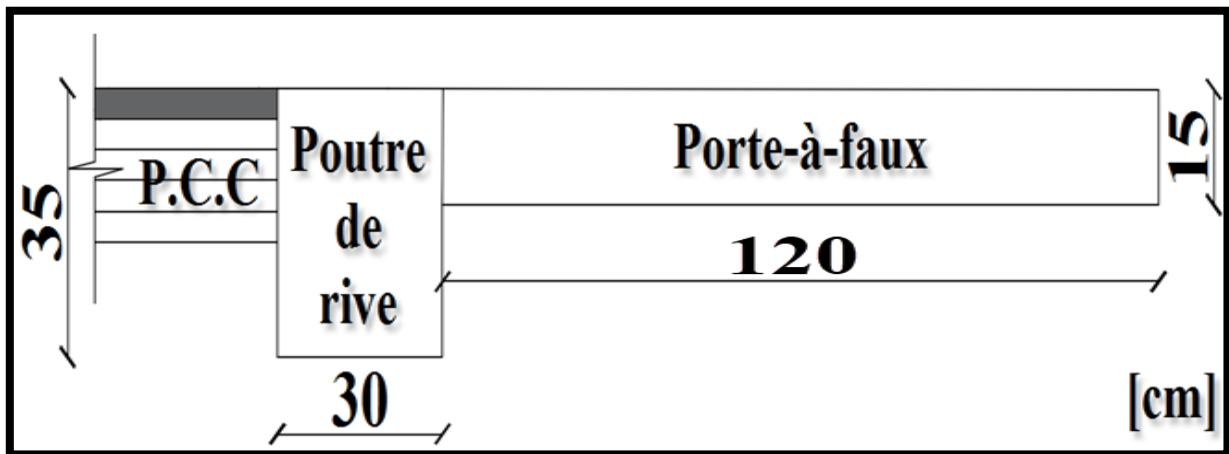


Figure III.2.1-Schématisation (2D) du balcon.

III.2.2-Détermination des efforts internes :

III.2.2.1-Charges revenant au balcon :

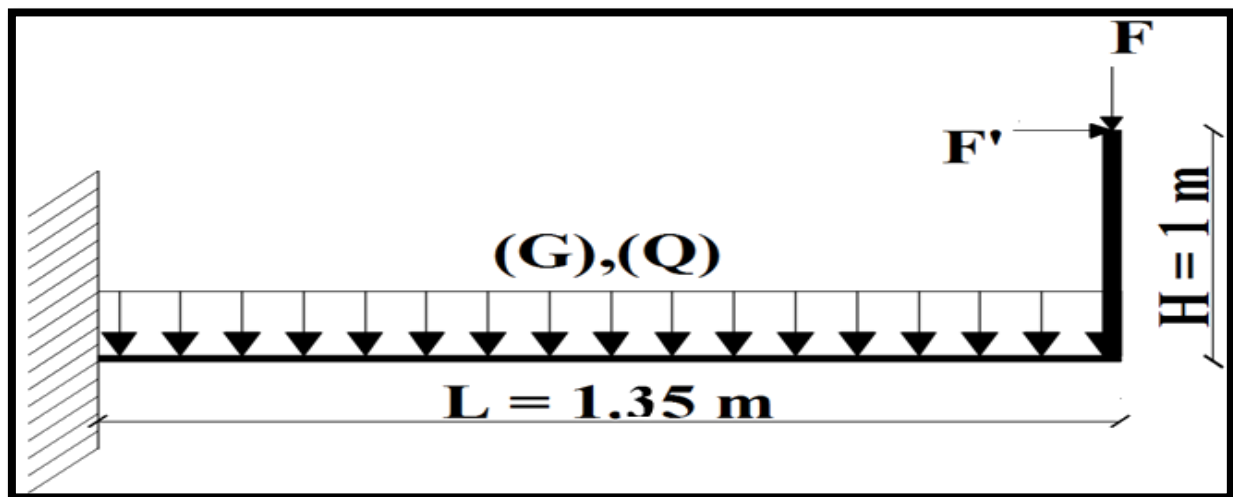


Figure III.2.2-Schématisation (2D) des charges revenant au balcon.

Tableau III.2.1-Charge permanente totale (G_t) de la dalle revêtue.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.030	20	0.60
Couche de sable	0.030	18	0.54
Dalle pleine	0.150	25	3.75
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t)			5.56

Tableau III.2.2-Poids total (F) du garde-corps

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Poids total (F)			1.62

III.2.2.2-Calcul du moment fléchissant total (M) :

- Moment fléchissant dû à (q) :

$$(ELU) : \begin{cases} q_u = [(1.35 \times G_t) + (1.5 \times Q)] \times 1ml = [(1.35 \times 5.56) + (1.5 \times 3.5)] \times 1ml \\ q_u = 12.76KN.m \\ M_{q_u} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{12.76 \times 1.35^2}{2} = 11.63 KN.m \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} q_s = [(G_t) + (Q)] \times 1ml = [(5.56) + (3.5)] \times 1ml = 9.06 KN/ml \\ M_{q_s} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{9.06 \times 1.35^2}{2} = 8.26 KN.m \end{cases}$$

- Moment fléchissant dû au poids du garde-corps (F):

$$(ELU) : \begin{cases} F_u = 1.35 \times F \times 1ml = 1.35 \times 1.62 \times 1ml = 2.19 KN \\ M_{F_u} = F_u \times L = 2.19 \times 1.35 = 2.96 KN.m \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} F_s = F \times 1ml = 1.62 \times 1ml = 1.62 KN \\ M_{F_s} = F_s \times L = 1.62 \times 1.35 = 2.19 KN.m \end{cases}$$

- Moment fléchissant dû à la main courante (F'):

$$(ELU) : \begin{cases} F'_u = 1.5 \times F' \times 1ml = 1.5 \times 1 \times 1ml = 1.5 KN \\ M_{F'_u} = F'_u \times H = 1.5 \times 1 = 1.5 KN.m \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} F'_s = F' \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ KN} \\ M_{F'_s} = F'_s \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment fléchissant total (M):

$$(ELU) : \begin{cases} M_u = M_{qu} + M_{Fu} + M_{F'_u} = 11.63 + 2.96 + 1.5 \\ M_u = 16.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} M_s = M_{qs} + M_{Fs} + M_{F'_s} = 8.26 + 2.19 + 1 \\ M_s = 11.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.3-Calcul du ferrailage :

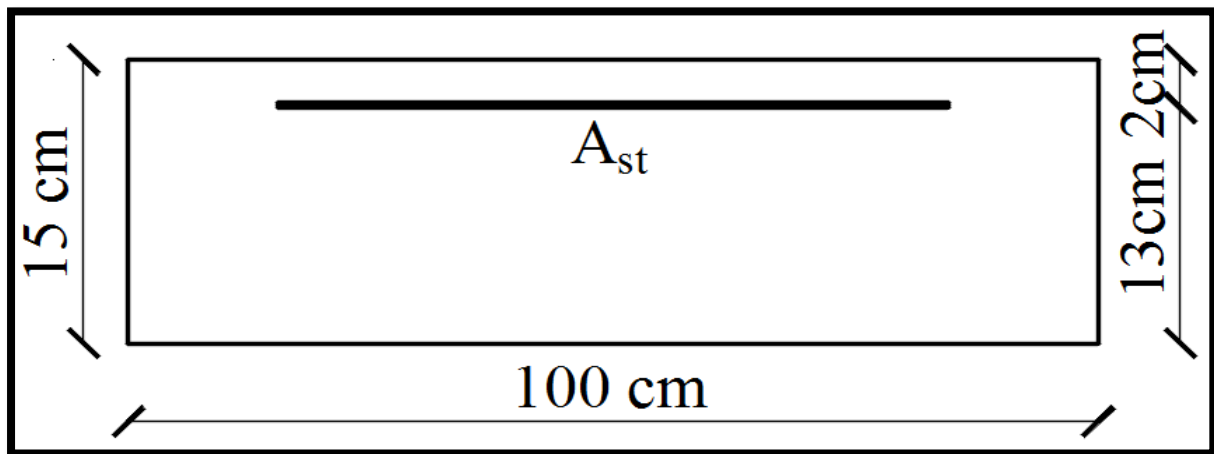


Figure III.2.3-Schématisation (2D) de la section transversale du balcon.

- Calcul du moment réduit :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_u &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.09 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.067 \\ (\mu_u = 0.067) &< (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \end{aligned} \right.$$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales (principales) :

$$\left\{ \begin{aligned} (\mu_u = 0.067) &\rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.965) \\ A_{st} &= \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.09 \times 10^2}{0.965 \times 13 \times 34.8} = 3.69 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2) &\text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

- Calcul de la section d'armatures transversales (Répartition) :

$$\left\{ \begin{aligned} A_r &= \frac{1}{4} \times 6.79 = 1.70 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2) &\text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

III.2.4-Vérification à l'ELU :

III.2.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL

$$A_{st} \geq A_{CNF}$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 6.79 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.57 \text{ cm}^2) \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.2.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ (FP) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa} \\ T_u = q_u \times L + F_u = 12.76 \times 1.35 + 2.19 = 37.72 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Vérification:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{37.72 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.20 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.20 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.2.4.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.2.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi_1 = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{37.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.43 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.2.4.5-Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{Armatures principales : } \begin{cases} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Armatures de répartition : } \begin{cases} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.2.5-Vérification à l'ELS :

III.2.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)

• **Aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min[(266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa})] = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Vérification:

$$\begin{cases} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 13} = 0.522 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.891) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{11.45 \times 10^6}{0.891 \times 130 \times 6.79 \times 10^2} = 145.58 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 145.58 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

• **Béton :**

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

$$\begin{cases} (\text{Art A. 4.5.2/BAEL91V99}) \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (\rho_1 = 0.522) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 30.87) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{145.58}{30.87} = 4.72 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 4.72 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.2.5.2-Flèche du balcon : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

$$\left(f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \right) \leq \left(\bar{f} = \frac{L}{250} \right)$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{135}{250} = 0.54 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0052} = 1.615 \\ \mu = \max \left[0 ; \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} \right) \right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 145.58 + 2.1} \right) = 0.28 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = \frac{b \times \left(\frac{h^2}{2}\right) + 15 \times A_{st} \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \left(\frac{15^2}{2}\right) + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.79} = 7.85 \text{ cm} \\ y_2 = h - y_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (y_2 - 2)^2 \\ I_0 = (7.85^3 + 7.15^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 6.79 \times (7.15 - 2)^2 = 31010.07 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 31010.07}{1 + 0.28 \times 1.615} = 23489.24 \text{ cm}^4$$

Vérification:

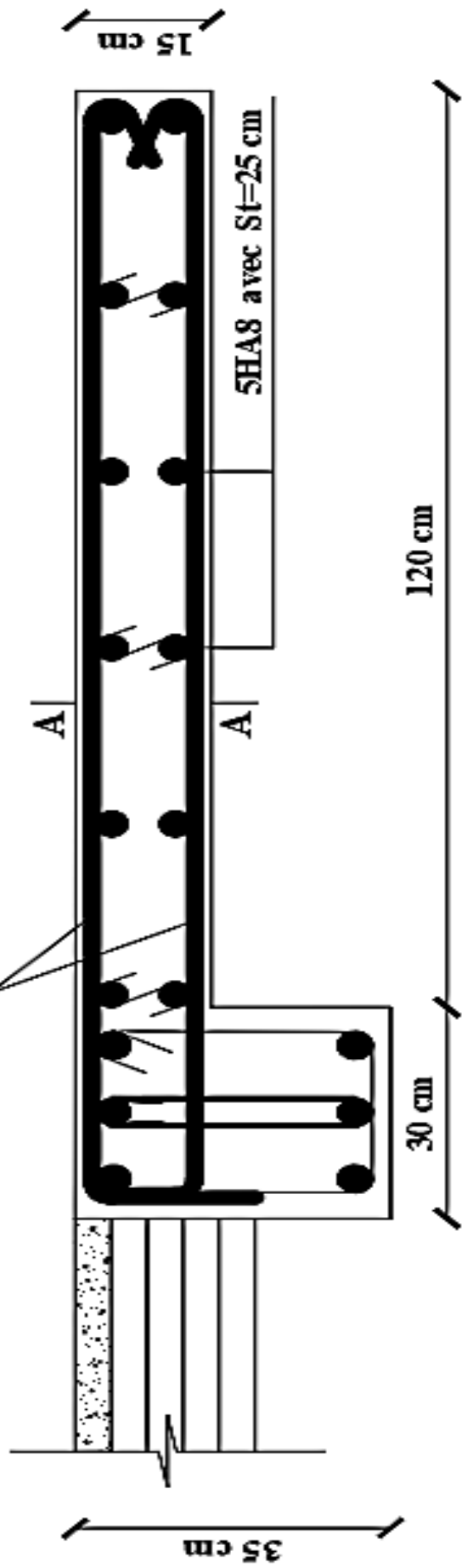
$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11.45 \times 10^2 \times 135^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 23489.24} = 0.08 \text{ cm} \\ (f = 0.08 \text{ cm}) < (\bar{f} = 0.58 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.2.6-Conclusion :

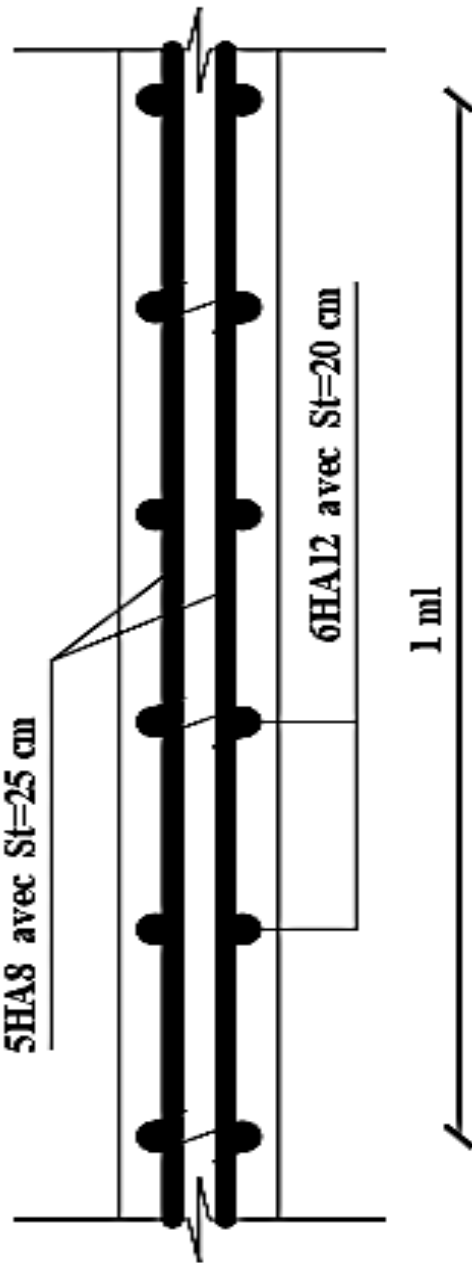
Après toute vérification, le ferrailage des balcons est validé comme suite :

- Armatures principales : $A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$ / Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ / Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

6HA12 avec $St=20$ cm



5HA8 avec $St=25$ cm



1 ml

Coupe A - A

III.3-Les Porte-à-faux :

III.3.1-Introduction :

- Comportement du Porte – à – faux → Console encastrée dans la poutre de rive.
- Exposé aux intempéries → La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Ferrailage → Bande de (1m) de Largeur → { Calcul → ELU → (Flexion simple)
Vérification → ELS
- Sollicitations maximales → Combinaisons → { (BAEL91V99) → { $1.35G + 1.5Q$ → ELU
 $G + Q$ → ELS

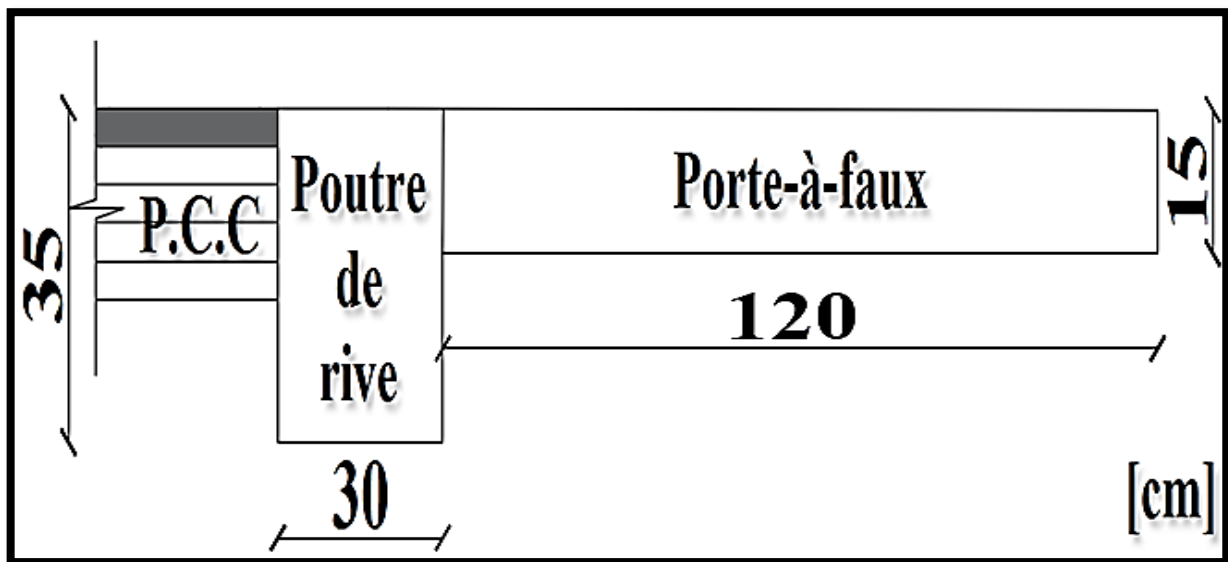


Figure III.3.1-Schématization (2D) du porte-à-faux.

III.3.2-Détermination des efforts internes :

III.3.2.1-Charges revenant au porte-à-faux :

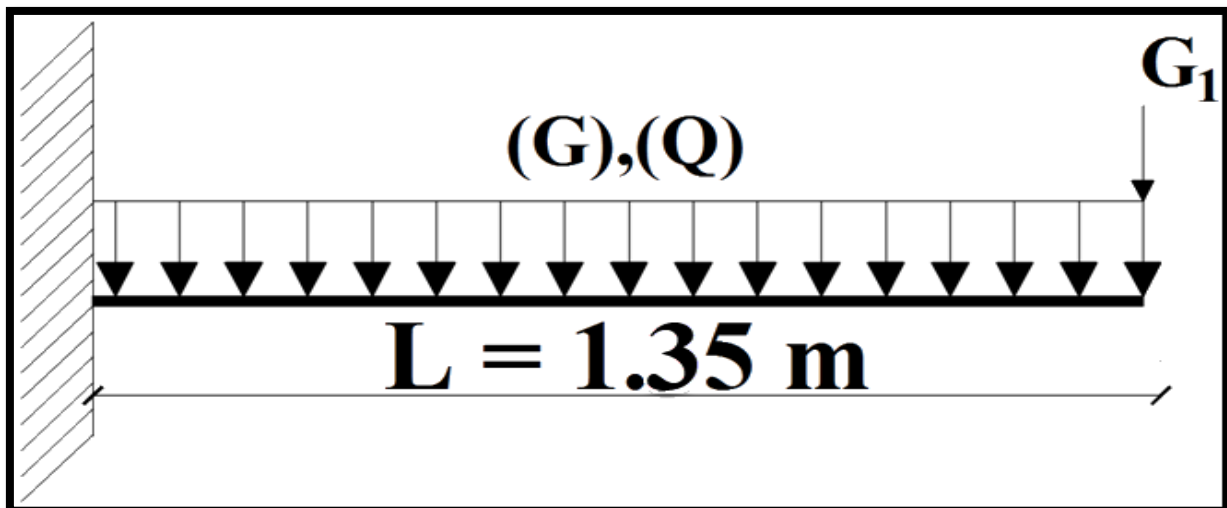


Figure III.3.2-Schématization (2D) des charges revenant au porte-à-faux.

Tableau III.3.1-Charge permanente totale (G_t) de la dalle revêtue.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.030	20	0.60
Couche de sable	0.030	18	0.54
Dalle pleine	0.150	25	3.75
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t)			5.56

Tableau III.3.2-Poids total (G₁) du mur extérieur.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	0	0.00
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Poids total (G₁)			2.36

III.3.2.2-Calcul du moment fléchissant total (M) :

- Moment fléchissant dû à (q) :

$$(ELU) : \begin{cases} q_u = [(1.35 \times G_t) + (1.5 \times Q)] \times 1ml = [(1.35 \times 5.56) + (1.5 \times 2.5)] \times 1ml \\ q_u = 11.26 \text{ KN/ml} \\ M_{q_u} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{11.26 \times 1.35^2}{2} = 10.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} q_s = [(G_t) + (Q)] \times 1ml = [(5.56) + (2.5)] \times 1ml = 8.06 \text{ KN/ml} \\ M_{q_s} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.06 \times 1.35^2}{2} = 7.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment fléchissant dû au poids du mur extérieur(G₁) :

$$(ELU) : \begin{cases} G_{1u} = 1.35 \times G_1 \times (3.06 - 0.15) \times 1ml = 1.35 \times 2.36 \times 2.91 = 9.27 \text{ KN} \\ M_{G_{1u}} = G_{1u} \times L = 9.27 \times 1.35 = 12.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} G_{1s} = G_1 \times (3.06 - 0.15) \times 1ml = 2.36 \times 2.91 \times 1ml = 6.87 \text{ KN} \\ M_{G_{1s}} = G_{1s} \times L = 6.87 \times 1.35 = 9.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment fléchissant total (M):

$$(ELU) : \begin{cases} M_u = M_{q_u} + M_{G_{1u}} = 10.26 + 12.51 \\ M_u = 22.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} M_s = M_{qs} + M_{G_{1s}} = 7.34 + 12.51 \\ M_s = 19.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.3-Calcul du ferrailage :

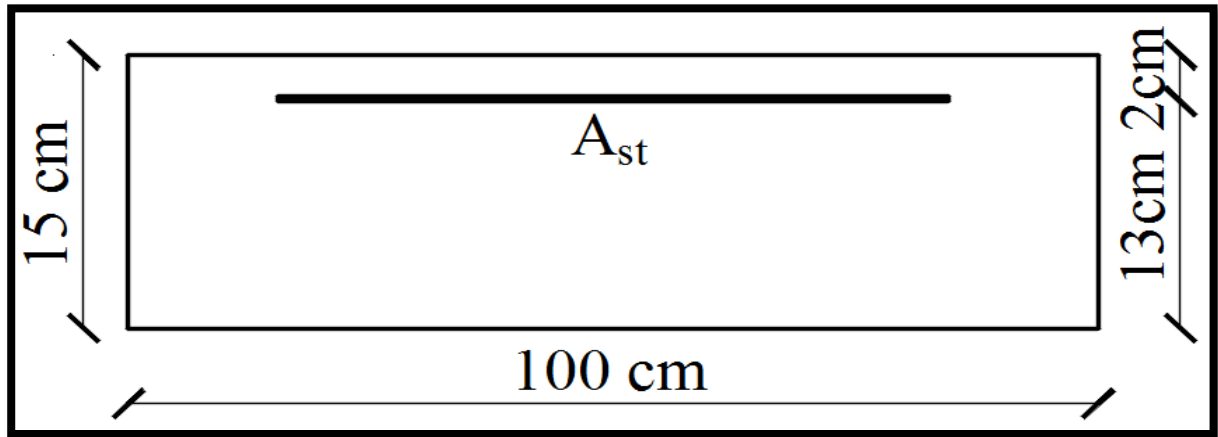


Figure III.3.3-Schématization (2D) de la section transversale du porte-à-faux.

- Calcul du moment réduit :

$$\begin{cases} \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.77 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.094 \\ (\mu_u = 0.094) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \end{cases}$$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales (principales) :

$$\begin{cases} (\mu_u = 0.094) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.951) \\ A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.77 \times 10^2}{0.951 \times 13 \times 34.8} = 5.29 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul de la section d'armatures transversales (Répartition) :

$$\begin{cases} A_r = \frac{1}{4} \times 6.79 = 1.70 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

III.3.4-Vérification à l'ELU :

III.3.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V9)

$$A_{st} \geq A_{CNF}$$

Vérification :

$$\begin{cases} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ (A_{adoptée} = 6.79 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.57 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.3.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{(FP)} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa} \\ T_u = q_u \times L + F_u = 11.26 \times 1.35 + 9.27 = 24.47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Vérification:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29.47 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.19 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.19 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.4.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.3.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{24.47 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.92 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 0.92 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.4.5-Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.5-Vérification à l'ELS :

III.3.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)

- **Aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \bar{\sigma}_s = \min [(266.66 \text{ MPa}) ; (201.63 \text{ MPa})] = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 13} = 0.522 \right) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.891) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{19.85 \times 10^6}{0.891 \times 130 \times 6.79 \times 10^2} = 192.39 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 192.39 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

- **Béton :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (\text{Art A. 4.5.2/BAEL91V99}) \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 0.522) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 30.87) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{192.39}{30.87} = 6.23 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 6.23 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.5.2-Flèche du porte-à-faux : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

$$\left(f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \right) \leq \left(\bar{f} = \frac{L}{250} \right)$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{135}{250} = 0.54 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0052} = 1.615 \\ \mu = \max \left[0 ; \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} \right) \right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 145.58 + 2.1} \right) = 0.28 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = \frac{b \times \left(\frac{h^2}{2}\right) + 15 \times A_{st} \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \left(\frac{15^2}{2}\right) + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.79} = 7.85 \text{ cm} \\ y_2 = h - y_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (y_2 - 2)^2 \\ I_0 = (7.85^3 + 7.15^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 6.79 \times (7.15 - 2)^2 = 31010.07 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 31010.07}{1 + 0.28 \times 1.615} = 23489.24 \text{ cm}^4$$

Vérification:

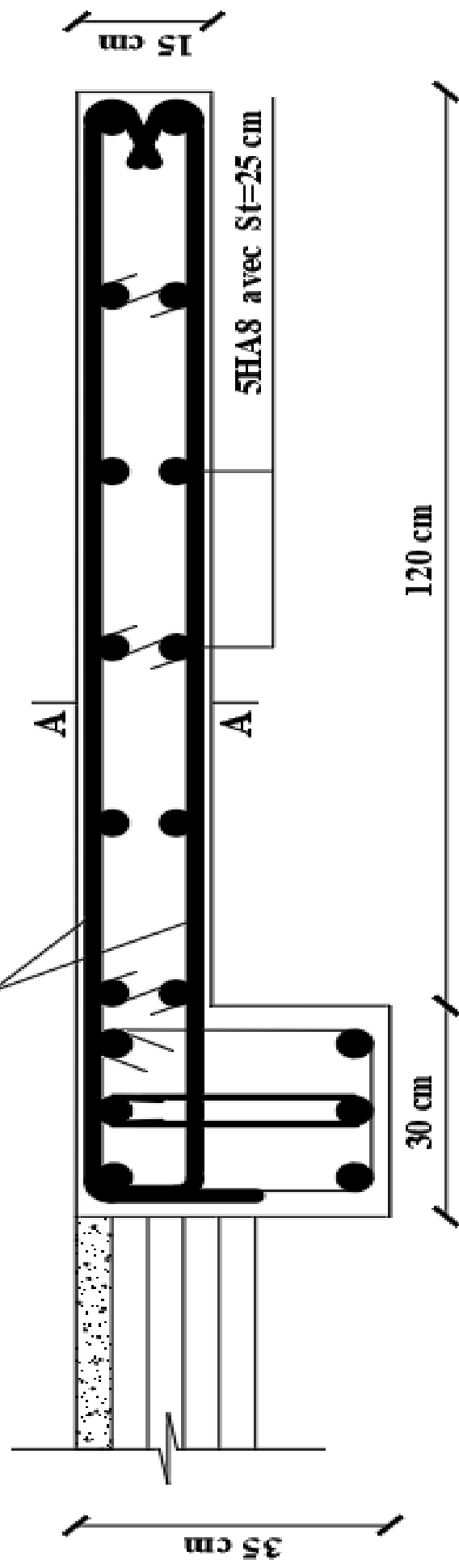
$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11.45 \times 10^2 \times 135^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 23489.24} = 0.08 \text{ cm} \\ (f = 0.08 \text{ cm}) < (\bar{f} = 0.58 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.6-Conclusion :

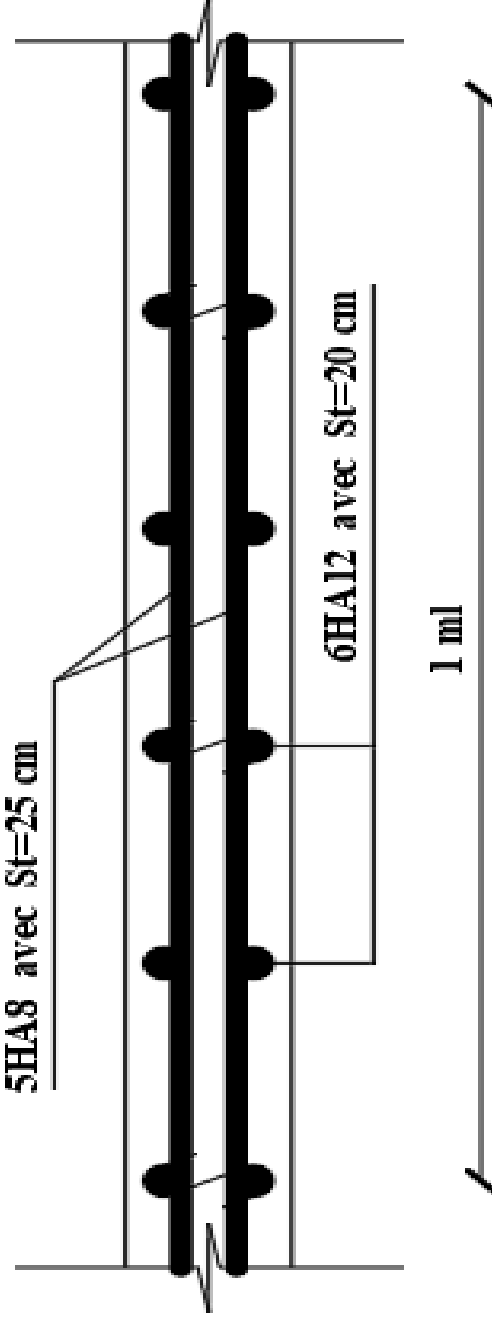
Après toute vérification, le ferrailage des porte-à-faux est validé comme suite :

- Armatures principales : $A_{adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$ / Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_{adoptée} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ / Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

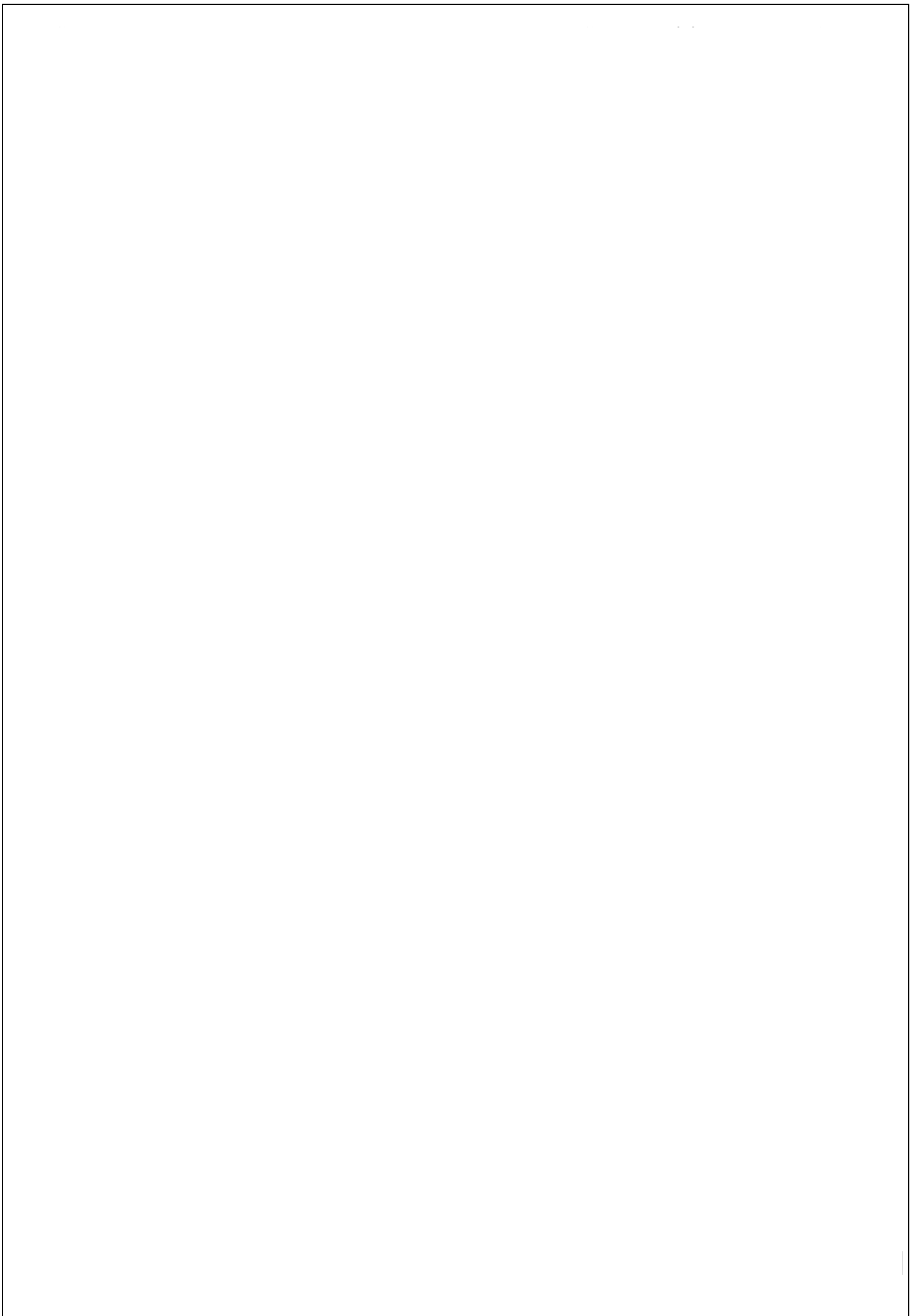
6HA12 avec St=20 cm



5HA8 avec St=25 cm



Coupe A - A



III.4-La Poutre palière :

III.4.1-Introduction :

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

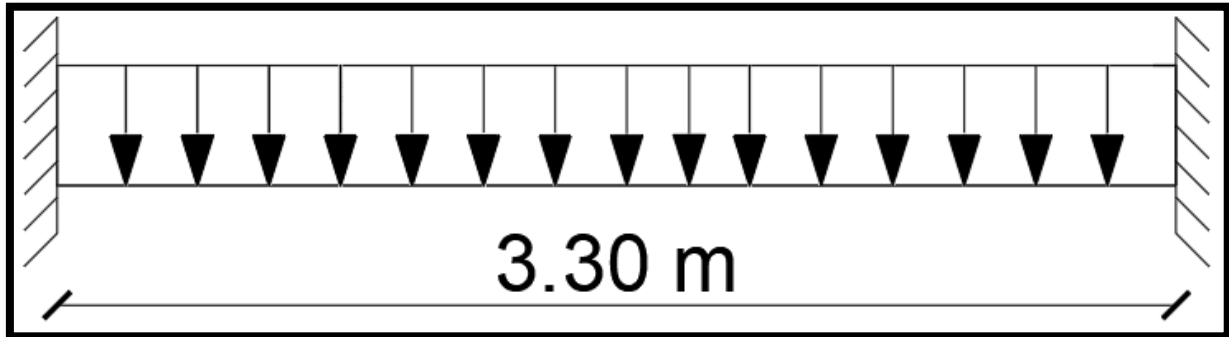


Figure III.4.1-Schématization (2D) de la poutre palière.

III.4.2-Détermination des efforts internes :

III.4.2.1-Charges revenant à la poutre palière :

- Réaction du palier (R_{palier}) :

$$\begin{cases} \text{ELU : } (R_{\text{palier}} = R_B = 25.54 \text{ KN}) \\ \text{ELS : } (R_{\text{palier}} = R_B = 18.38 \text{ KN}) \end{cases}$$

- Poids de la poutre palière (G_{pp}) :

$$G_{\text{pp}} = \rho_{\text{béton}} \times b \times h = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

- Poids de mur (G_{mur}) :

$$G_{\text{mur}} = 2.19 \times 1.53 = 3.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35(G_{\text{pp}}) + 2 \times \left(\frac{R_B}{L}\right) = (1.35 \times 2.19) + 2 \times \left(\frac{25.54}{3.30}\right) \\ q_u = 18.44 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = G_{\text{pp}} + 2 \times \left(\frac{R_B}{L}\right) = 2.19 + 2 \times \left(\frac{18.38}{3.30}\right) \\ q_s = 13.33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.4.2.2-Calcul à l'ELU :

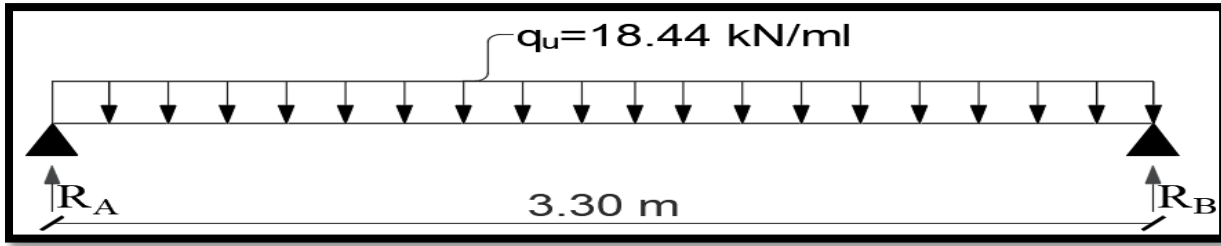


Figure III.4.2-Schématisation (2D) de la poutre palière sous chargement à l'ELU.

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18.44 \times (3.30)^2}{8} = 25.10 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant :

$$\text{(Aux appuis)} : \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_0 \\ M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 25.10 \\ M_a = -7.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{(En travée)} : \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 25.10 \\ M_t = 21.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant (T) :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18.44 \times 3.30}{2} = 30.43 \text{ KN}$$

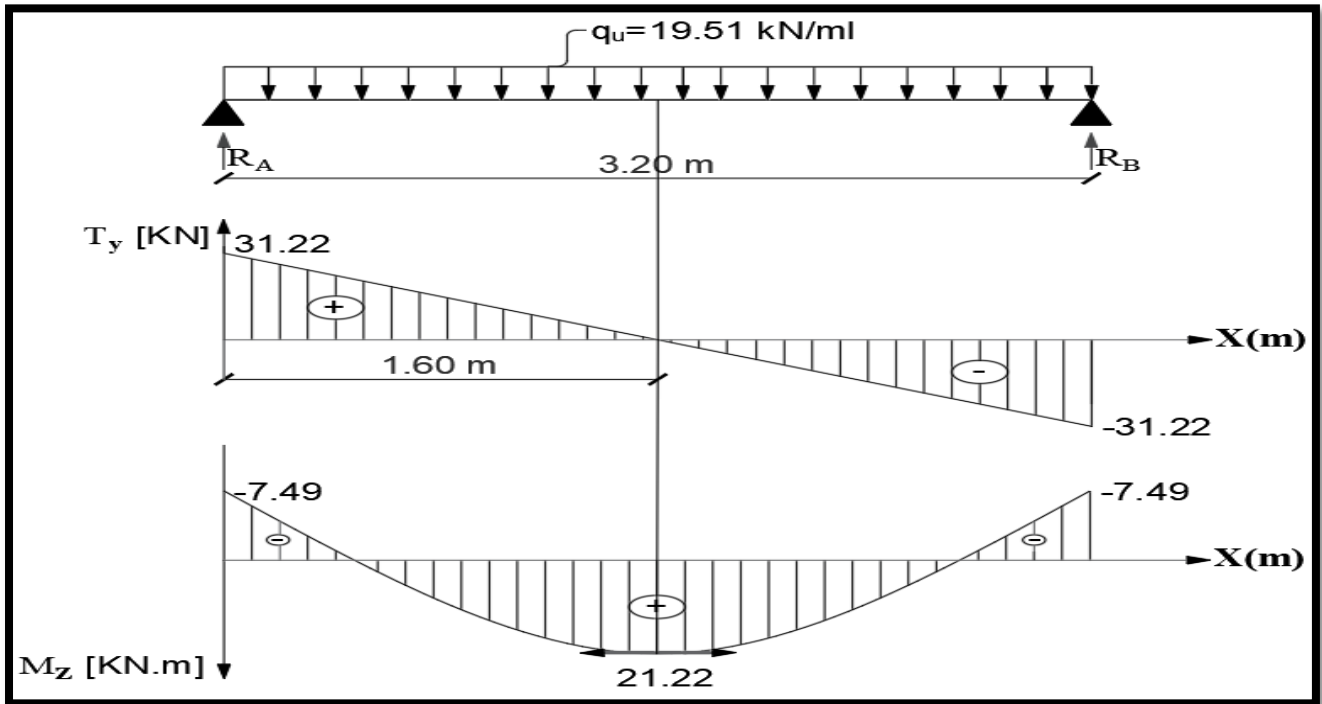


Figure III.4.3-Diagrammes des efforts internes à l'EL

III.4.2.3-Calcul à l'ELS :

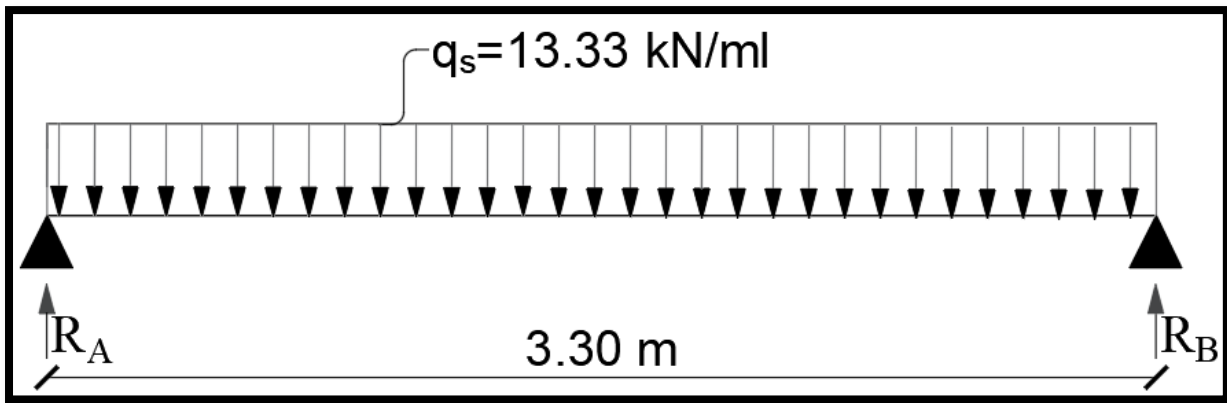


Figure III.4.4-Schématization (2D) de la poutre palière sous chargement à l'ELS

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{13.33 \times (3.30)^2}{8} = 18.15 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \text{(Aux appuis)} : & \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_0 \\ M_a = -0.3 \times 18.15 \\ M_a = -5.45 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{(En travée)} : & \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 18.15 \\ M_t = 15.43 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

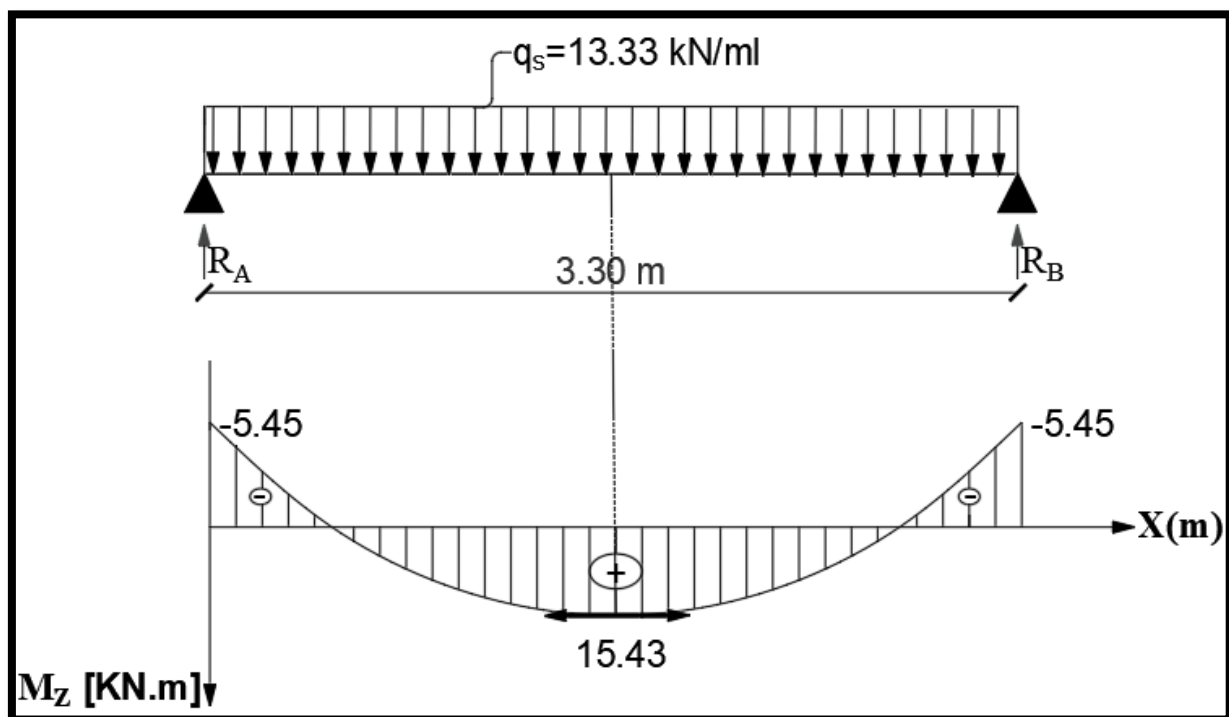


Figure III.4.5-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.3-Calcul du ferrailage :

Aux appuis :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.53 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.020$$

$(\mu_u = 0.020) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow SSA$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\mu_u = 0.020) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.990) \\ A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.53 \times 10^2}{0.990 \times 33 \times 34.8} = 0.66 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

En travée:

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.34 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.056$$

$(\mu_u = 0.056) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow SSA$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\mu_u = 0.048) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.971) \\ A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.34 \times 10^2}{0.971 \times 33 \times 34.8} = 1.91 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

II.4.4-Vérification à l'ELU :

III.4.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$A_{st} \geq A_{CNF}$$

Vérification :

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.02 \text{ cm}^2$$

(Aux appuis) : $[(A_{\text{adoptée}} = 2.36 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.02 \text{ cm}^2)] \rightarrow CV$

(En travée) : $[(A_{\text{adoptée}} = 3.39 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.02 \text{ cm}^2)] \rightarrow CV$

III.4.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u$$

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

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.43 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.37 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.37 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.4.4.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.4.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30.43 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.20} = 1.09 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.4.4.5-Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \emptyset_t \leq \left[\min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right) = \min(10; 12; 25) = 10 \text{ mm} \right] \\ \rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm} \\ \rightarrow \text{Soit : (Un cadre + Un étrier) en HA8} \end{array} \right.$$

III.4.4.6-Espacement des armatures transversales : (Art A.5.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq [\min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(22.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}] \\ \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.4.5-Vérification à l'ELS :

III.4.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Aciers :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow ? \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\text{(Aux appuis) : } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 33} = 0.286 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.915) \\ \sigma_s = \frac{5.45 \times 10^6}{0.915 \times 330 \times 2.36 \times 10^2} = 76.48 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 76.48 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{(En travée) : } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.901) \\ \sigma_s = \frac{15.43 \times 10^6}{0.901 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 153.08 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 153.08 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ \text{(Art A. 4.5.2/BAEL91V99)} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\text{(Aux appuis) : } \left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 0.286) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 43.82) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{76.48}{43.82} = 1.75 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 1.75 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{(En travée) : } \left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 0.410) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 35.50) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{153.08}{35.50} = 4.31 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.4.5.2-Flèche de la poutre palière : (Art B.6.5.1/BAEL91V99)

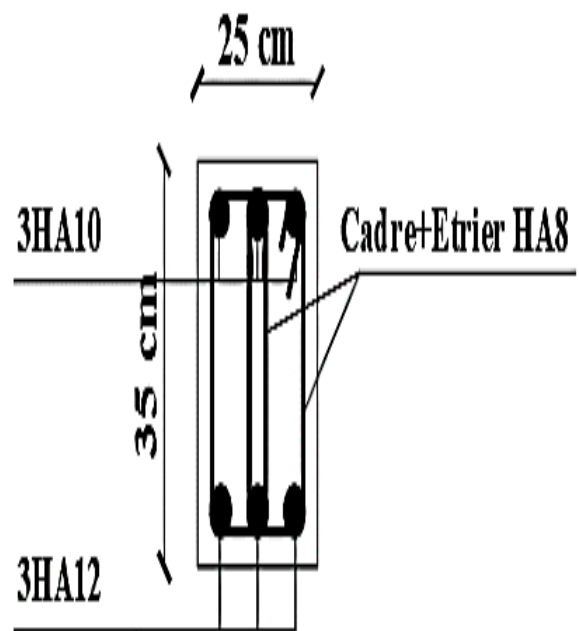
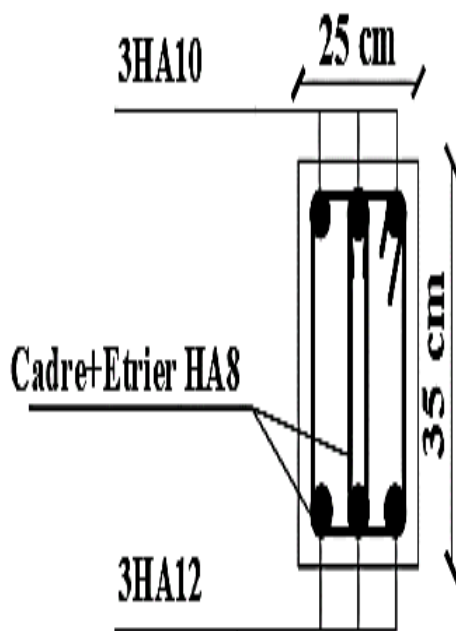
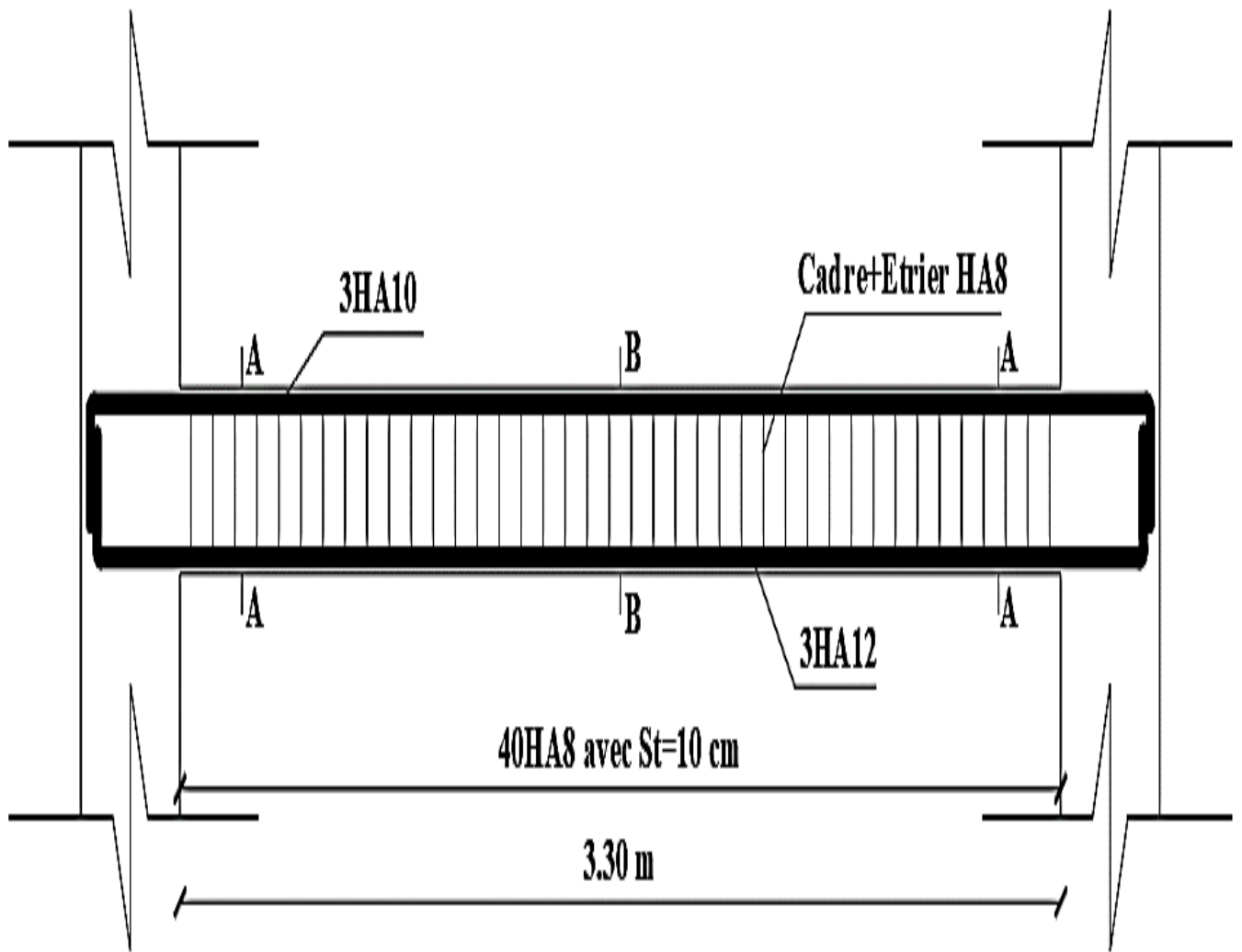
Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left[\left(\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.1061 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) \right] \rightarrow CV \\ \left[\left(\frac{h}{L} = 0.1061 \right) > \left(\frac{15.93}{10 \times 22.02} = 0.0723 \right) \right] \rightarrow CV \\ \left[\left(\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041 \right) < \left(\frac{4.2}{400} = 0.0105 \right) \right] \rightarrow CV \end{array} \right.$$

III.4.6-Conclusion :

Après toute vérification, le ferrailage de la poutre palière est validé comme suite :

- Armatures longitudinales (Aux appuis) : $A_{adoptée} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$.
- Armatures longitudinales (En travée) : $A_{adoptée} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.
- Armatures transversales : (un cadre + un étrier) en HA8 /Avec : $S_t = 10 \text{ cm}$.



III.5-La Dalle-salle machine :

III.5.1-Introduction :

- Comportement de la Dalle – salle machine → Panneau appuyé sur trois (03) côtés.
- Isolée des intempéries → La fissuration est considérée comme peu – préjudiciable.
- Ferrailage → Bande de (1m) de Largeur → $\left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul} \rightarrow \text{ELU} \rightarrow (\text{Flexion simple}) \\ \text{Vérification} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$
- Sollicitations maximales → Combinaisons → $\left\{ \begin{array}{l} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right. \end{array} \right.$

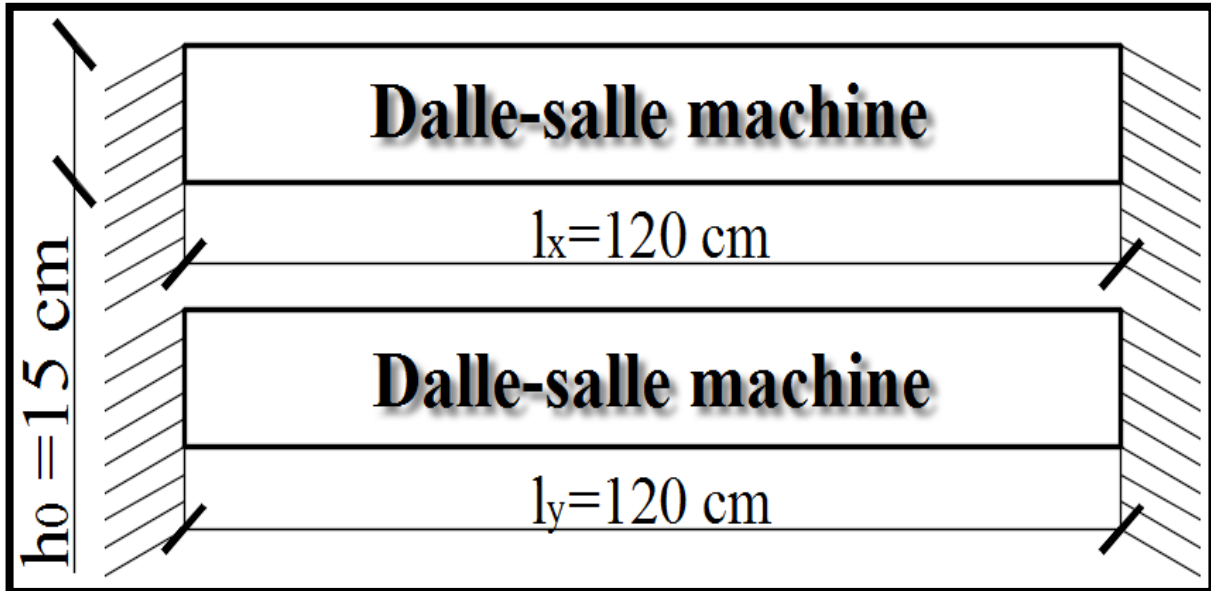


Figure III.5.1-Schématisation (2D) de la dalle-salle machine.

III.5.2-Détermination des efforts internes :

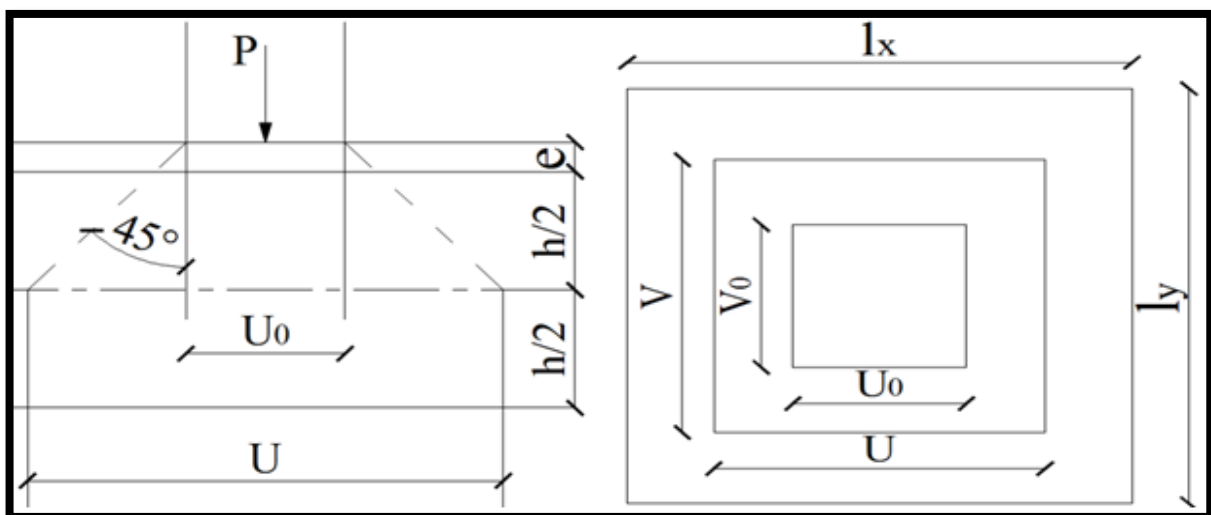


Figure III.5.2-Schématisation (2D) du chargement revenant à la dalle-salle machine.

III.5.2.1-Calcul à l'ELU :

III.5.2.1.1-Moments fléchissants dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (1.35 \times P) \times (M_1 + \nu M_2) = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = (1.35 \times P) \times (M_2 + \nu M_1) = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P : \text{Charge localisée au centre du panneau (Approximée par 90 KN)} \\ \rightarrow P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \end{cases}$$

[(U₀ × V₀) = (80 cm × 80 cm)] : Rectangle de contact

$$\begin{cases} (U \times V) : \text{Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen} \\ (e = 5 \text{ cm}) : \text{Epaisseur du revêtement} \\ (\xi = 1) : \text{Pour un revêtement en béton} \\ \rightarrow \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

$$(M_1, M_2) \rightarrow \text{Tables de PIGEAUD} \rightarrow \text{Fonction de } \left(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y} \right)$$

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.875 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.875 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = ? \\ M_2 = ? \end{cases}$$

Par interpolation linéaire :

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.8 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.053 \\ M_2 = 0.053 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.9 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.044 \\ M_2 = 0.044 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.053 + \left[(0.044 - 0.053) \times \left(\frac{0.875 - 0.8}{0.9 - 0.8} \right) \right] = 0.046 \\ M_2 = 0.053 + \left[(0.044 - 0.053) \times \left(\frac{0.875 - 0.8}{0.9 - 0.8} \right) \right] = 0.046 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.046 + 0) = 5.589 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0.046 + 0) = 5.589 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.1.2-Moments fléchissants dus au poids propre de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \\ \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 1 \end{cases} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \\ q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \\ \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times lx^2 = 0.0368 \times 6.563 \times 1.20^2 = 0.348 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0.348 = 0.348 \text{ KN.m} \end{cases} \end{array} \right.$$

III.5.2.1.3-Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.589 + 0.348 = 5.937 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.589 + 0.348 = 5.937 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.1.4-Correction des moments :

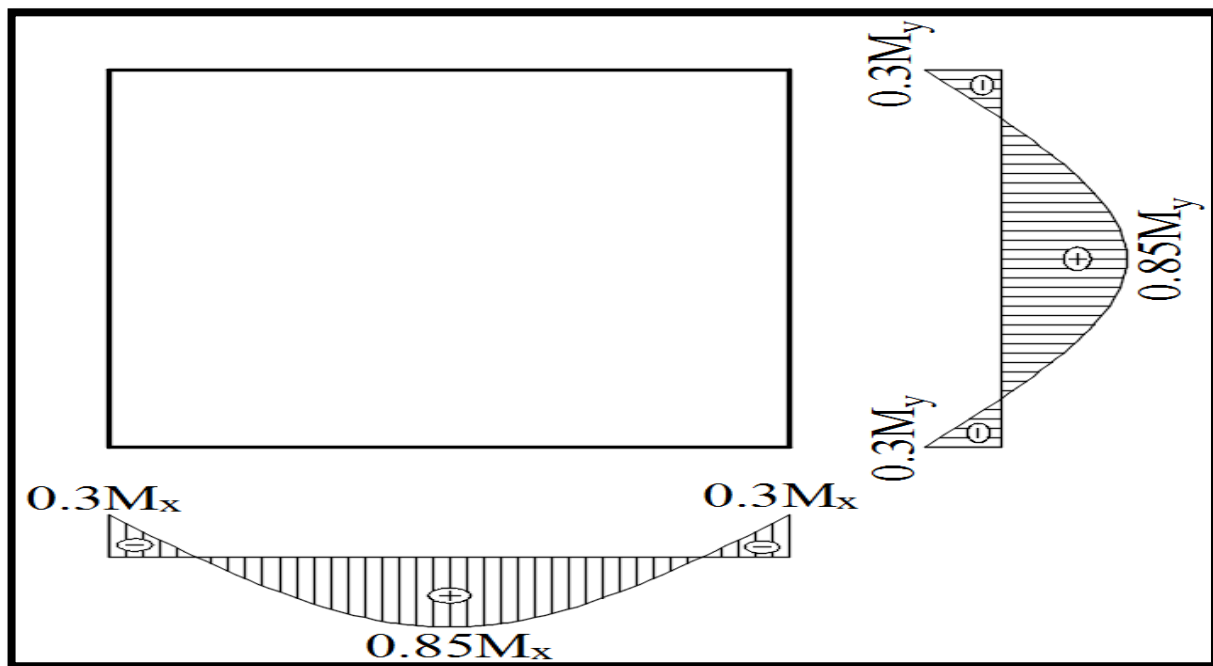


Figure III.5.3-Schématization (2D) de la correction des moments au niveau du panneau.

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.937 = 5.046 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.937 = 5.046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.937 = -1.781 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.937 = -1.781 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.1.5-Efforts tranchants dus au système de levage :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P_u}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P_u}{2 \times U + V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

III.5.2.2-Calcul à l'ELS :

III.5.2.2.1-Moments fléchissants dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P \times (M_1 + vM_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = 4.968 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P \times (M_2 + vM_1) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = 4.968 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.2.2-Moments fléchissants dus au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} v = 0.2 \\ \rho = 1 \\ q_s = G + Q = (25 \times 0.15 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{cases} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times lx^2 = 0.0442 \times 4.75 \times 1.20^2 = 0.302 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0.302 = 0.302 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.2.3-Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.968 + 0.302 = 5.27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.968 + 0.302 = 5.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.2.4-Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.27 = 4.48 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.27 = 4.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.27 = -1.581 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.27 = -1.581 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3-Calcul du ferrailage :

Tableau III.5.1-Récapitulatif du calcul des armatures.

	Sens	μ_u	Observation	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
Aux appuis	I_x	0.007	SSA	0.996	0.4	5HA10 = 3.93	25
	I_y	0.007	SSA	0.996	0.4	5HA10 = 3.93	25
En travée	I_x	0.021	SSA	0.990	1.13	5HA10 = 3.93	25
	I_y	0.021	SSA	0.990	1.13	5HA10 = 3.93	25

III.5.4-Vérification à l'ELU :

III.5.4.1-Condition de non-fragilité : (Art B.7.4/BAEL91V99)

$$A_{adoptée} \geq A_{CNF}$$

Vérification:

$$A_{CNF} = 0.0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3 - 1}{2} \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{(Aux appuis)} : [(A_{adoptée} = 3.93 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \\ \text{(En travée)} : [(A_{adoptée} = 3.93 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.20 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.5.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.2.2/BAEL91V99)

$$\left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{(Sans reprise de bétonnage)} \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.30 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.5.4.3-Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{(Sens } I_x) : \begin{cases} S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ (S_t = 25 \text{ cm}) = (25 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{(Sens } I_y) : \begin{cases} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.5.4.4-Non-Poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91V99)

$$\begin{cases} P_u \leq \left[P_c = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \rightarrow ? \\ U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} \\ P_c = 0.045 \times 420 \times 15 \times \frac{2.5}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification :

$$(P_u = 121.5 \text{ KN}) < (P_c = 472.5 \text{ KN}) \rightarrow \text{CV}$$

III.5.4.5-Diamètre maximal des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \phi_{\max} \leq \left[\frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \right] \\ (\phi_{\max} = 10 \text{ mm}) < \left(\frac{h_t}{10} = 15 \text{ mm} \right) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.5.5-Vérification à l'ELS :

III.5.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Tableau III.5.2-Récapitulatif de la vérification des contraintes dans (Aciers/Béton).

Sens	Zone	M _s (KN.m)	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
I _x	Appuis	-1.581	33.89	0.80	15	CV
	Travée	4.480	96.04	2.26	15	CV
I _y	Appuis	-1.581	33.89	0.80	15	CV
	Travée	4.480	96.04	2.26	15	CV

III.5.5.2-Flèche de la dalle-salle machine : (Art B.7.5/BAEL91V99)

Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

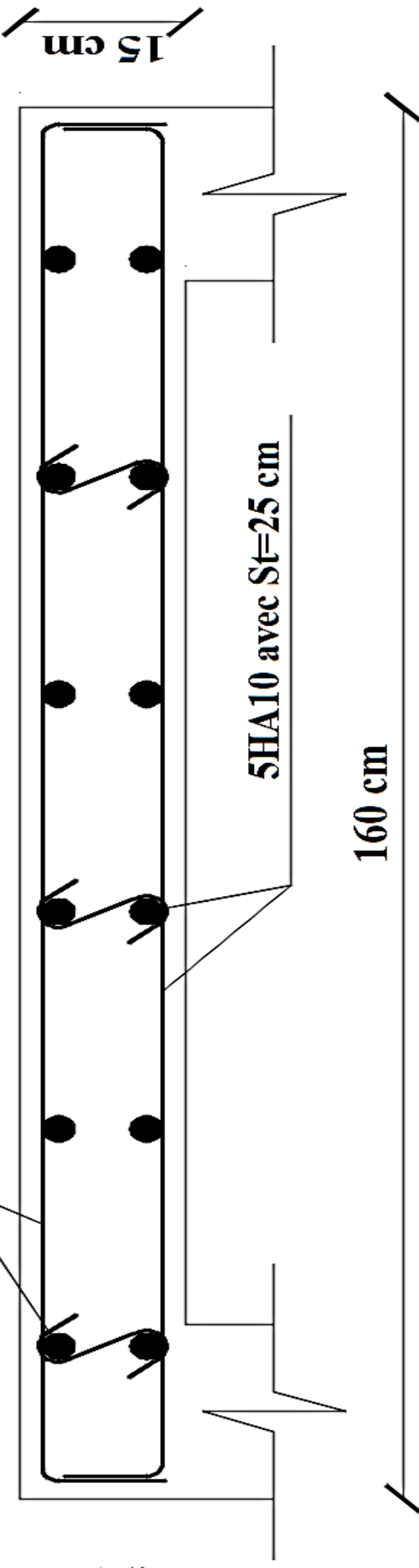
$$\begin{cases} \left[\left(\frac{h_t}{I_x} = \frac{15}{120} = 0.1250 \right) \geq \left(\frac{M_x^t}{20 \times M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \\ \left[\left(\frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \right) \leq \left(\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \right) \right] \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.5.6-Conclusion

Après toute vérification, Le ferrailage de la dalle-salle machine est validé comme suite :

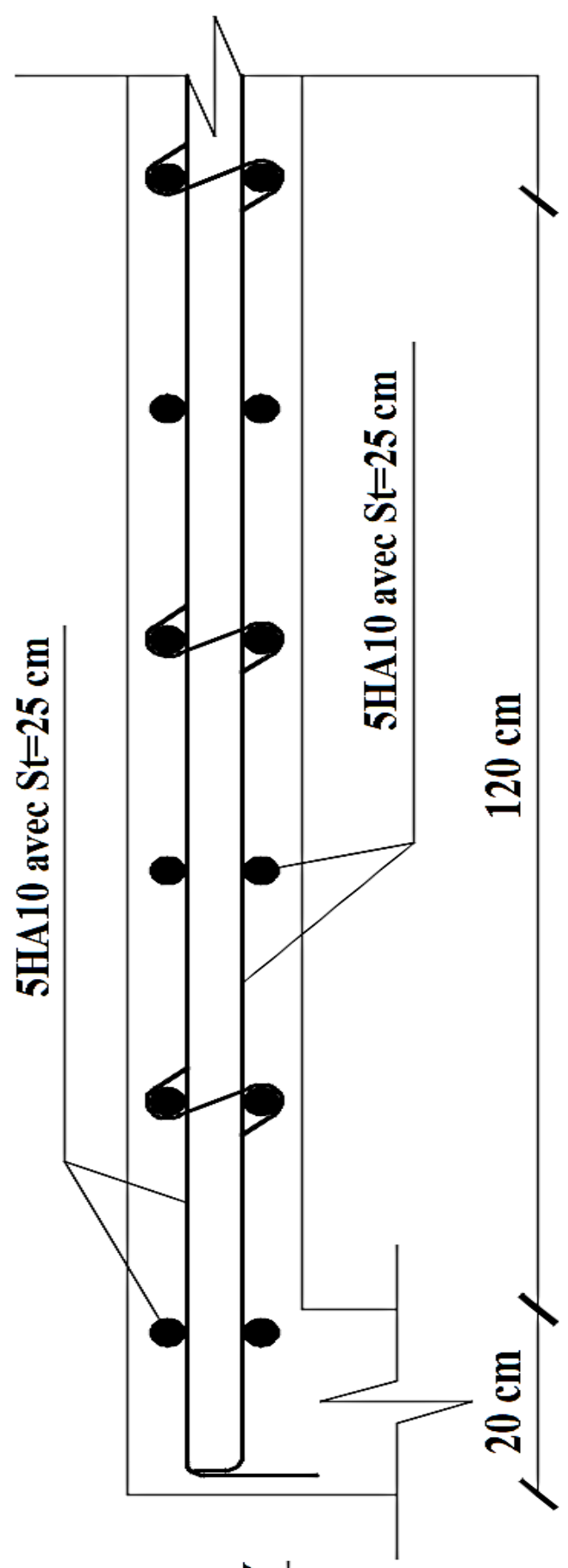
- Aux appuis (Suivant les deux sens) : A_{adoptée} = 5HA10 = 3.93 cm² /Avec : S_t = 25 cm.
- En travée (Suivant les deux sens) : A_{adoptée} = 5HA10 = 3.93 cm² /Avec : S_t = 25 cm.

5HA10 avec St=25 cm

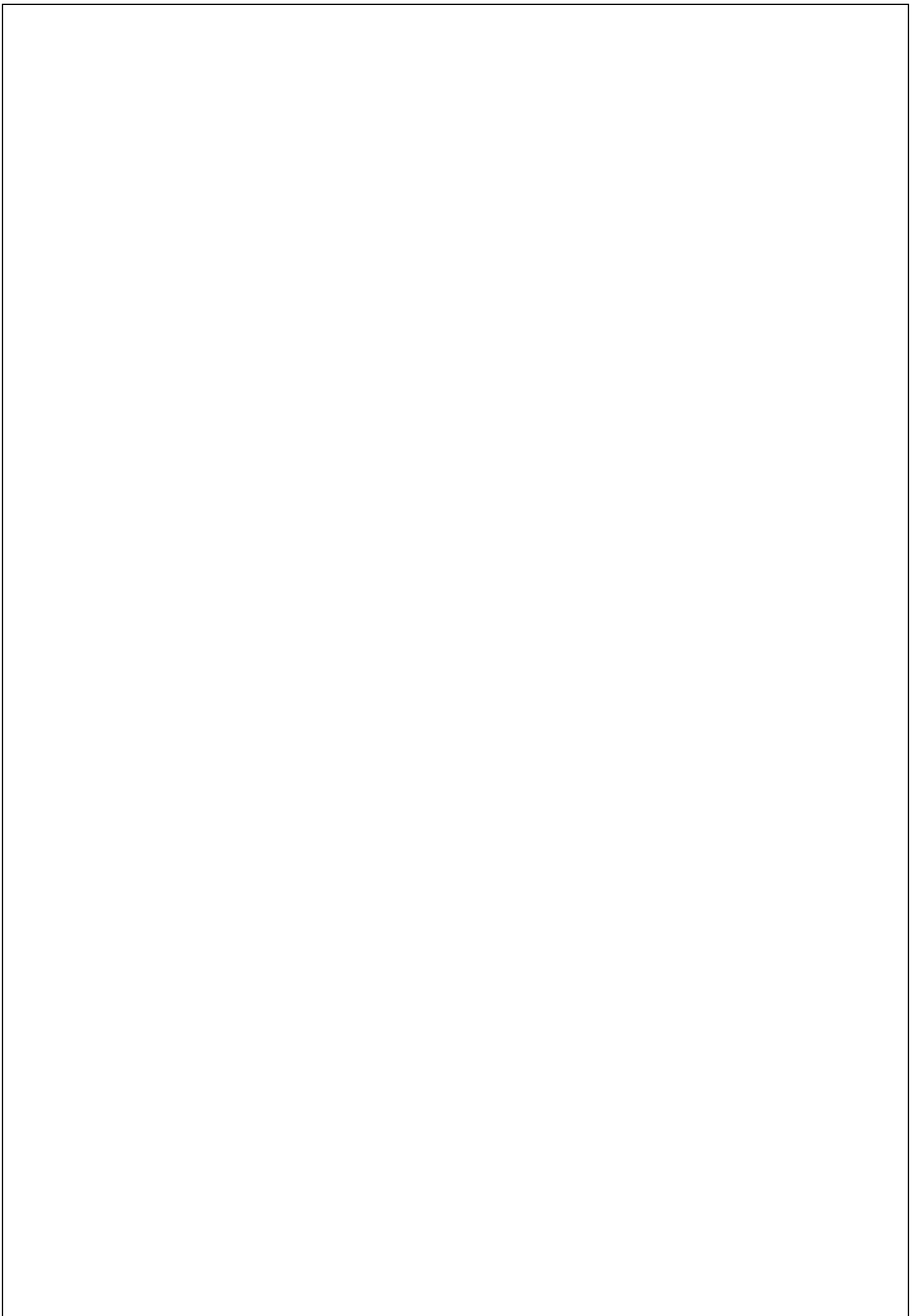


Sens X-X

5HA10 avec St=25 cm



Sens Y-Y



III.6-Les Escaliers :

III.6.1-Introduction :

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

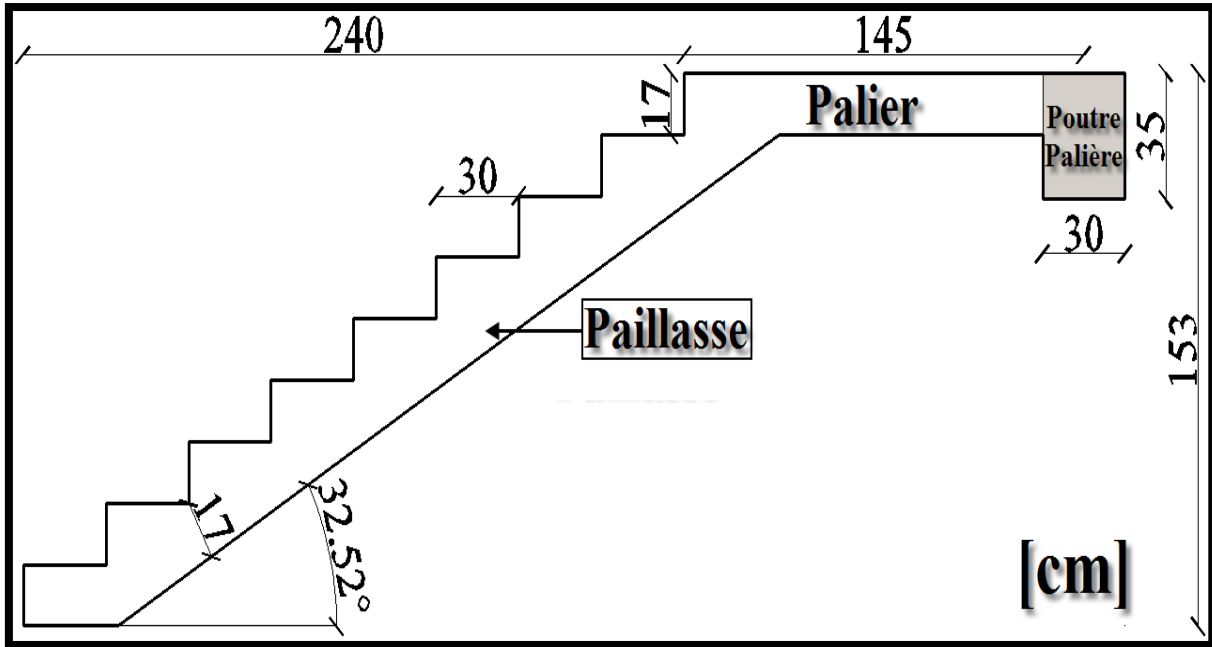


Figure III.6.1-Schématisation (2D) de l'escalier.

III.6.2-Détermination des efforts internes :

III.6.2.1-Charges revenant à l'escalier :

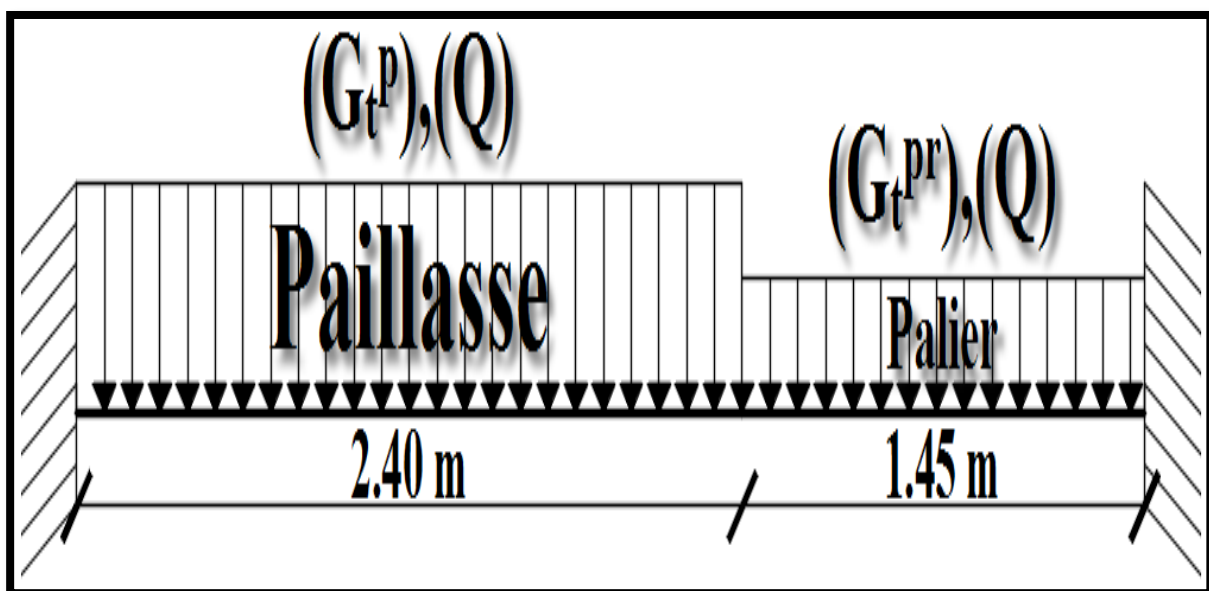


Figure III.6.2-Schématisation (2D) des charges revenant à l'escalier.

Tableau III.6.1-Charge permanente totale (G_t^P) de la paillasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Paillasse	0.170/cos(32.52)	25	5.04
Marches	0.170/2	25	2.13
Revêtement en carrelage	0.020 × 2	20	0.80
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Garde-corps	-	0.2	0.20
Charge permanente totale (G_t^P)			9.20

Tableau III.6.2-Charge permanente totale (G_t^{Pr}) du palier revêtu.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Palier	0.170	25	4.25
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t^{Pr})			5.68

III.6.2.2-Calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Paillasse)} : \left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = [(1.35 \times G_t^P) + (1.5 \times Q)] \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 9.20) + (1.5 \times 2.5)] \\ q_{u1} = 16.16 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \\ \text{(Palier)} : \left\{ \begin{array}{l} q_{u2} = [(1.35 \times G_t^{Pr}) + (1.5 \times Q)] \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 5.68) + (1.5 \times 2.5)] \\ q_{u2} = 11.42 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

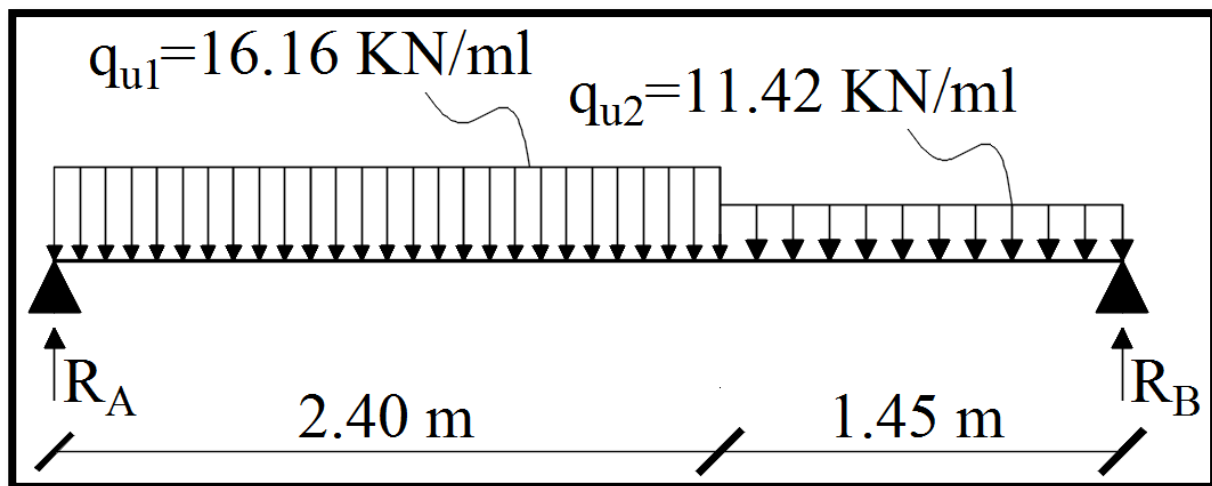


Figure III.6.3-Schématization (2D) de l'escalier sous chargement à l'ELU.

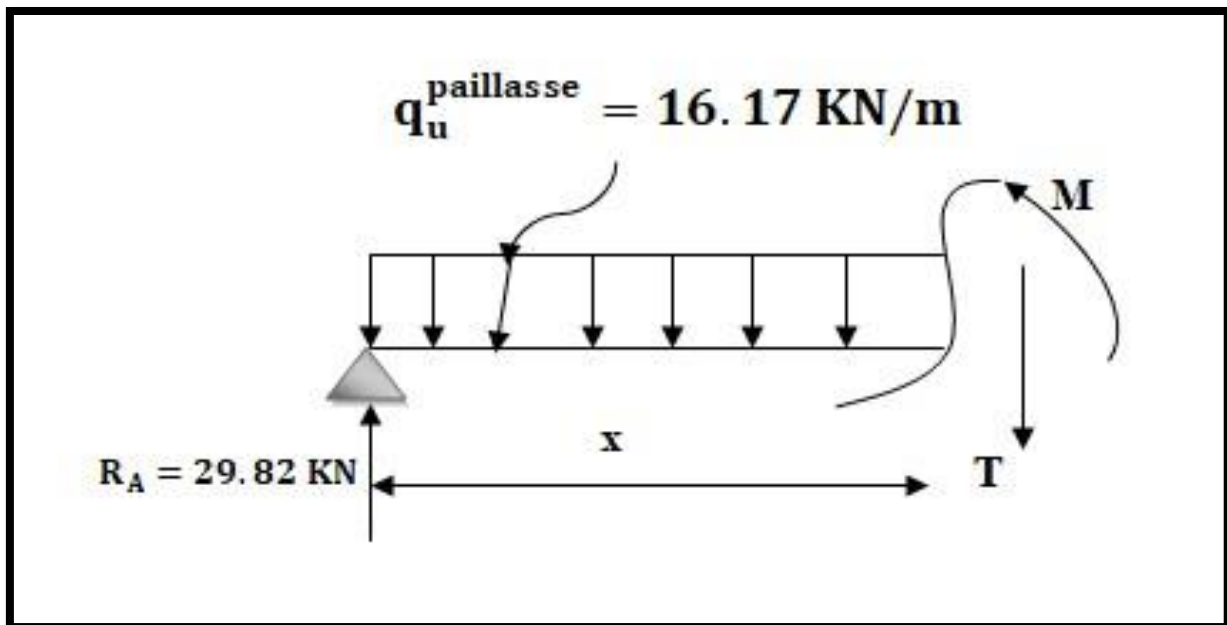
III.6.2.2.1-Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{cases} \sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 16.16 \times 2.40 + 11.42 \times 1.45 \\ \sum M_A = 0 \rightarrow 16.16 \times \frac{2.40^2}{2} + 11.42 \times 1.45 \left[\frac{1.45}{2} + 2.40 \right] = 3.85R_B \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A = 25.54 \text{ KN} \\ R_B = 29.82 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.2.2.2- calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- **1^{er} tronçon: (0.00m ≤ x ≤ 2.4m)**



- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = 29.82 - 16.16x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x = 0\text{m}) = 29.82\text{KN} \\ x = 2.4\text{m} \rightarrow T(x = 2.4\text{m}) = -8.98\text{KN} \end{cases}$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

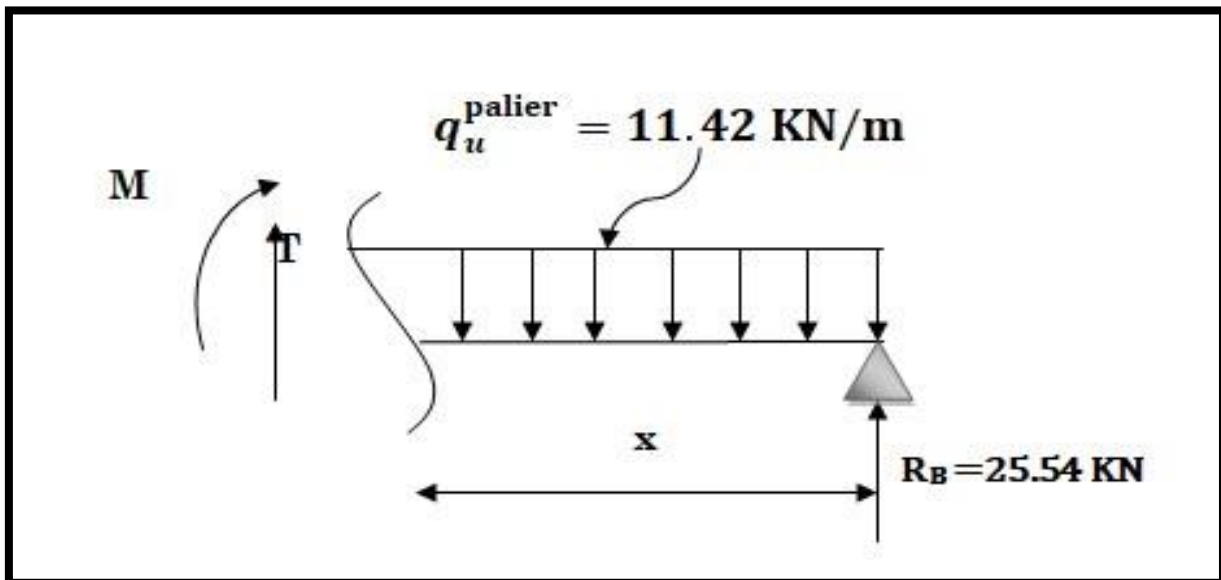
$$M_z(x) = 29.82x - 16.16 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z(x = 0) = 0\text{KN} \\ x = 2.4\text{m} \rightarrow M_z(x = 2.4\text{m}) = 25\text{KN} \end{cases}$

- Moment maximum :

$$\begin{cases} T(x) = 0 \rightarrow M_z = M_{z\max} \\ \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow 29.82 - 16.16X_{tm} = 0 \\ X_{tm} = \frac{29.37}{15.63} = 1.84\text{m} \\ M_{z\max} = M_z(X_{tm} = 1.84\text{m}) = 27.49\text{KN.m} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon: (0.00m < x < 1.45m)



- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante:

$$T(x) = 11.42x - 25.54$$

Pour: $\begin{cases} x = 0\text{ m} \rightarrow T(x = 0) = -25.54\text{ KN.} \\ x = 1.45\text{ m} \rightarrow T(x = 1.45) = -8.98\text{ KN.} \end{cases}$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z(x) = 25.54x - 11.42 \frac{x^2}{2}$$

Pour: $\begin{cases} x = 0\text{ m} \rightarrow M_z(x = 0\text{ m}) = 0\text{ KN.m} \\ x = 1.45\text{ m} \rightarrow M_z(x = 1.45\text{ m}) = 25\text{ KN.m} \end{cases}$

- Le moment fléchissant aux appuis et en travées:

Aux appuis: $\begin{cases} M_{ua} = -0.3M_{z\max} \\ M_{ua} = -0.3 \times 27.49 = 8.25\text{ KN.m} \end{cases}$

En travées: $\begin{cases} M_{ut} = 0.85M_{z\max} \\ M_{ut} = 0.85 \times 27.42 = 23.307\text{ KN.m} \end{cases}$

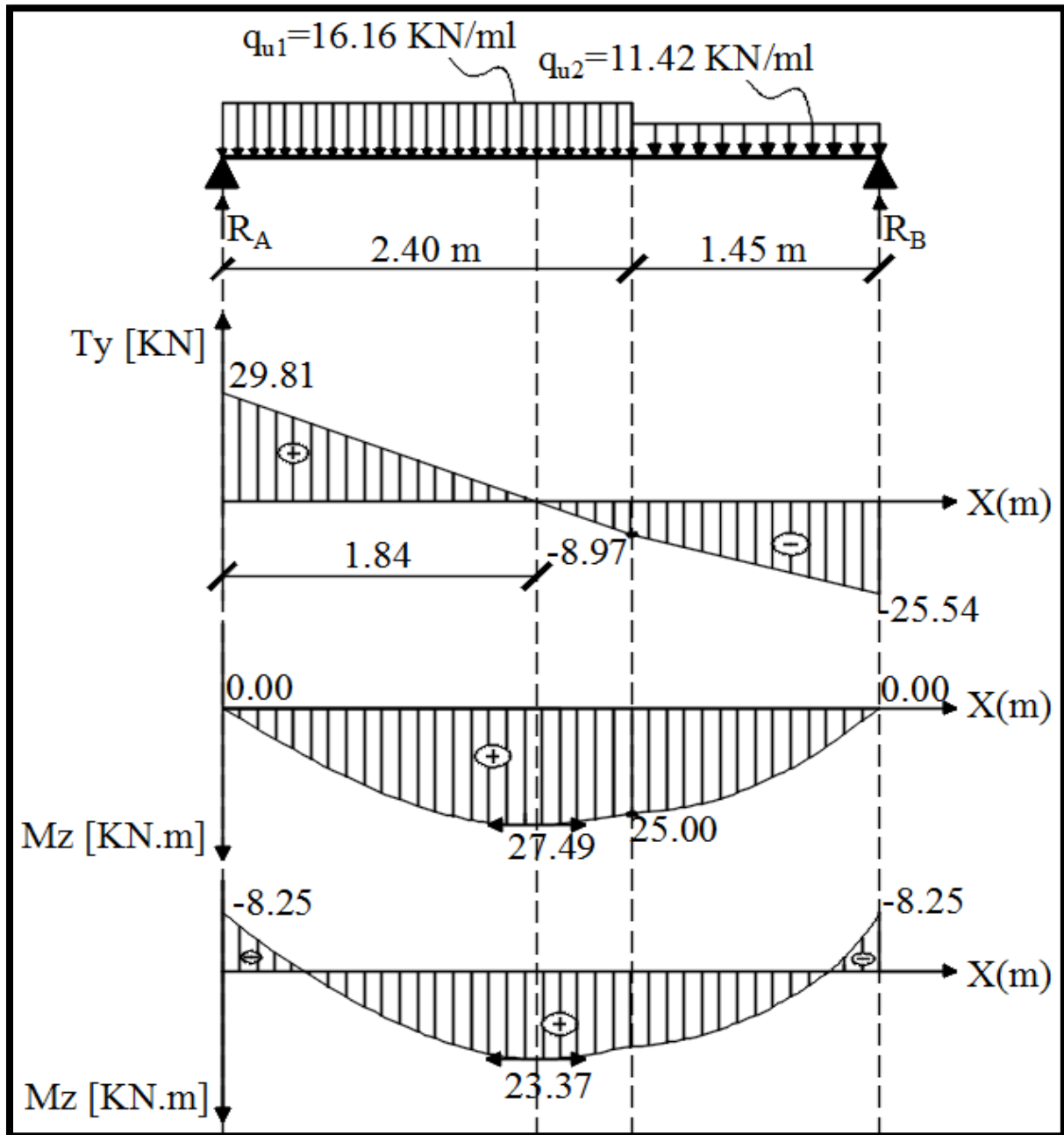


Figure III.6.4-Diagrammes des efforts internes à l'EL

III.6.2.3-Calcul à l'ELS :

$$\text{Paillasse : } \begin{cases} q_{s1} = [(G_t^p) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(9.20) + (2.5)] \\ q_{s1} = 11.70\text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} q_{s2} = [(G_t^{pr}) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(5.68) + (2.5)] \\ q_{s2} = 8.18 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

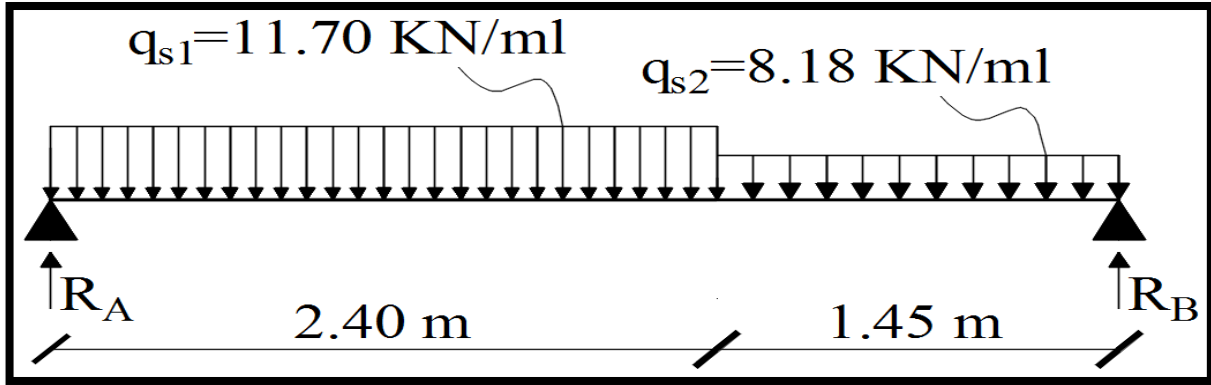


Figure III.6.5-Schématization (2D) de l'escalier sous chargement à l'ELS.

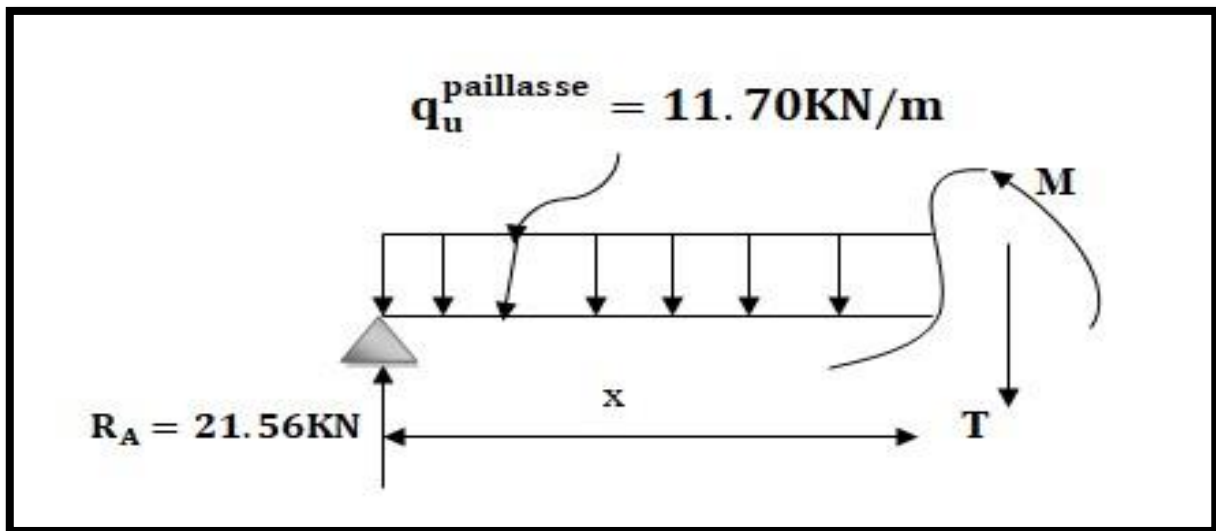
III.6.2.3.1-Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.70 \times 2.40 + 8.18 \times 1.45 \\ \sum M/A = 0 \rightarrow 11.70 \times \frac{2.40^2}{2} + 8.18 \times 1.45 \left[\frac{1.45}{2} + 2.40 \right] = 3.85R_B \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A = 21.56 \text{ KN} \\ R_B = 18.38 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.2.3.2-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon: (0.00m ≤ x ≤ 2.40m):



- L'effort tranchant donné par est l'équation suivante :

$$T(x) = 21.56 - 11.70x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T(x = 0) = 21.56 \text{ KN} \\ x = 2.4\text{m} \rightarrow T(x = 2.4) = -6.52 \text{ KN} \end{cases}$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

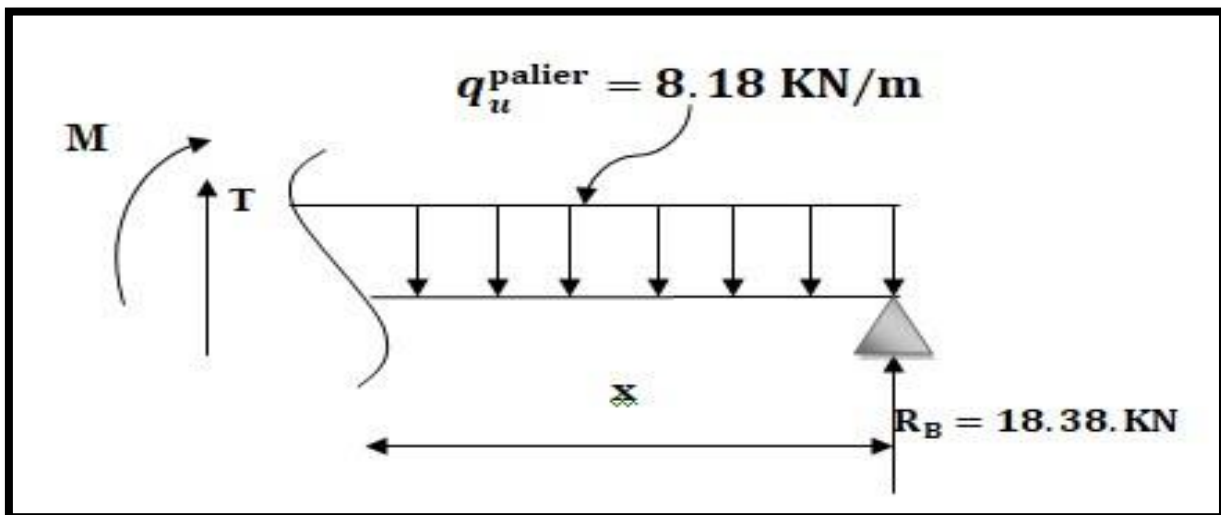
$$M_z(x) = 21.56x - 11.70 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4\text{m} \rightarrow M_z(x = 2.4\text{m}) = -18.05 \text{ KN} \end{cases}$

- Moment maximum

$$\begin{cases} T(x) = 0 \rightarrow M_z = M_{z\max} \\ \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow 21.56 - 11.70x_{tm} = 0 \\ x_{tm} = \frac{21.56}{11.70} = 1.84\text{m} \\ M_{z\max} = M_z(x_{tm} = 1.84\text{m}) = 19.86\text{KN.m} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon: (0.00m ≤ x < 1.45m):



- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante:

$$T(x) = 8.18x - 18.38$$

Pour: $\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(x = 0) = -18.38 \text{ KN.} \\ x = 1.45\text{m} \rightarrow T(x = 1.45) = -6.52 \text{ KN.} \end{cases}$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z(x) = 18.38x - 8.18 \frac{x^2}{2}$$

Pour: $\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z(x = 0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.45\text{m} \rightarrow M_z(x = 1.45\text{m}) = 18.05 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Le moment fléchissant aux appuis et en travées:

Aux appuis: $\begin{cases} M_{ua} = -0.3M_{zmax} \\ M_{ua} = -0.3 \times 19.86 = 5.96 \text{ KN.m} \end{cases}$

En travées: $\begin{cases} M_{ut} = 0.85M_{zmax} \\ M_{ut} = 0.85 \times 19.86 = 16.88 \text{ KN.m} \end{cases}$

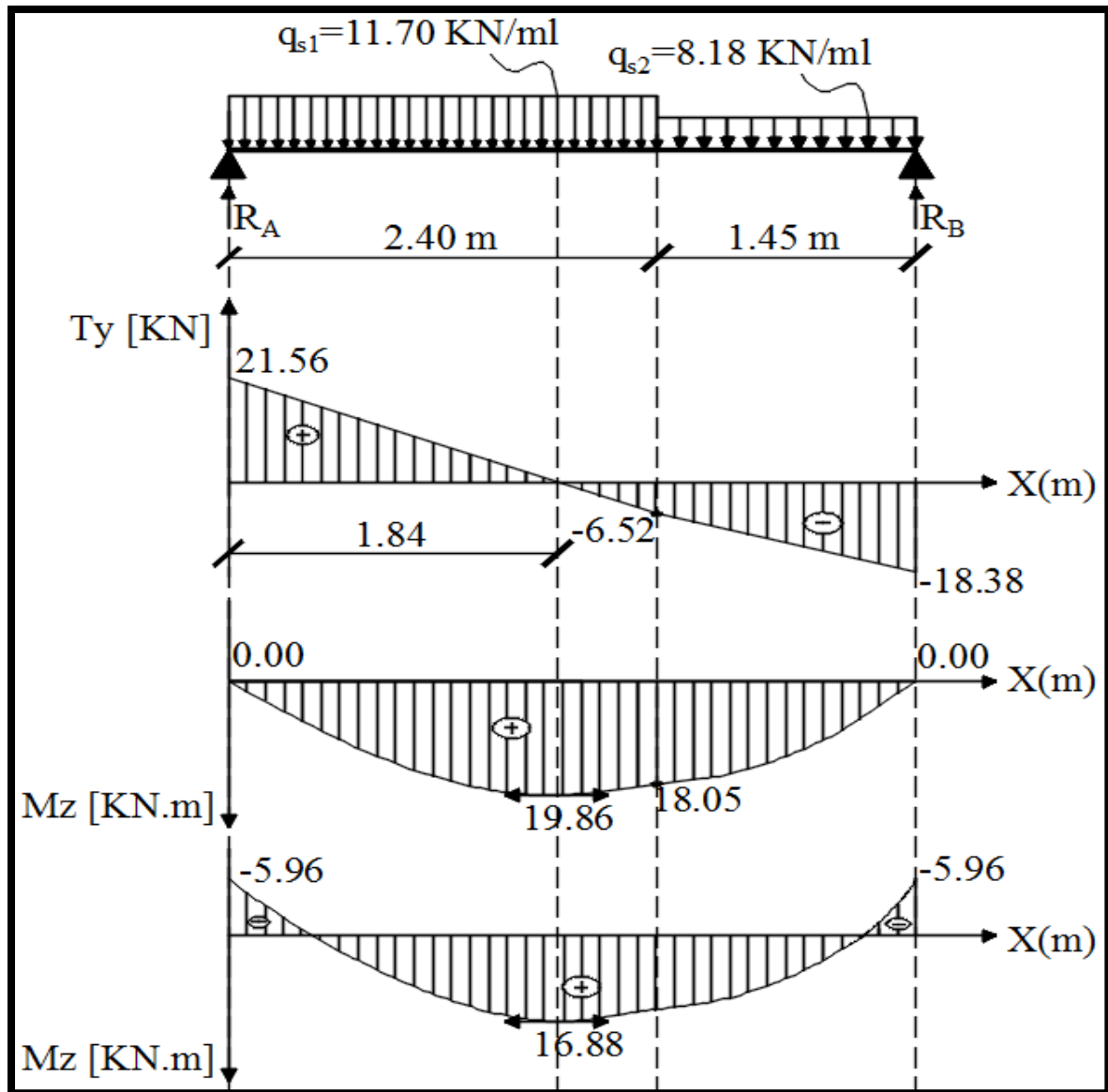


Figure III.6.6-Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.6.3-Calcul du ferrillage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

Aux appuis :

- Calcul du moment réduit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.25 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.026 \\ (\mu_u = 0.026) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \end{array} \right.$$

- Calcul de la section d'armateurs longitudinales (principales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\mu_u = 0.026) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.987) \\ A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.25 \times 10^2}{0.987 \times 15 \times 34.8} = 1.60 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Calcul de la section d'armateurs transversales (répartition) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = 1.41 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En travée :

- Calcul du moment réduit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.37 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.073 \\ (\mu_u = 0.073) < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \end{array} \right.$$

- Calcul de la section d'armateurs longitudinales (principales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\mu_u = 0.073) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.963) \\ A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.37 \times 10^2}{0.963 \times 15 \times 34.8} = 4.65 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Calcul de la section d'armateurs transversales (répartition) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = 1.41 \text{ cm}^2 \\ (A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.6.4-Vérification à l'ELU :

III.6.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$A_{st} \geq A_{CNF}$$

Vérification :

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $[(A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.81 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV}$

En travée : $[(A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.81 \text{ cm}^2)] \rightarrow \text{CV}$

III.6.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \\ (\text{FPP}) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29.81 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.20 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.6.4.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.6.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_l = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{29.81 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.17 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.6.4.5-Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{Armatures principales : } \begin{cases} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Armatures de répartition : } \begin{cases} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow ? \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.6.5-Vérification à l'ELS :

III.6.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

• **Aciers :**

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq \bar{\sigma}_{st} \\ \bar{\sigma}_{st} &= 348 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.377 \right) &\rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.905) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{5.96 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 5.65 \times 10^2} &= 77.71 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 77.71 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}) &\rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{16.88 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 5.65 \times 10^2} &= 220.08 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 220.08 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}) &\rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right.$$

• **Béton :**

$$\begin{aligned} \sigma_b &\leq \bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_b &= 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{aligned} (\rho_1 = 0.377) &\rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 37.63) \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{77.71}{37.63} &= 2.10 \text{ MPa} \\ (\sigma_b = 2.10 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}) &\rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220.08}{37.63} &= 5.85 \text{ MPa} \\ (\sigma_b = 5.85 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}) &\rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right.$$

III.6.5.2-Flèche de l'escalier : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

$$\begin{cases} \left[\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \right] \\ \left[\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{M_t^S}{M_0} \right) \right] \\ \left[\left(\frac{A_t}{b \times d} \right) < \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \right] \end{cases}$$

Vérification :

$$\left\{ \left[\left(\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) \right] \right\} \rightarrow \text{CNV}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire :

$$\left(f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \right) \leq \left(\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm} \right)$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0038} = 2.211 \end{cases}$$

$$\mu = \max \left[0 ; \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} \right) \right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 220.08 + 2.1} \right) = 0.33$$

$$\begin{cases} y_1 = \frac{b \times \left(\frac{h^2}{2} \right) + 15 \times A_{st} \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \left(\frac{17^2}{2} \right) + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8.81 \text{ cm} \\ y_2 = h - y_1 = 17 - 8.81 = 8.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (y_2 - 2)^2 \\ I_0 = (8.81^3 + 8.19^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.19 - 2)^2 = 54352.33 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 54352.33}{1 + 0.33 \times 2.211} = 34566.68 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

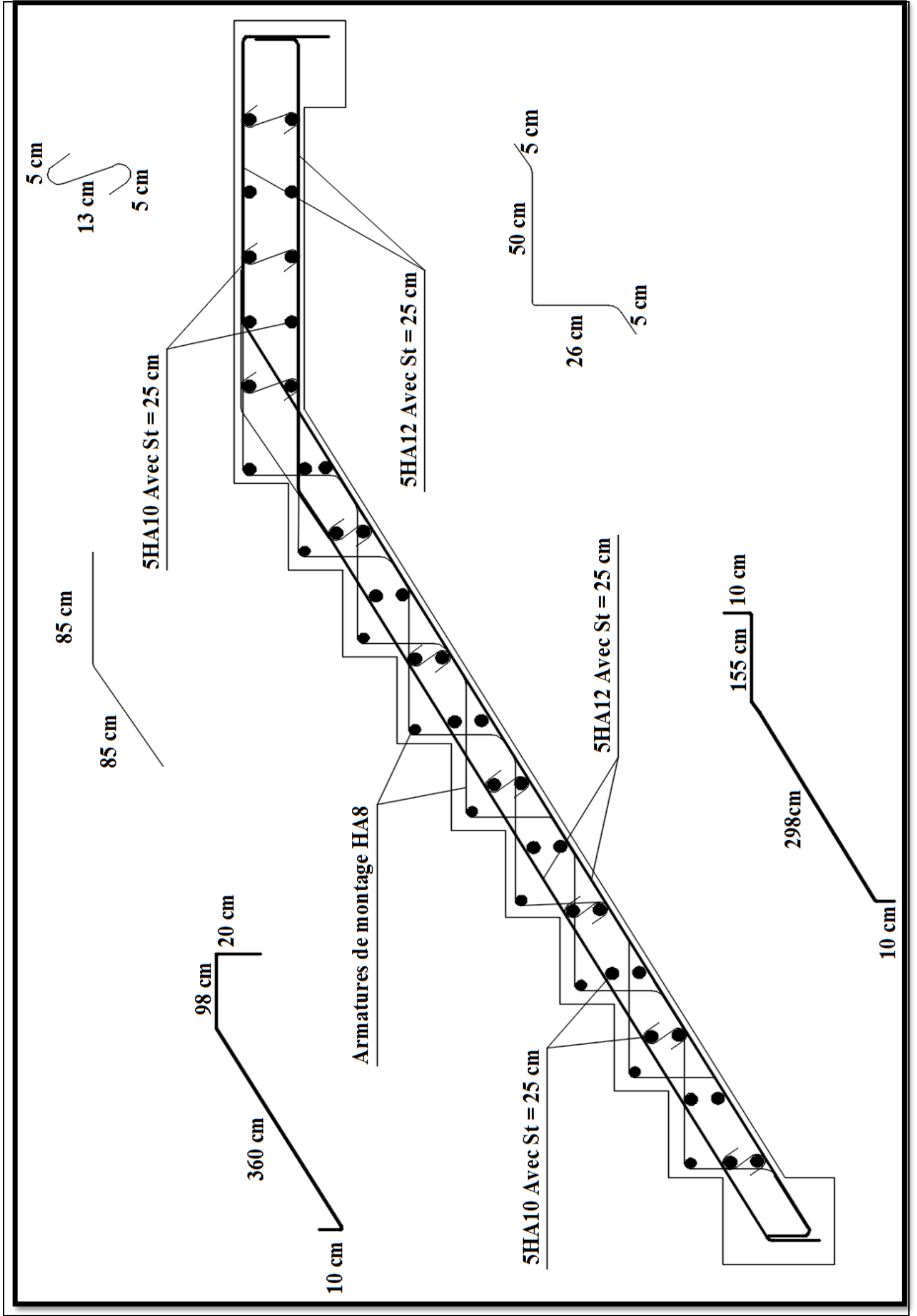
Vérification :

$$\left\{ f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16.88 \times 10^2 \times 385^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 34566.68} = 0.67 \text{ cm} \right. \\ \left. (f = 0.67 \text{ cm}) < (\bar{f} = 0.77 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \right.$$

III.6.6-Conclusion

Après toute vérification, le ferrailage des escaliers (Appuis/Travées) est validé comme suite :

- Armatures principales : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ / Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$



III.7-Les Planchers :

III.7.1-Introduction :

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm, sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (Ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

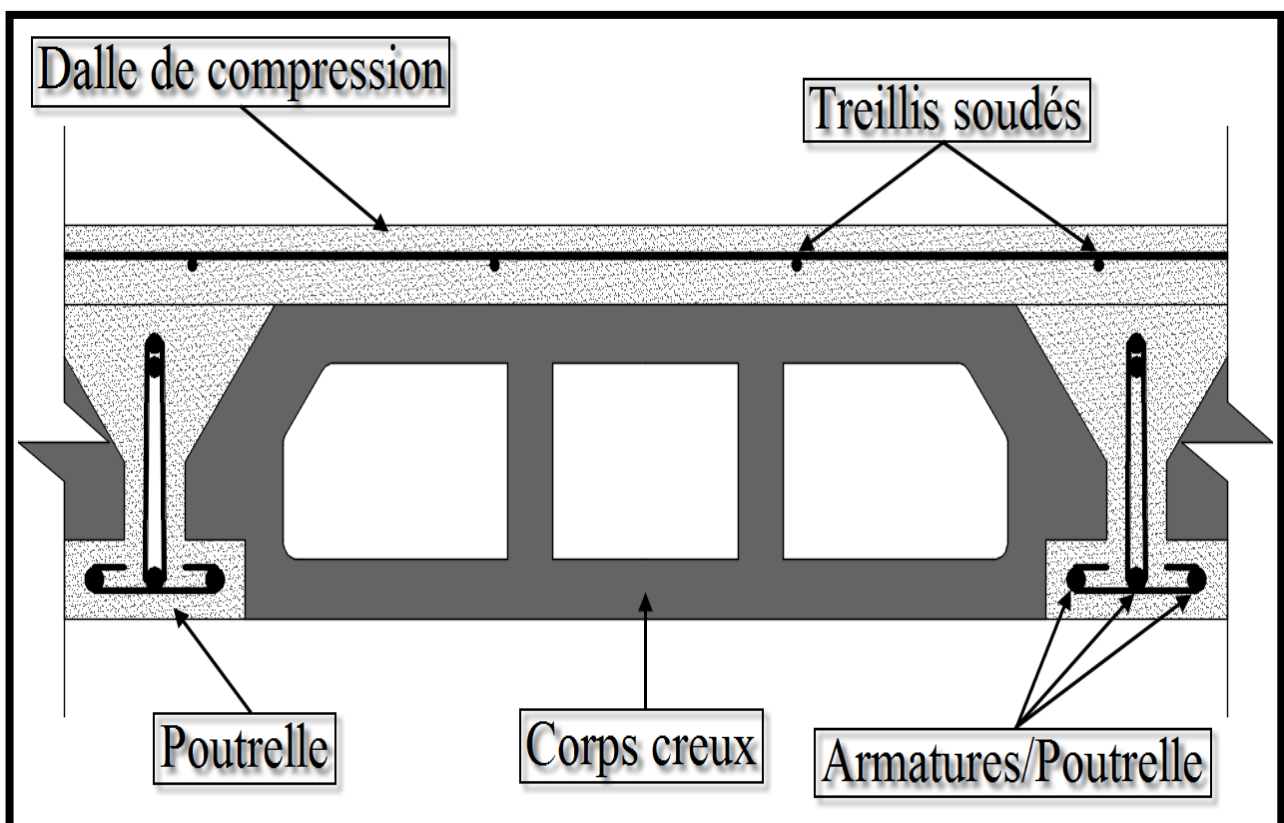


Figure III.7.1-Schématization (2D) du plancher corps creux.

III.7.2-Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de (4cm) d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- (20 cm) pour les armatures(A_{\perp}) perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- (33 cm) pour les armatures ($A_{//}$) parallèles aux nervures (poutrelles).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\begin{cases} A_{\perp}[\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow l' \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp}[\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{4 \times l'}{f_e} \rightarrow 50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} l' : \text{Entre axes des poutrelles.} \\ f_e : \text{limite d'élasticité de l'acier utilisé.} \end{cases}$

Pour notre projet :

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA6} = 1.70 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$\begin{cases} A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \right) \\ (A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA6} = 1.70 \text{ cm}^2) \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

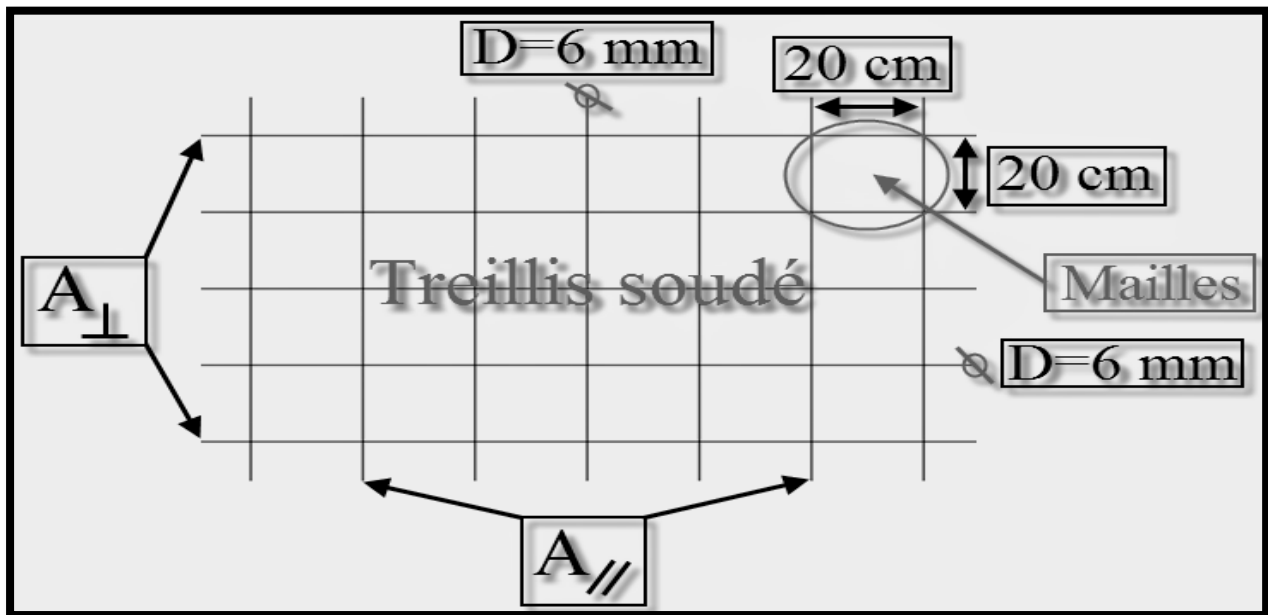


Figure III.7.2-Schématization (2D) du treillis soudé requis pour les planchers corps creux.

III.7.3-Ferraillage des poutrelles :

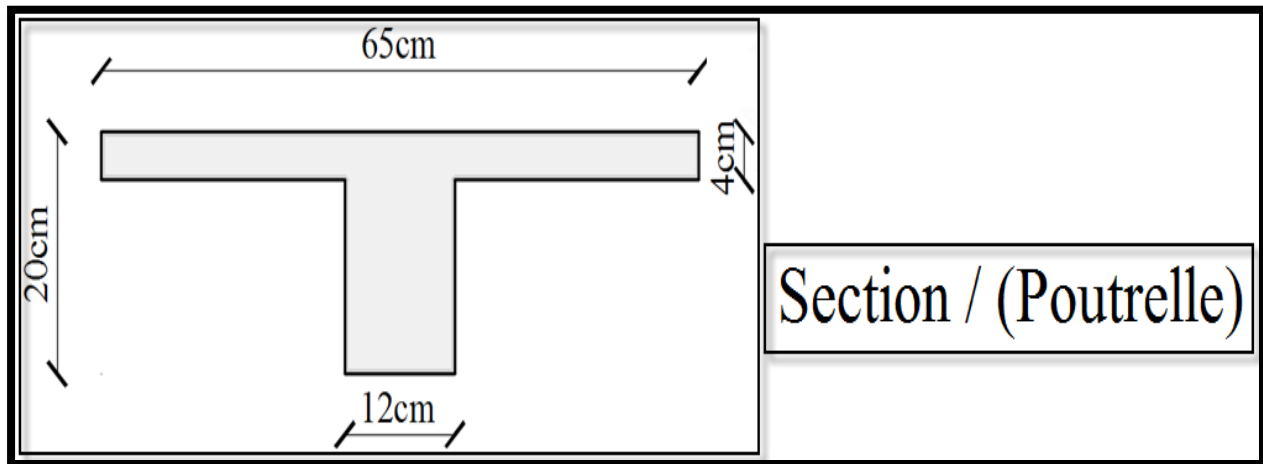
III.7.3.1-Introduction :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombres d'appuis.

III.7.3.2-Ferraillage des poutrelles : (Après coulage de la dalle de compression)

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en (Te) encastrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.



- **Combinaison de charges :**

$$\begin{cases} G_{\text{Poutrelle}} = G_{\text{Plancher}} \times l' = 5.92 \times 0.65 = 3.33 \text{ KN/ml} \\ Q_{\text{Poutrelle}} = Q_{\text{Plancher}} \times l' = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{(ELU): } \begin{cases} q_u = 1.35 \times G_{\text{Poutrelle}} + 1.5 \times Q_{\text{Poutrelle}} = 1.35 \times 3.33 + 1.5 \times 0.98 \\ q_u = 5.97 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{(ELS): } \begin{cases} q_s = G_{\text{Poutrelle}} + Q_{\text{Poutrelle}} = 3.33 + 0.98 \\ q_s = 4.31 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

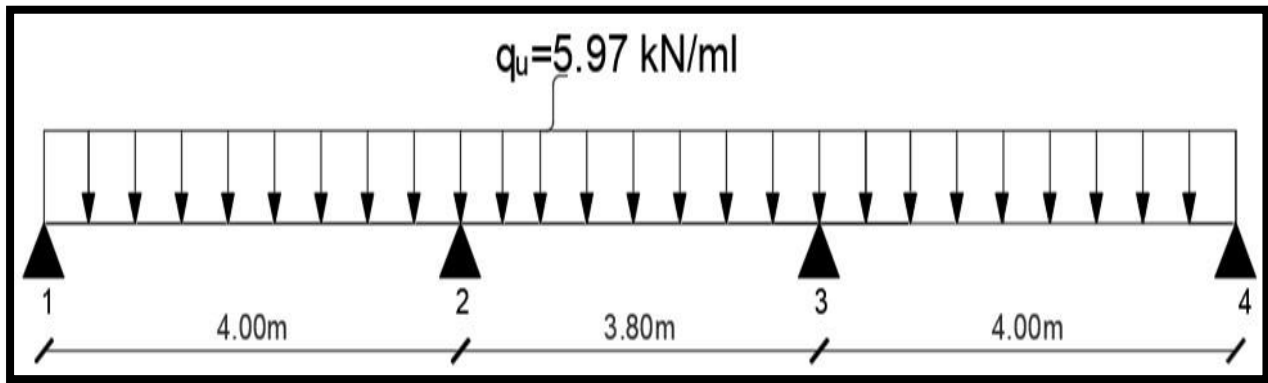


Figure III.7.3-Schématization (2D) de la poutrelle sous chargement à l'ELU.

III.7.3.3-Détermination des efforts internes :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

III.7.3.3.1-Justification de la méthode appliquée (Méthode forfaitaire) :

- La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$.

$$(Q_{\text{Poutrelle}} = 0.98 \text{ KN/ml}) \leq \max[(2 \times G_{\text{Poutrelle}} = 6.66 \text{ KN/ml}) ; 5 \text{ KN/m}^2] \rightarrow \text{CV}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

Section transversale (constante) \rightarrow Moment d'inertie (constant) \rightarrow CV

- Fissuration considérée comme peu – préjudiciable \rightarrow CV
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \left[\left(\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.00 \text{ m}}{3.80 \text{ m}} = 1.05 \right) ; \left(\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.80 \text{ m}}{4.00 \text{ m}} = 0.95 \right) \right] \leq 1.25 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction des l'hypothèse, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

III.7.3.2-Calcul des moments sur appuis :

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$: Pour une poutre a deux travées.
- $0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travée.
- $0,4M_0$: Pour les autre appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.

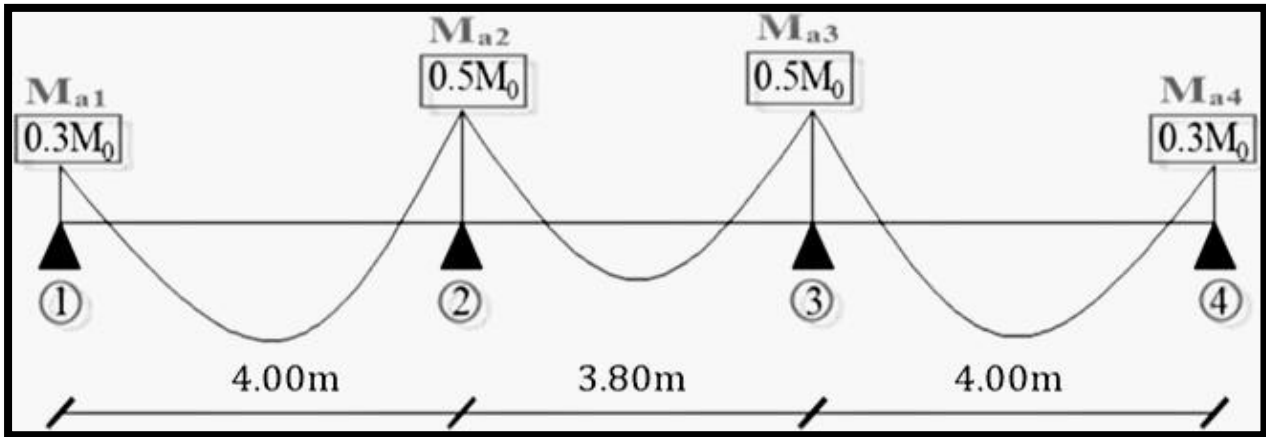


Figure III.7.4-Calcul des moments sur appuis selon la méthode forfaitaire.

$$\text{(Appui 1): } \left\{ M_{a1} = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times \left(q_u \times \frac{l^2}{8} \right) = 0.3 \times \left(\frac{5.97 \times 4.00^2}{8} \right) = 3.58 \text{ KN. m} \right.$$

$$\text{(Appui 2): } \left\{ M_{a2} = 0.5 \times M_{01} = 0.5 \times \left(q_u \times \frac{l^2}{8} \right) = 0.5 \times \left(\frac{5.97 \times 4.00^2}{8} \right) = 5.97 \text{ KN. m} \right.$$

$$\text{(Appui 3): } \left\{ M_{a3} = 0.5 \times M_{03} = 0.5 \times \left(q_u \times \frac{l^2}{8} \right) = 0.5 \times \left(\frac{5.97 \times 4.00^2}{8} \right) = 5.97 \text{ KN. m} \right.$$

$$\text{(Appui 4): } \left\{ M_{a4} = 0.3 \times M_{03} = 0.3 \times \left(q_u \times \frac{l^2}{8} \right) = 0.3 \times \left(\frac{5.97 \times 4.00^2}{8} \right) = 3.58 \text{ KN. m} \right.$$

III.7.3.3-Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$\text{Travées [(1 - 2); (3 - 4)]} \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \left(\alpha = \frac{Q_{\text{poutrelle}}}{G_{\text{poutrelle}} + Q_{\text{poutrelle}}} = \frac{0.98}{3.33 + 0.98} = 0.23 \right) \leq \frac{2}{3} \\ 1.2 + (0.3 \times \alpha) = 1.2 + (0.3 \times 0.20) = 1.26 \\ M_t \geq \left[\left(\frac{1.2 + (0.3 \times \alpha)}{2} \right) \times M_{01} = \frac{1.26}{2} \times 11.94 \right] \\ M_t \geq 7.52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha) \times M_{01} ; 1.05 \times M_{01}] - \left(\frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \right) \\ M_t \geq \left[12.76 - \left(\frac{3.58 + 5.97}{2} \right) \right] \\ M_t \geq 8.00 \text{ KN.m} \\ \rightarrow M_t = 8.00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Travée intermédiaire :

$$\text{Travée (2 - 3)} \left\{ \begin{array}{l} 1 + (0.3 \times \alpha) = 1 + (0.3 \times 0.23) = 1.06 \\ M_t \geq \left[\left(\frac{1 + (0.3 \times \alpha)}{2} \right) \times M_{02} = \frac{1.06}{2} \times 10.77 \right] \\ M_t \geq 5.71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha) \times M_{02} ; 1.05 \times M_{02}] - \left(\frac{M_{a2} + M_{a3}}{2} \right) \\ M_t \geq \left[11.53 - \left(\frac{5.97 + 5.97}{2} \right) \right] \\ M_t \geq 5.56 \text{ KN.m} \\ \rightarrow M_t = 6.00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

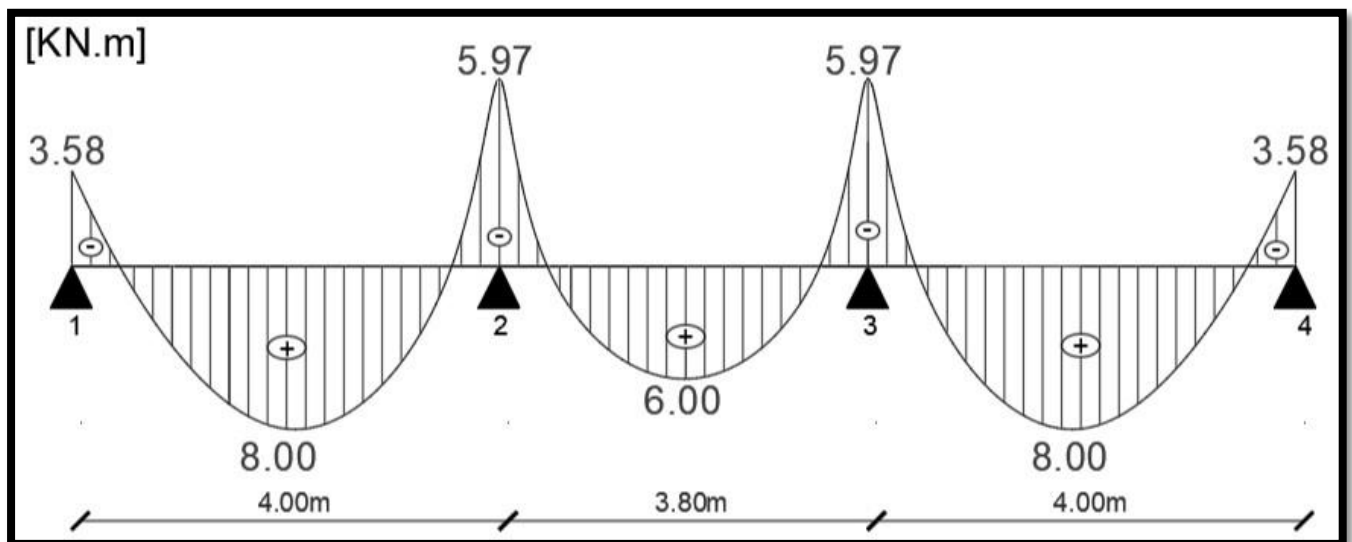


Figure III.7.5-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

III.7.3.4-Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Travée (1 - 2)} \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a2} - M_{a1}}{l} = \frac{5.97 \times 4.00}{2} + \frac{5.97 - 3.58}{4.00} = 12.54 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a2} - M_{a1}}{l} = -\frac{5.97 \times 4}{2} + \frac{5.97 - 3.58}{4.00} = -11.34 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (2 - 3)} \left\{ \begin{aligned} T_2 &= \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a2}}{l} = \frac{5.97 \times 3.80}{2} + \frac{5.97 - 5.97}{3.80} = 11.34 \text{ KN} \\ T_3 &= -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a2}}{l} = -\frac{5.97 \times 3.80}{2} + \frac{5.97 - 5.97}{3.80} = -11.34 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (3 - 4)} \left\{ \begin{aligned} T_3 &= \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a3}}{l} = \frac{5.97 \times 4.00}{2} + \frac{3.58 - 5.97}{4.00} = 11.34 \text{ KN} \\ T_4 &= -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a3}}{l} = -\frac{5.97 \times 4.00}{2} + \frac{3.58 - 5.97}{4.00} = -12.54 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

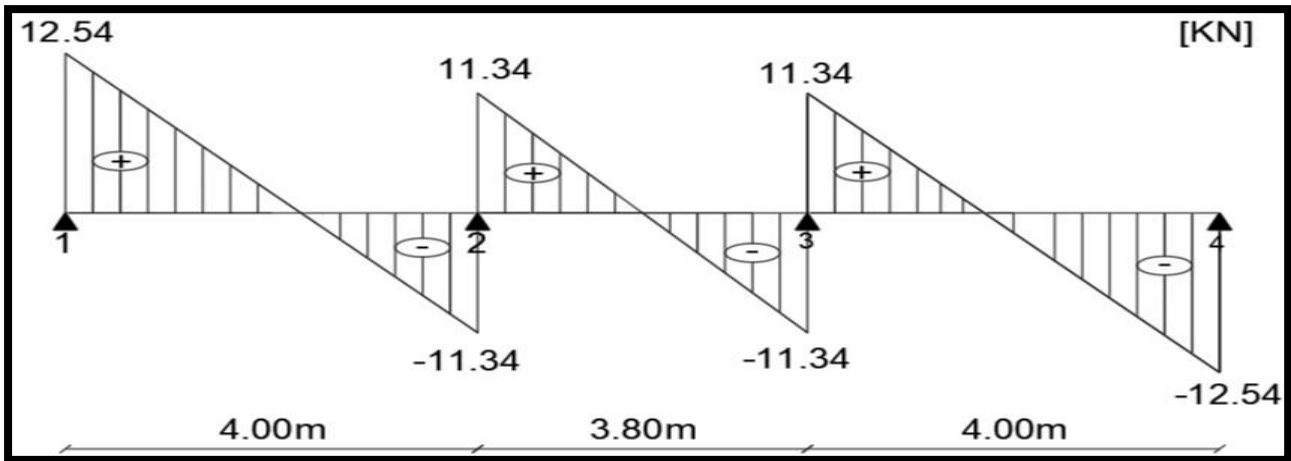


Figure III.7.6-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.7.3.4-Calcul des armatures : (Section en T)

III.7.3.4.1-Armatures longitudinales : (FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)

- Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{\text{table}} &= b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 1.42 \times (0.16) = 59.07 \text{ KN.m} \\ (M_t^{\text{max}} = 8.00 \text{ KN.m}) &< (M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}) \\ &\rightarrow \text{La table n'est pas entièrement comprimée} \end{aligned} \right.$$

(En travée) :

→ Le calcul est analogue à celui d'une section rectangulaire (65 × 20)cm²

→ Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.00 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.026$$

($\mu_u = 0.026$) < ($\mu_l = 0.392$) → SSA

→ Calcul de la section d'armatures :

($\mu_u = 0.026$) → Tableau → ($\beta = 0.987$)

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.00 \times 10^2}{0.987 \times 18 \times 34.8} = 1.29 \text{ cm}^2$$

($A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$)

(Aux appuis) :

→ Le calcul est analogue à celui d'une section rectangulaire (12 × 20)cm²

→ Calcul du moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.97 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.108$$

($\mu_u = 0.108$) < ($\mu_l = 0.392$) → SSA

→ Calcul de la section d'armatures :

($\mu_u = 0.108$) → Tableau → ($\beta = 0.943$)

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.97 \times 10^2}{0.943 \times 18 \times 34.8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

($A_{\text{adoptée}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$)

III.7.3.4.2-Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91V99)

Diamètre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_t \leq \left[\min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b_0}{10} \right) = \min(5.71 ; 12 ; 12) = 5.71 \text{ mm} \right] \\ \rightarrow \varnothing_t = 6 \text{ mm} \end{array} \right. \\ \rightarrow \text{Soit : (Un étrier) en HA6} \end{array} \right.$$

Espacement : (Art A. 5.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq [\min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}] \\ \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.7.4-Vérification à l'ELU :

III.7.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$A_{st} \geq A_{CNF}$$

Vérification :

$$(En\ travée): \begin{cases} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \\ [(A_{adoptée} = 3.39 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 1.41 \text{ cm}^2)] \rightarrow CV \end{cases}$$

$$(Aux\ appuis): \begin{cases} A_{CNF} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 \\ [(A_{adoptée} = 1.57 \text{ cm}^2) > (A_{CNF} = 0.26 \text{ cm}^2)] \rightarrow CV \end{cases}$$

III.7.4.2-Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \left(\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ (FPP) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12.54 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa} \\ (\tau_u = 0.58 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{cases}$$

III.7.4.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

III.7.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow ? \\ \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} \text{Vérification :} \\ \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.54 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.69 \text{ MPa} \\ (\tau_{se} = 0.69 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \rightarrow CV \end{cases}$$

III.7.5-Vérification à l'ELS :

III.7.5.1-Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

• **Aciers :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(En travée) : } M_s = M_t^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 8.00 \times \frac{4.31}{5.97} = 5.78 \text{ KN.m} \\ \text{(Aux appuis) : } M_s = M_a^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5.97 \times \frac{4.31}{5.97} = 4.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\text{(En travée) : } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.560 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.837) \\ \sigma_s = \frac{5.78 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 113.17 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 113.17 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{(Aux appuis) : } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \right) \rightarrow (\beta_1 = 0.877) \\ \sigma_s = \frac{4.31 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 173.90 \text{ MPa} \\ (\sigma_s = 173.90 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

• **Béton :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow ? \\ \text{(Art A.4.5.2/BAEL91V99)} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\text{(En travée) : } \left\{ \begin{array}{l} (\rho_1 = 1.560) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 15.67) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{113.17}{15.67} = 7.22 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 7.22 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$(\text{Aux appuis}) : \begin{cases} (\rho_1 = 0.727) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 25.49) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{173.90}{25.49} = 6.82 \text{ MPa} \\ (\sigma_{bc} = 6.82 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.7.5.2-Flèche des poutrelles : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

Le calcul de la flèche est écarté, moyennant la justification de ces présentes conditions :

$$\begin{cases} \left[\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \right] \\ \left[\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{M_t^S}{M_0} \right) \right] \\ \left[\left(\frac{A_t}{b \times d} \right) < \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \right] \end{cases}$$

Vérification :

$$\left[\left(\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) \right] \rightarrow \text{CNV}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire :

$$\left(f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \right) \leq \left(\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm} \right)$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right) \times 0.016} = 1.03 \\ \mu = \max \left[0 ; \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} \right) \right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 113.17 + 2.1} \right) = 0.76 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_1 = \frac{b_0 \times \left(\frac{h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \left(\frac{h_0^2}{2} \right) + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_{st}} \\ y_1 = \frac{12 \times \left(\frac{20^2}{2} \right) + (65 - 12) \times \left(\frac{4^2}{2} \right) + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39} = 7.44 \text{ cm} \\ y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b_0}{3} + h_0 \times (b - b_0) \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2 \\ I_0 = (2393.2) \times \frac{12}{3} + 4 \times (53) \times [30.93] + 15 \times 3.39 \times (10.56)^2 = 21799.84 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 0.76 \times 1.03} = 13450.65 \text{ cm}^4$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{aligned} f &= \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.77 \times 10^2 \times 400^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 13450.65} = 0.64 \text{ cm} \\ (f = 0.64 \text{ cm}) &< (\bar{f} = 0.80 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right.$$

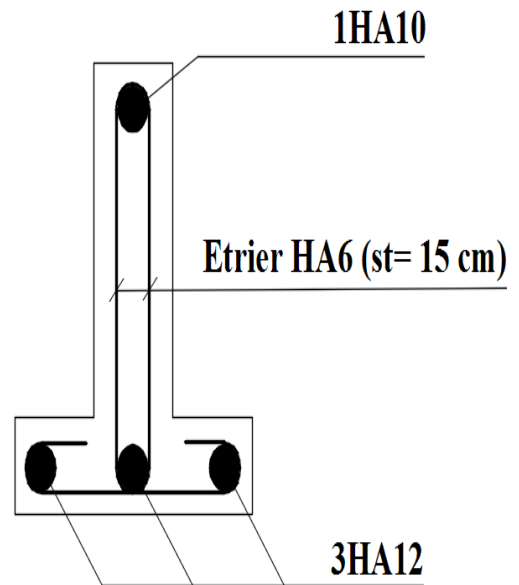
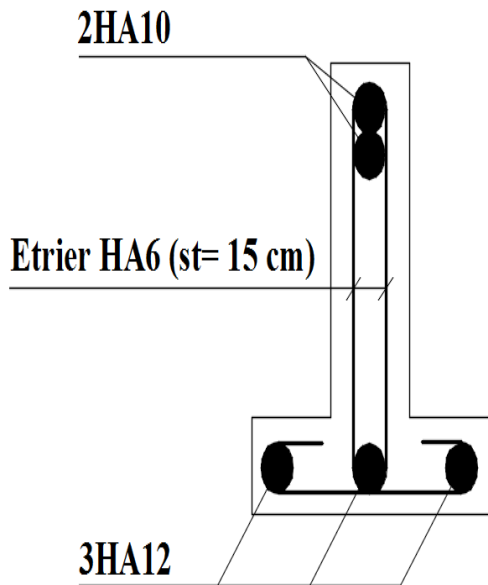
III.7.6-Conclusion :

Après toute vérification ; Le ferrailage de la dalle de compression est validé comme suite :

- Treillis soudés E520 (200 mm × 200 mm × 6 mm × 6 mm × 25 m × 2.4 m).

Le ferrailage des poutrelles est validé comme suite :

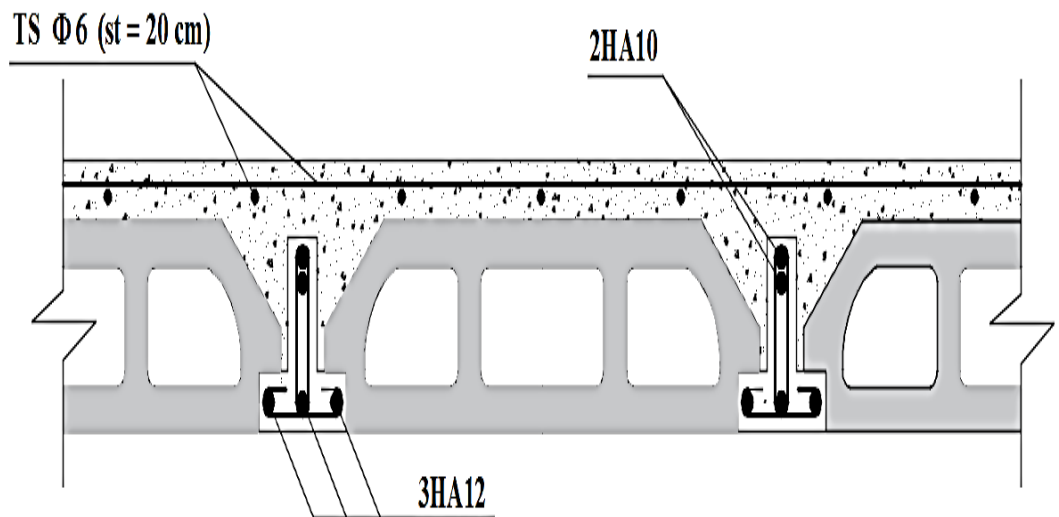
- Armatures longitudinales (En travée) : $A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.
- Armatures longitudinales (Aux appuis) : $A_{\text{adoptée}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.
- Armatures transversales : (un étrier) en HA6 /Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.



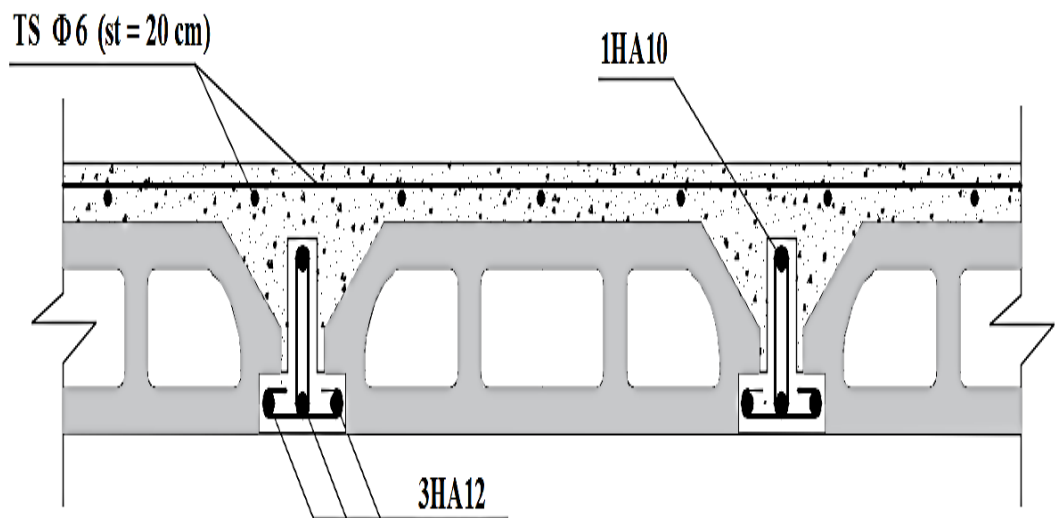
Ferraillage aux appuis

Ferraillage en travée

Coupe sur appuis



Coupe en travée



IV.1-Modélisation de la structure :**IV.1.1-Présentation du logiciel RSA 2017 (Robot Structural Analysis 2017) :**

Robot est un logiciel de calcul des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type: Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillage de poutres, plaques, Coques, Déformations planes. Et il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires

Ce logiciel permet une meilleure gestion des flux de travail, et son interopérabilité avec Revit Structure augmente considérablement les possibilités et processus du BIM (modélisation des données du bâtiment). Les ingénieurs peuvent ainsi calculer et dimensionner plus rapidement des ouvrages et bâtiments, dans tous les domaines de la construction et du génie civil.



Figure IV.1-Fenêtre d'accueil de RSA 2017.

III.1.2. Définition du concept BIM (Building Information Model):

Le concept BIM se définit comme étant une méthode ou un processus permettant de générer et de gérer les données d'un bâtiment tout au long de son cycle de vie. Appuyé par un modèle 3D dynamique et intelligent, tous les intervenants impliqués dans l'architecture, l'ingénierie, la construction et la gestion du bâtiment peuvent communiquer plus efficacement entre eux, partager les informations et procéder à des modifications tout en mesurant les impacts durant l'ensemble des étapes de création du bâtiment permettant ainsi d'optimiser les coûts et les échéanciers.



Figure IV.2-Schématisation (3D) des BIM.

IV.1.3-Présentation de l'interface RSA 2017 :

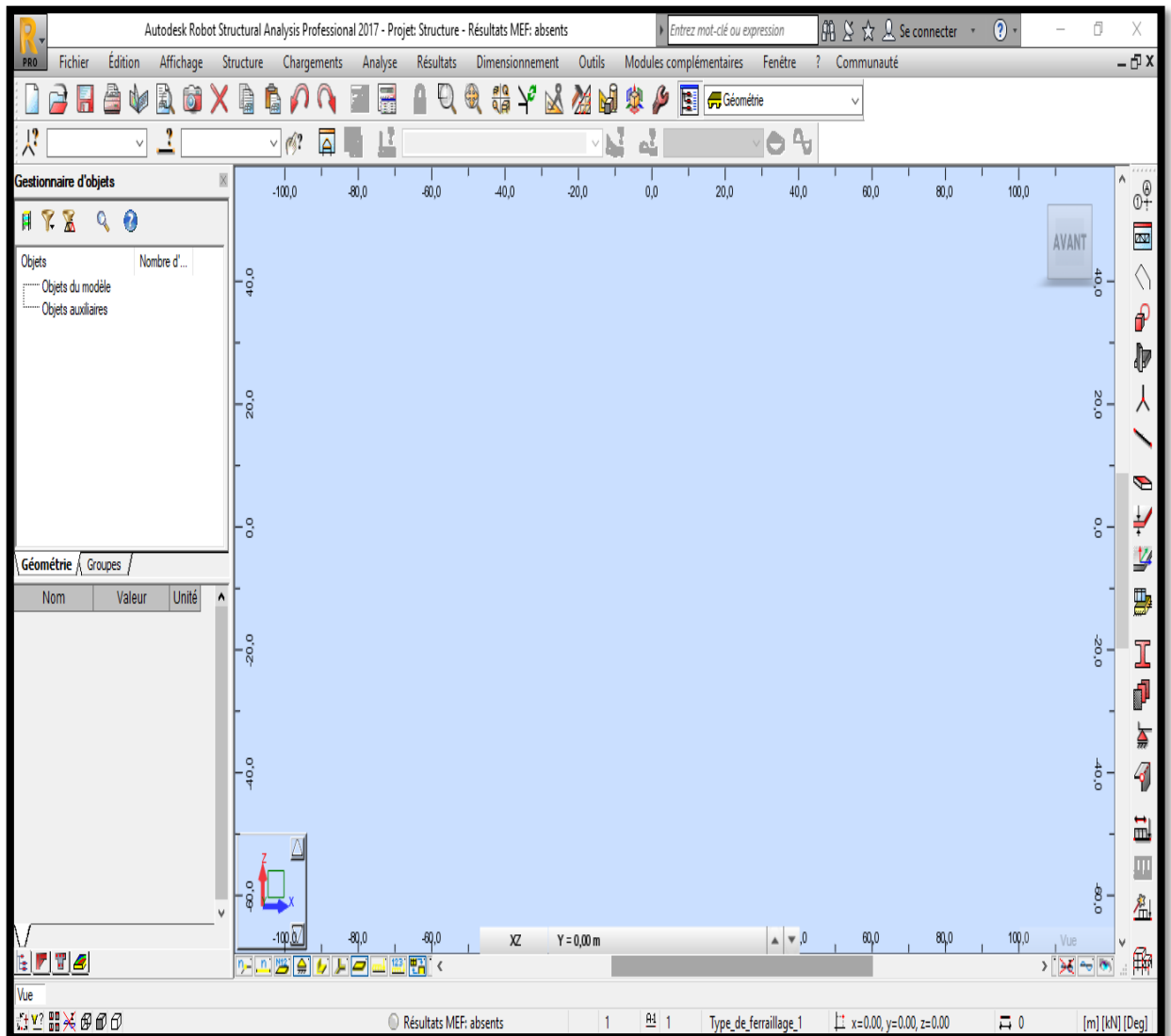


Figure IV.3-Interface RSA 2017.

IV.1.4-Etapes de modélisation dans RSA 2017 :

IV.1.4.1-Choix du type de structure :

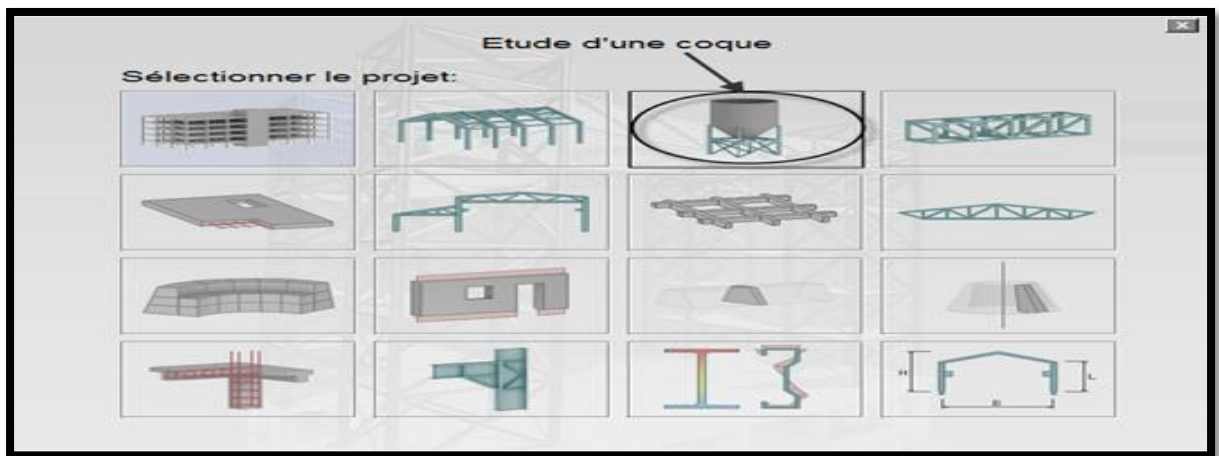


Figure IV.4-Choix du type de structure.

IV.1.4.2-Configuration des préférences de l'affaire :

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : “ préférence de l’affaire “, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des Catalogues des profilés, matériaux, ... etc.

Outils → Préférences de la tâche → Enregistrer → OK

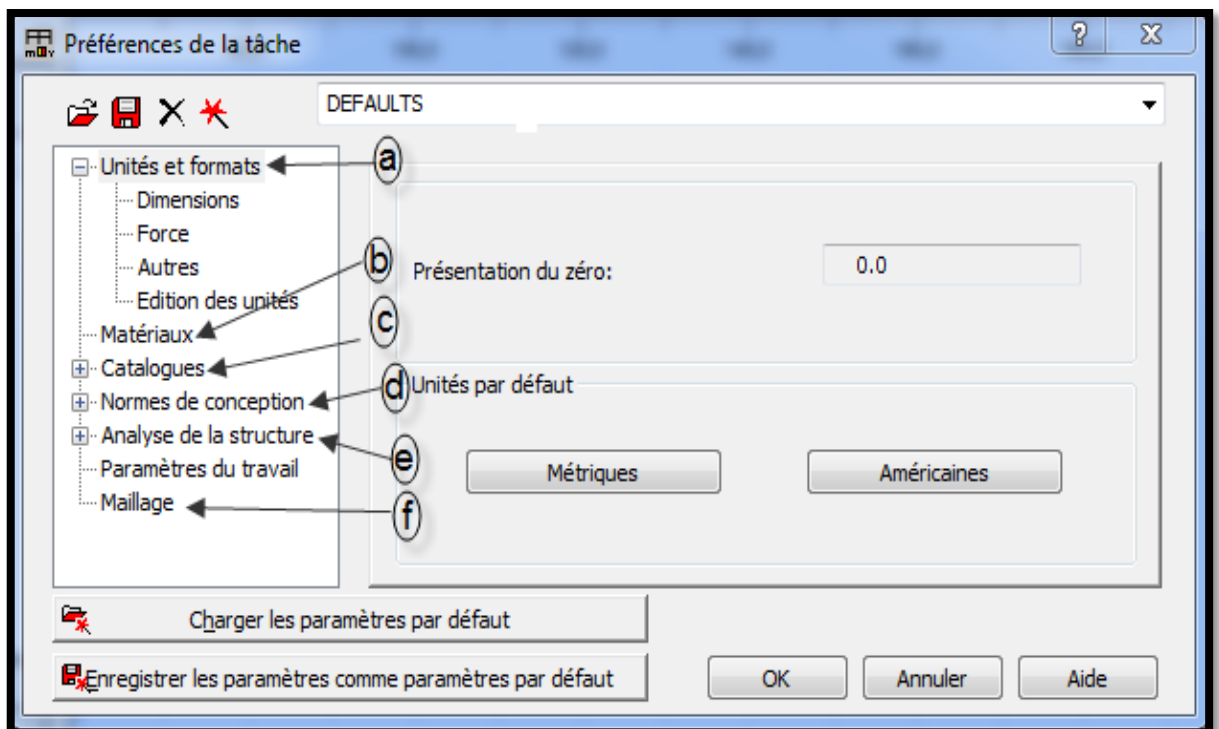


Figure IV.5-Préférences de la tâche.

IV.1.4.3-Lignes de construction :

Les lignes de constructions peuvent servir à : Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction. La commande: menu déroulant (structure) ligne de construction. Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de coordonnées cartésiennes

- 1- En introduit un nom aux lignes de construction.
- 2- choisir l'axe l'un des axes X, Y ou Z à modifier.
- 3- Introduit la position relative puis le nombre de répétition et espacement entre axe.
- 4- Donner un nom (Libellé) a l'axe (X1, X2,..) dans le sens X, (Y1, Y2,...) dans le sens Y et Etage dans le sens Z.

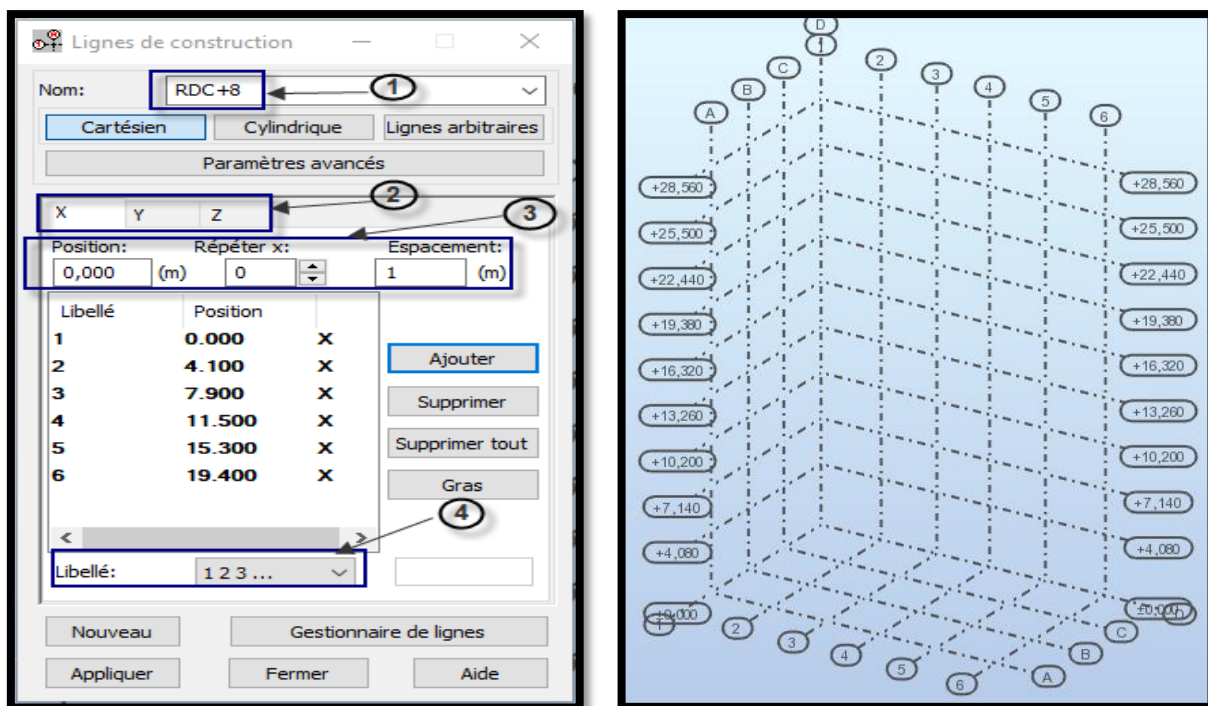


Figure IV.6-Lignes de construction.

IV.1.4.4-Profilés des barres :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections Verticales (Poteaux) et horizontales (poutres) qui vont être utilisé dans la structure. La commande : menu déroulant → Structure → Caractéristique → Profilés de barres

- 1- Click sur crée nouveau profilé.
- 2- En choisie le type de profilé « Poutre BA » ou « Poteau BA »
- 3- La nature du matériau pour le profilée a créé.
- 4- Donner un nom Pour la poutre « PP RDC/8 ».
- 5- Introduire les dimensions en (cm) « b » et « h » du profilée.

- 6- Après avoir cliqué sur ajouter le profiler s'ajoute à la liste des profilée qui vont être utilisé dans la modélisation.

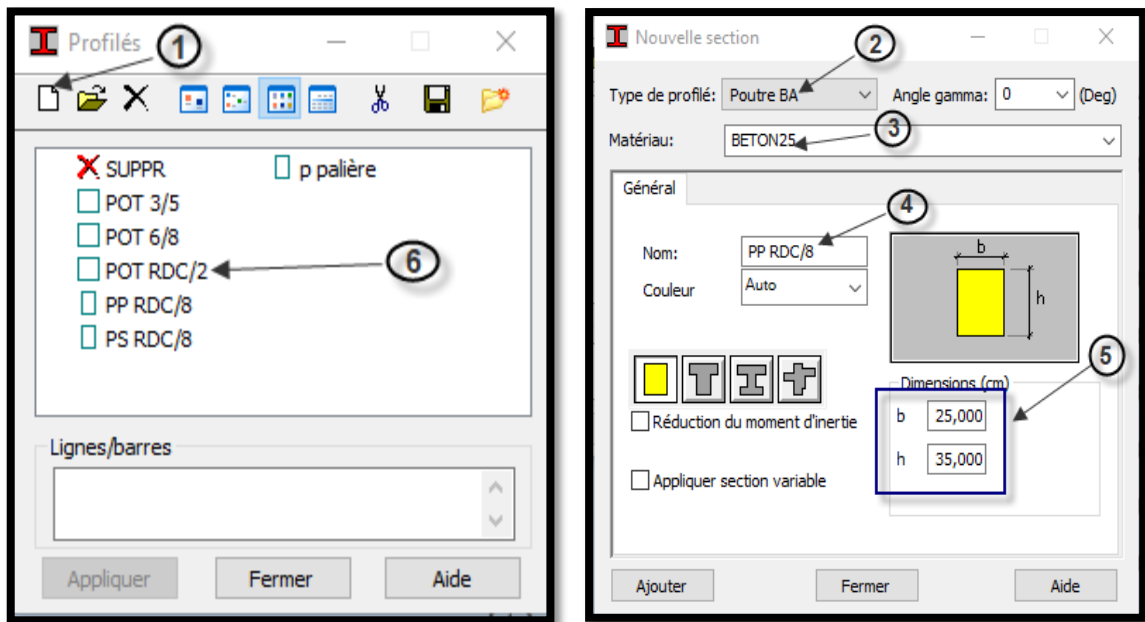


Figure IV.7-Profils des barres.

IV.1.4.5-Création du modèle de la structure :

{ Structure → (Poteaux / Poutres) → Choix → { Elément
 { Section
 Affichage des attributs → Affichage → Attributs

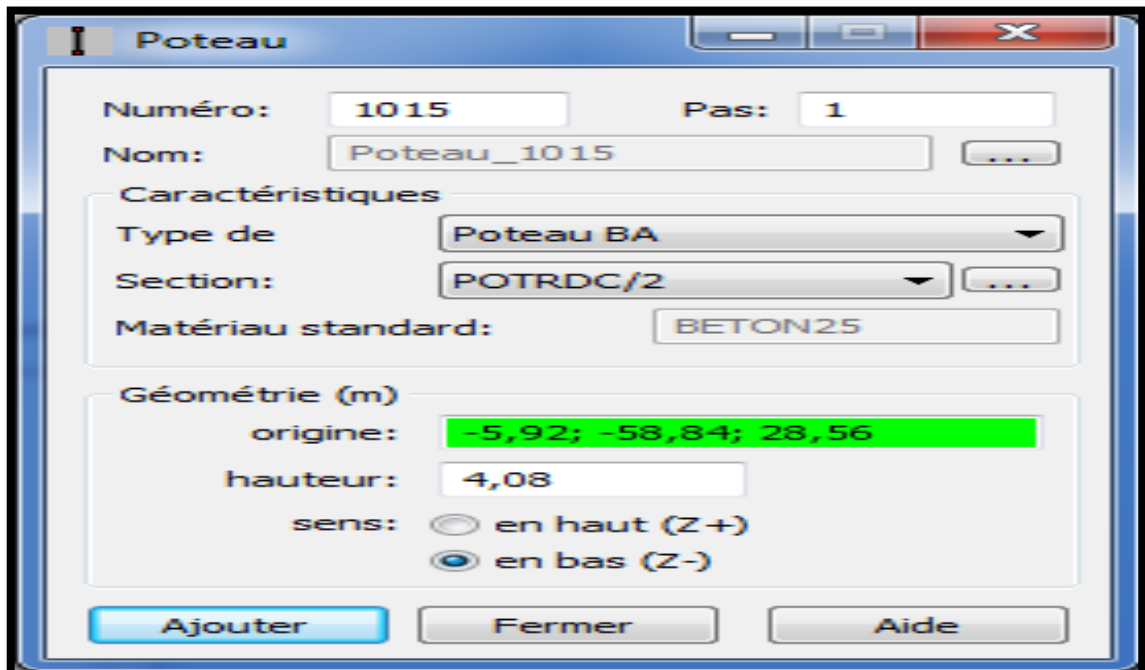


Figure IV.8-Modélisation des poteaux et des poutres.

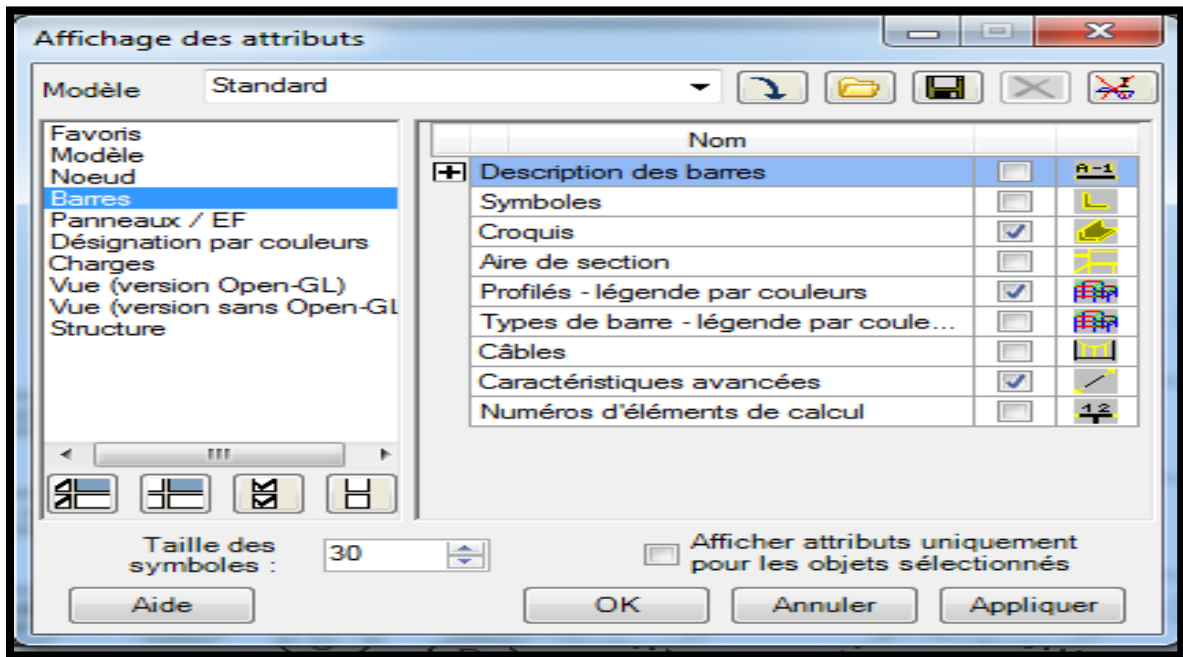


Figure IV.9-Affichage des attributs.

IV.1.4.6-Définition des voiles et des dalles pleines :

Structure → Caractéristiques → Epaisseur EF → Définir nouvelle épaisseur
→ Fermer

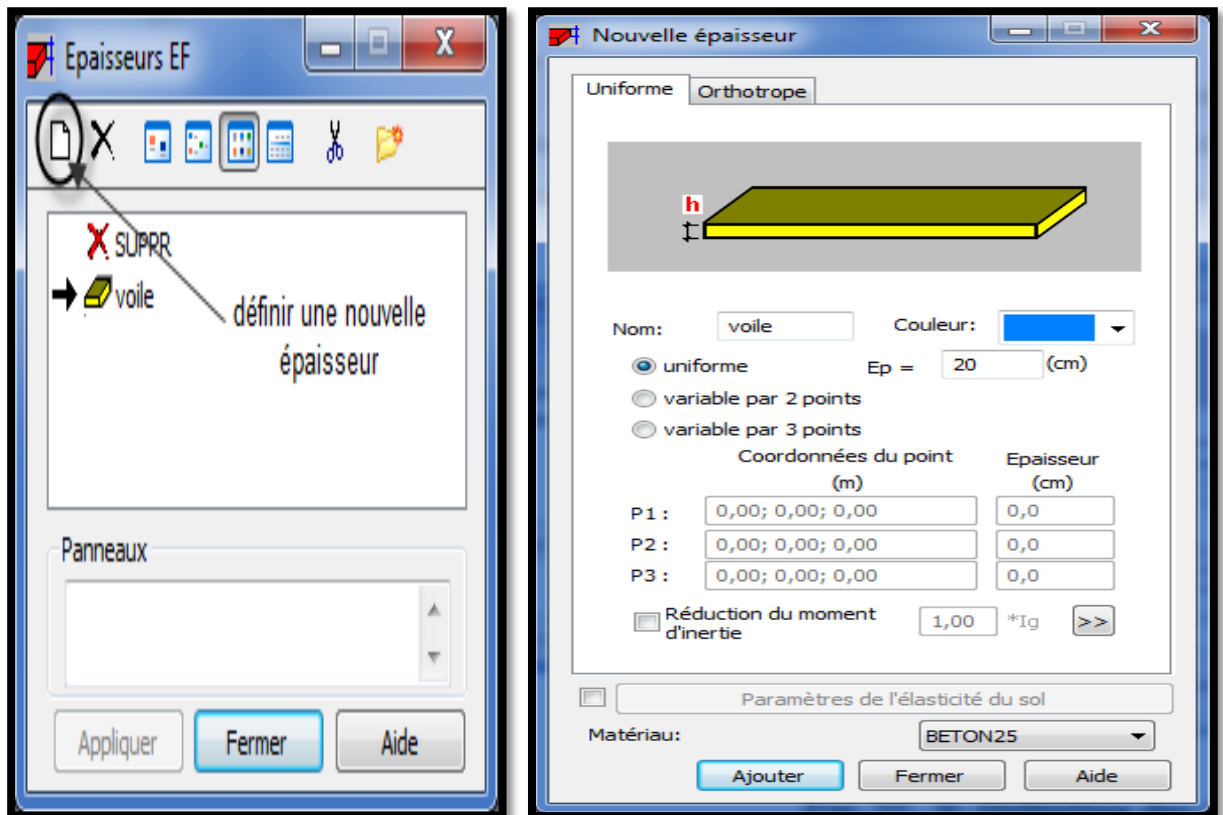


Figure IV.10-Epaisseur des éléments.

{ Dimensionnement → Ferrailage théorique Dalles /Voiles en BA – Options
{ → Paramètres réglementaires → Type de ferrailage des plaques et coques

Voiles → { Sélection de la base des voiles
→ Linéaires → Encastrement

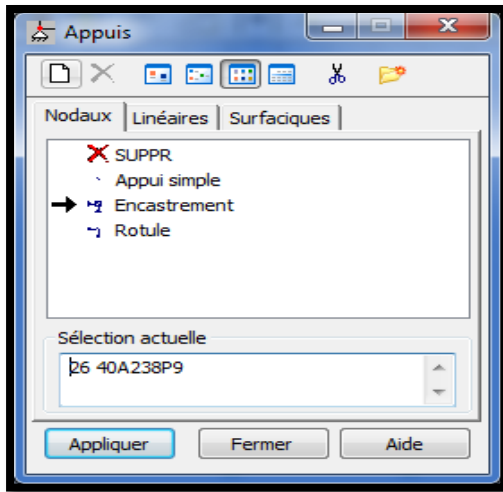
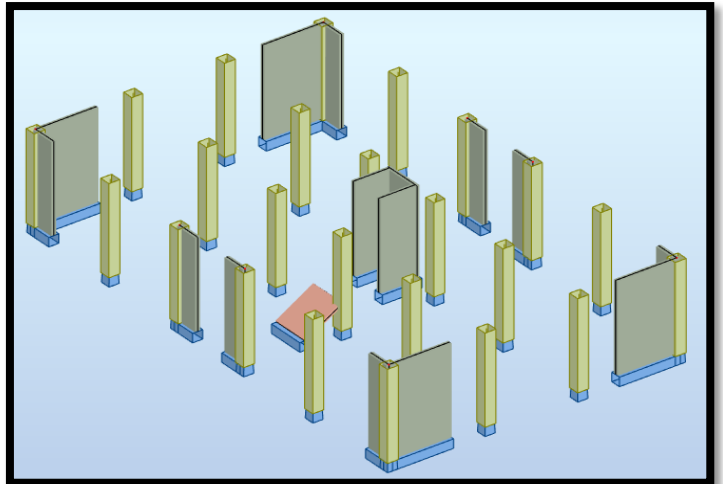


Figure IV.14-Définition des appuis.



IV.1.4.8-Définition des planchers :

{ Structure → Caractéristiques → Epaisseur EF → Définir nouvelle épaisseur
→ Orthotrope → Ajouter

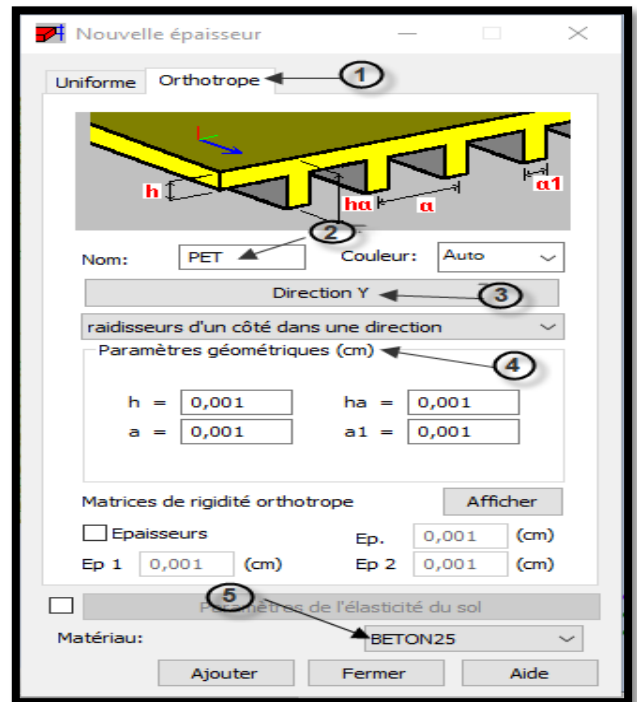
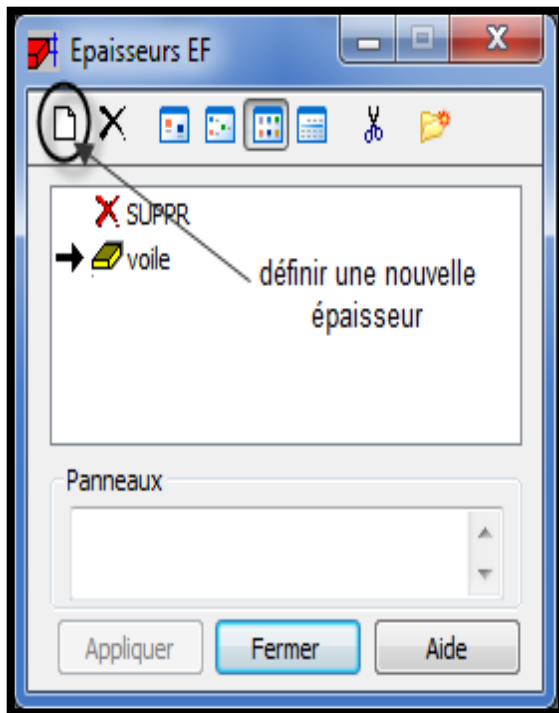


Figure IV.15-Définition des planchers.

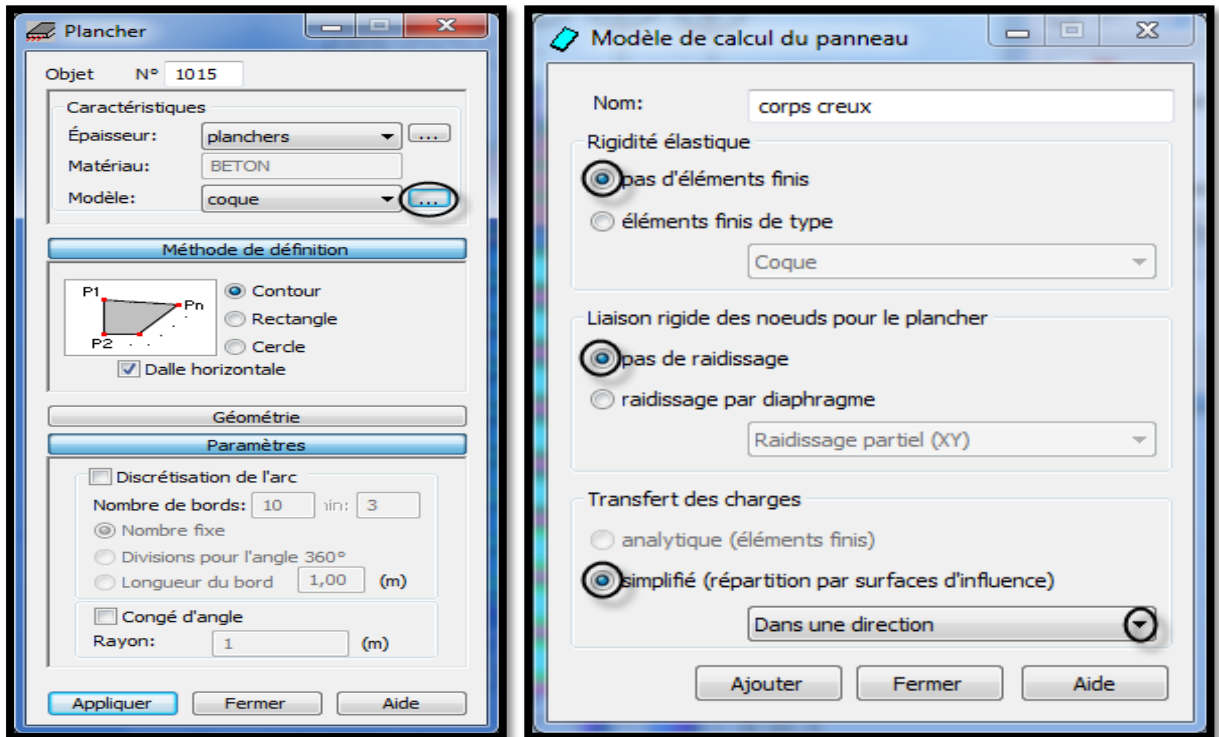


Figure IV.16-Modélisation des planchers.

IV.1.4.9-Définition des cas de charges :

Définition des charges statiques (G, Q) → { Caractéristiques → Chargements
 → Cas de charge → { Nature → Nouveau
 Nom

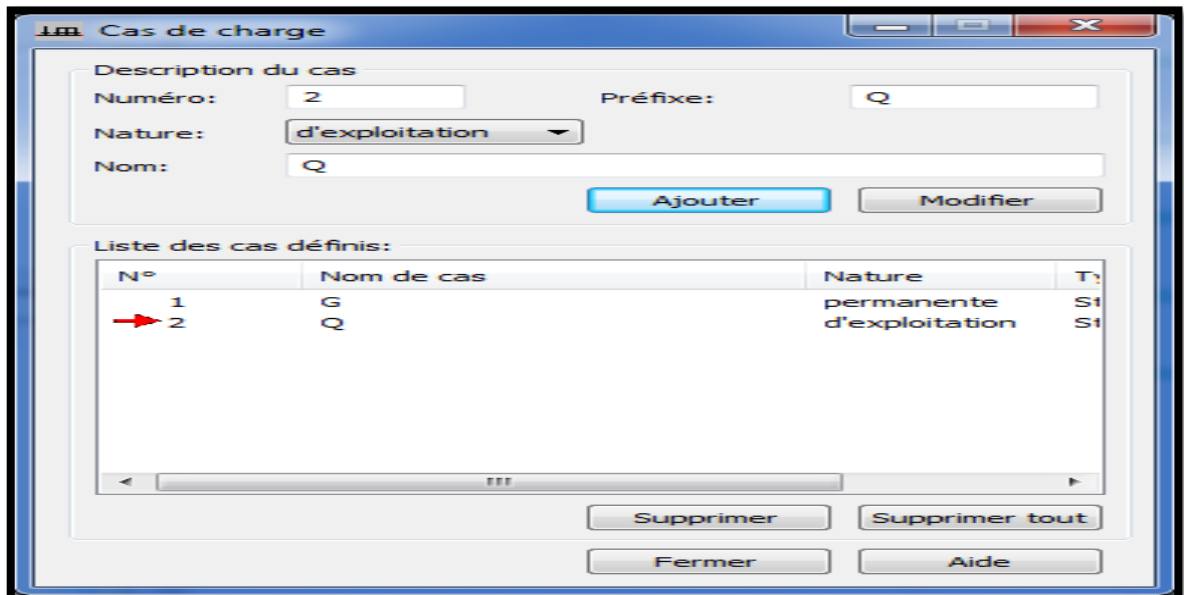


Figure IV.17-Définition des charges.



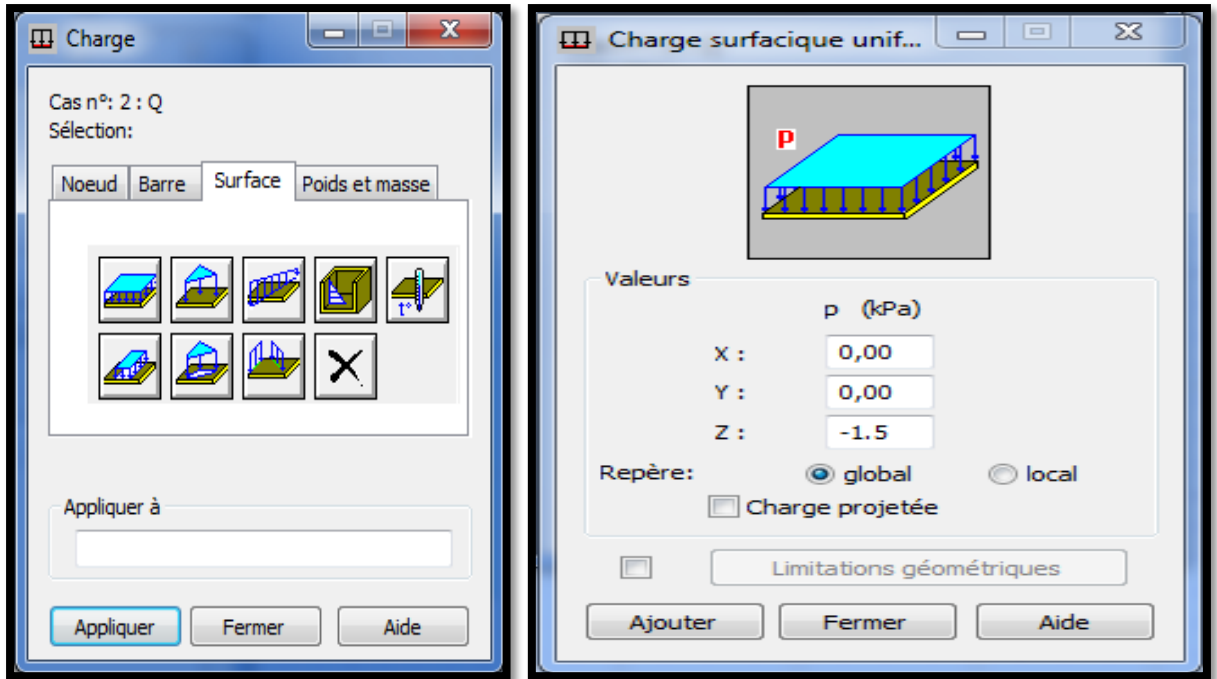


Figure IV.18-Application des charges surfaciques.

IV.1.4.10-Définition des options de calcul :

Analyse → Type d'analyse → Nouveau → Modale → Choix des paramètres → OK

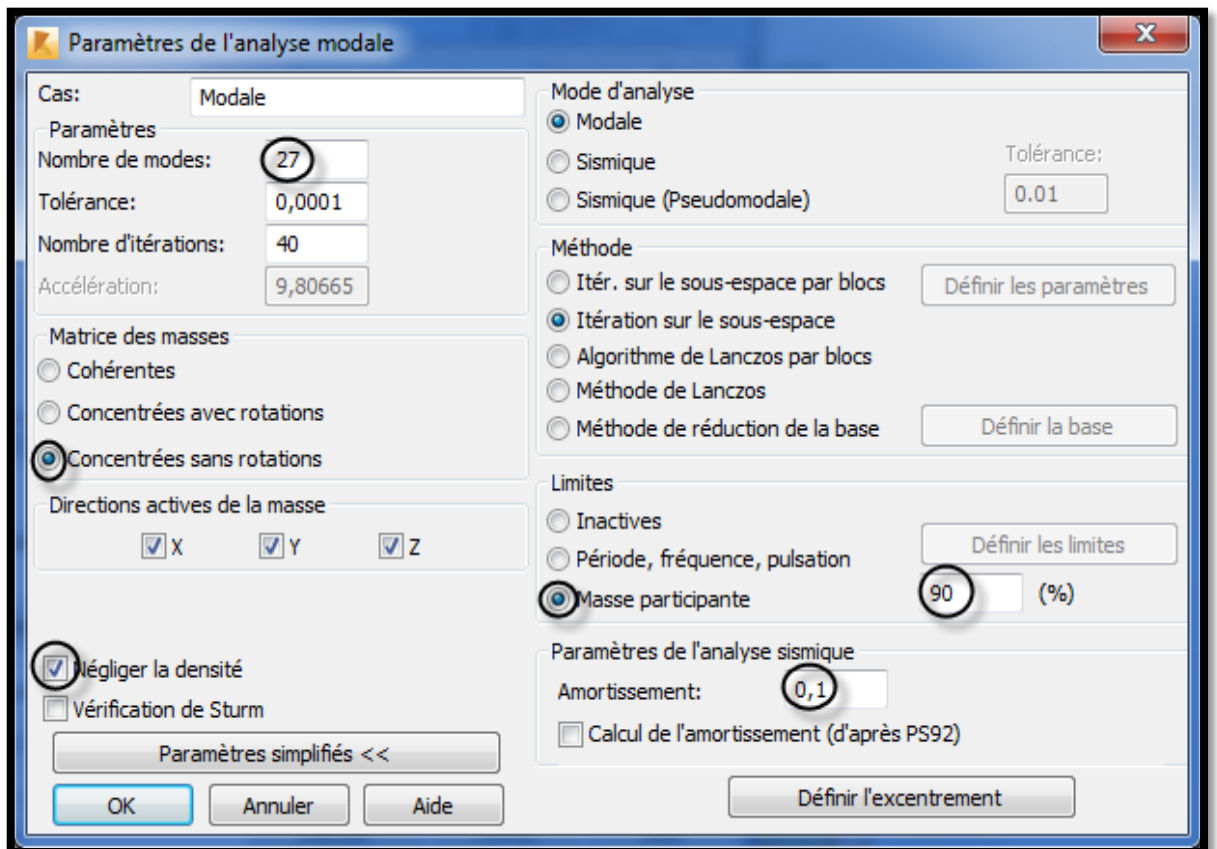


Figure IV.19-Définition des paramètres de l'analyse modale.

Analyse → Type d'analyse → Nouveau → Sismique → Choix des paramètres → OK

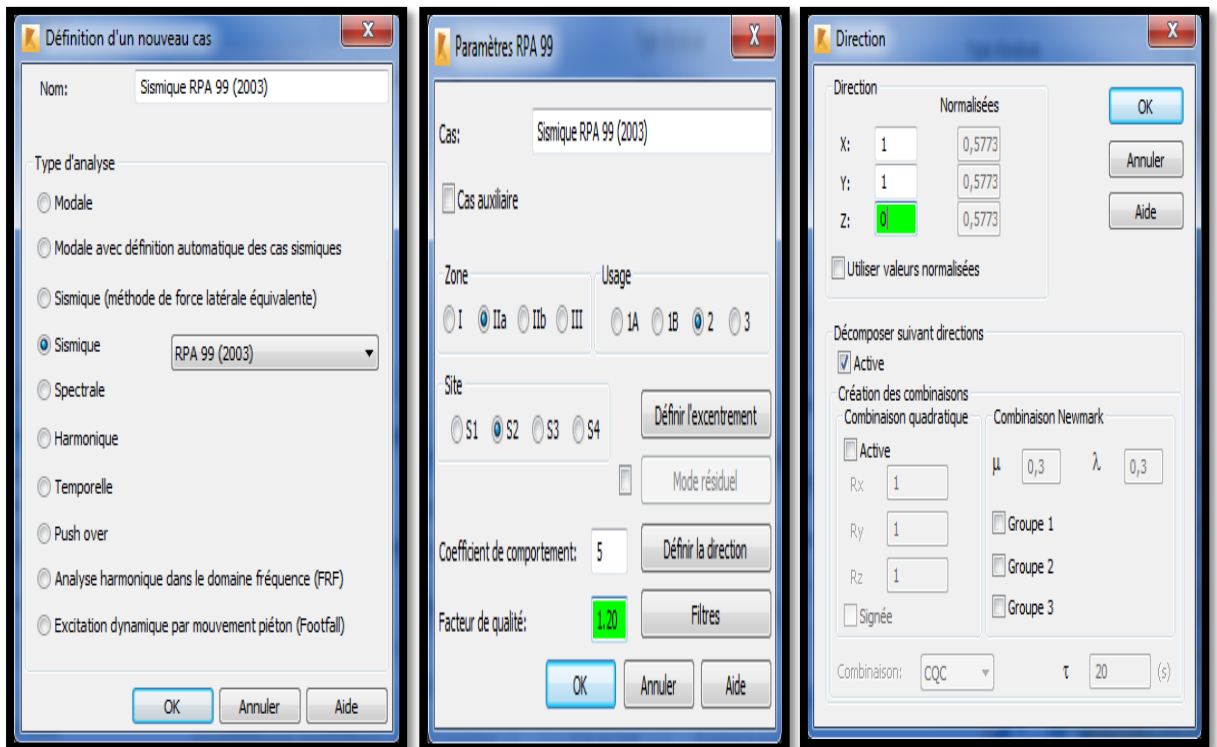


Figure IV.20-Définition des paramètres de l'analyse sismique.

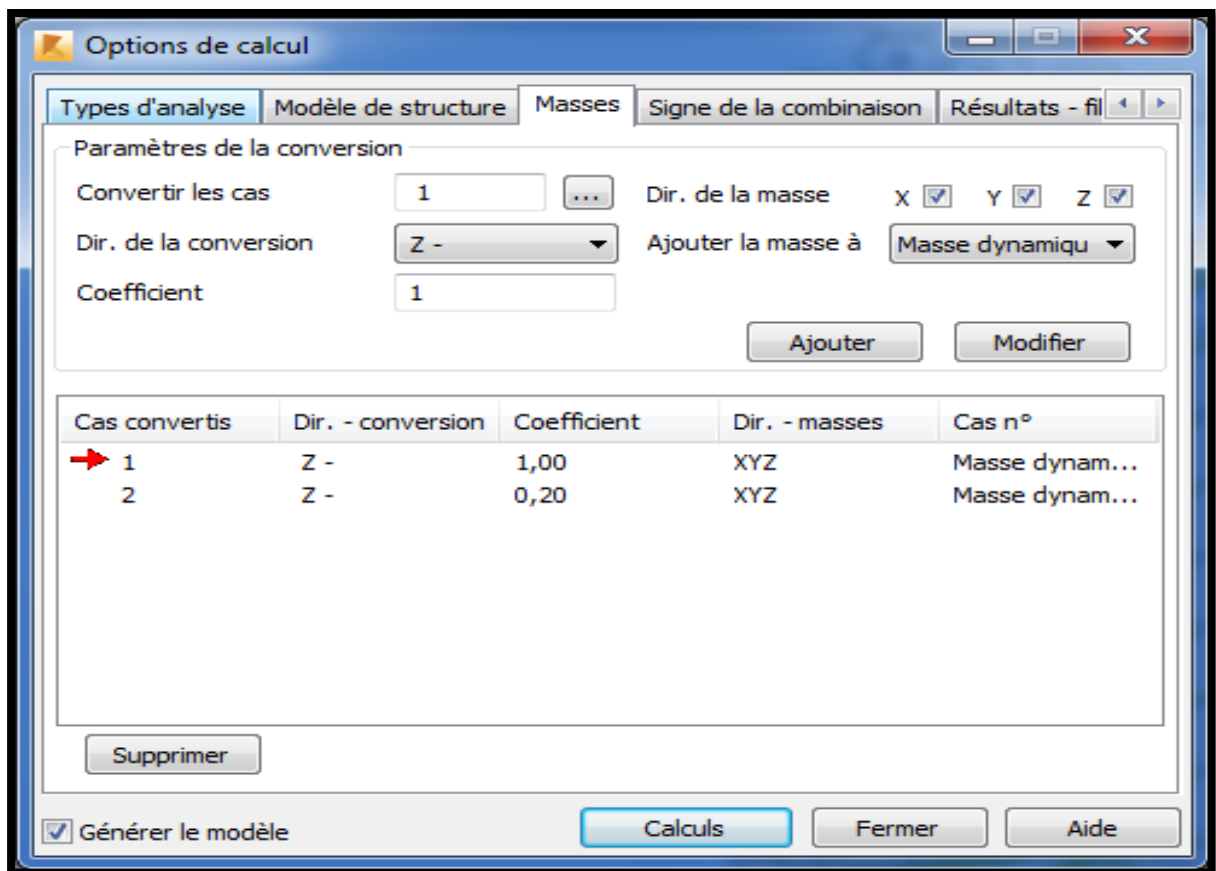


Figure IV.21-Conversion des masses.

IV.1.4.11-Combinaisons d’actions :

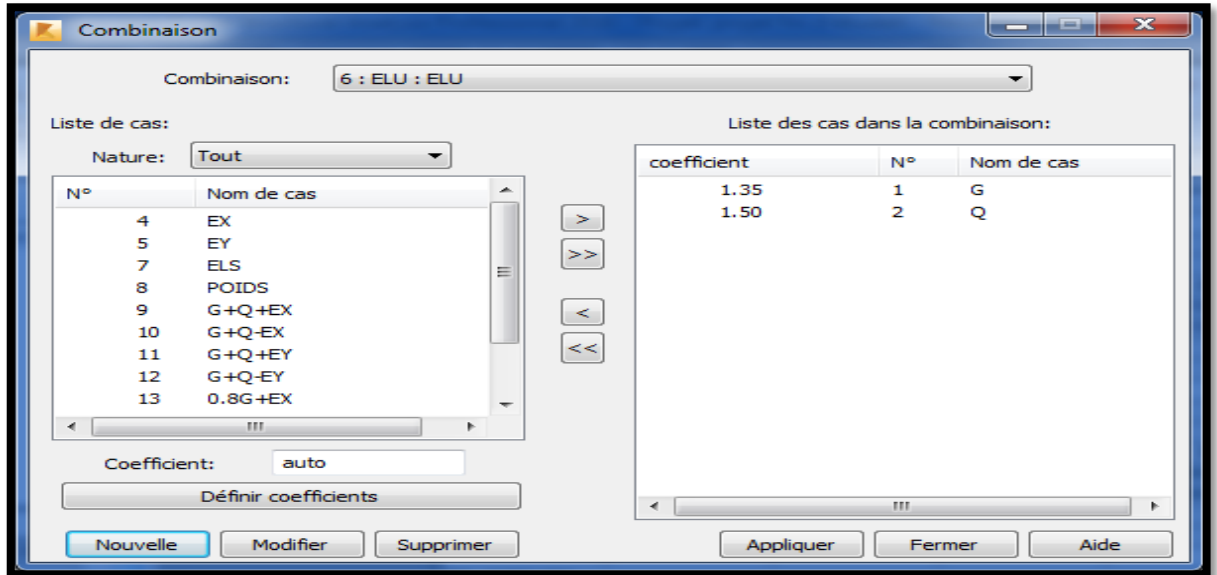
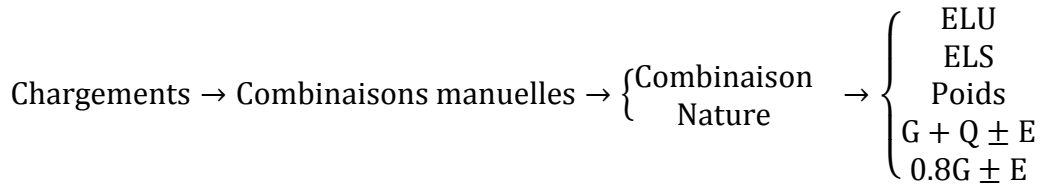


Figure IV.22-Définition des combinaisons d’actions.

IV.1.4.12-Définition du maillage :

{ Analyse → Maillage → Options de maillage
{ Analyse → Générer le modèle de calcul

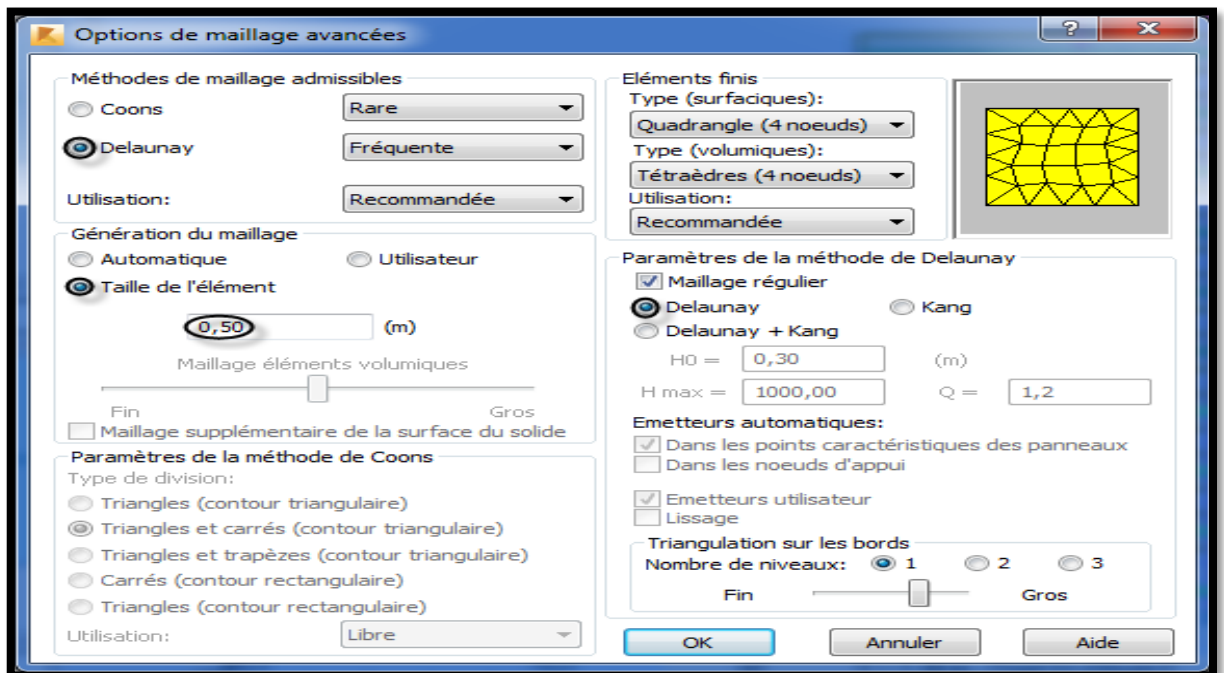


Figure IV.23-Définition des options de maillage.

IV.1.4.13-Liaisons rigides (Diaphragmes) :

Structure → Caractéristiques additionnelles → Liaisons rigides
 Double clic sur membrane → Bloquer les directions → Ajouter
 Mode d'affectation → Attribution du nœud maître → Sélection des nœuds esclaves

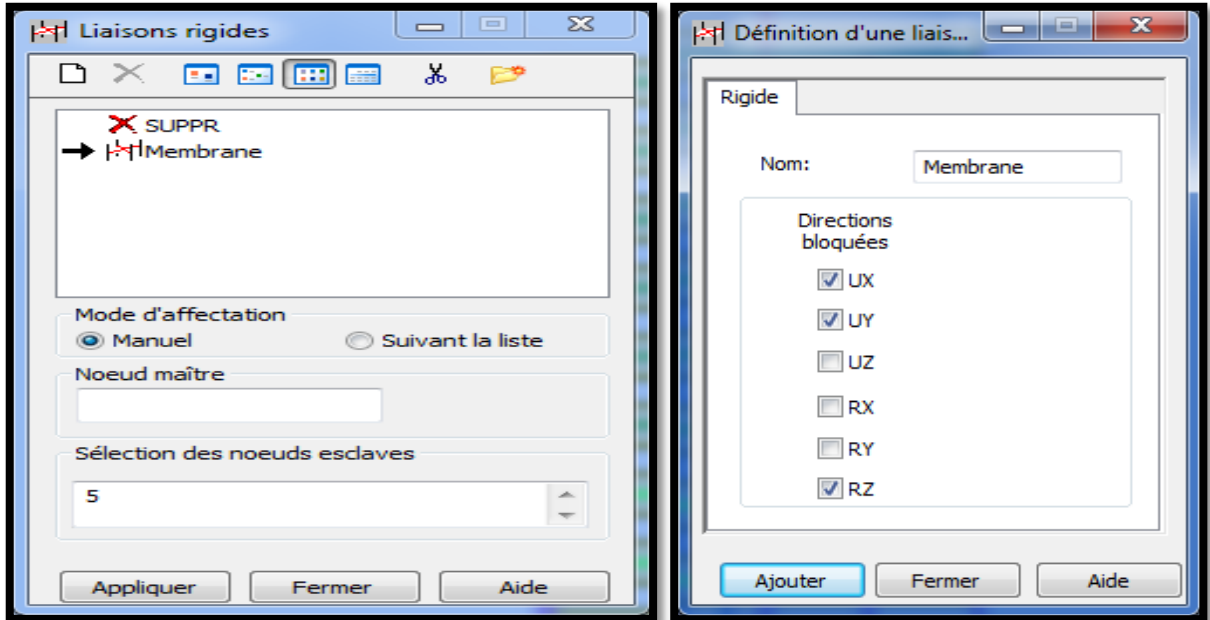


Figure IV.24-Définition des liaisons rigides.

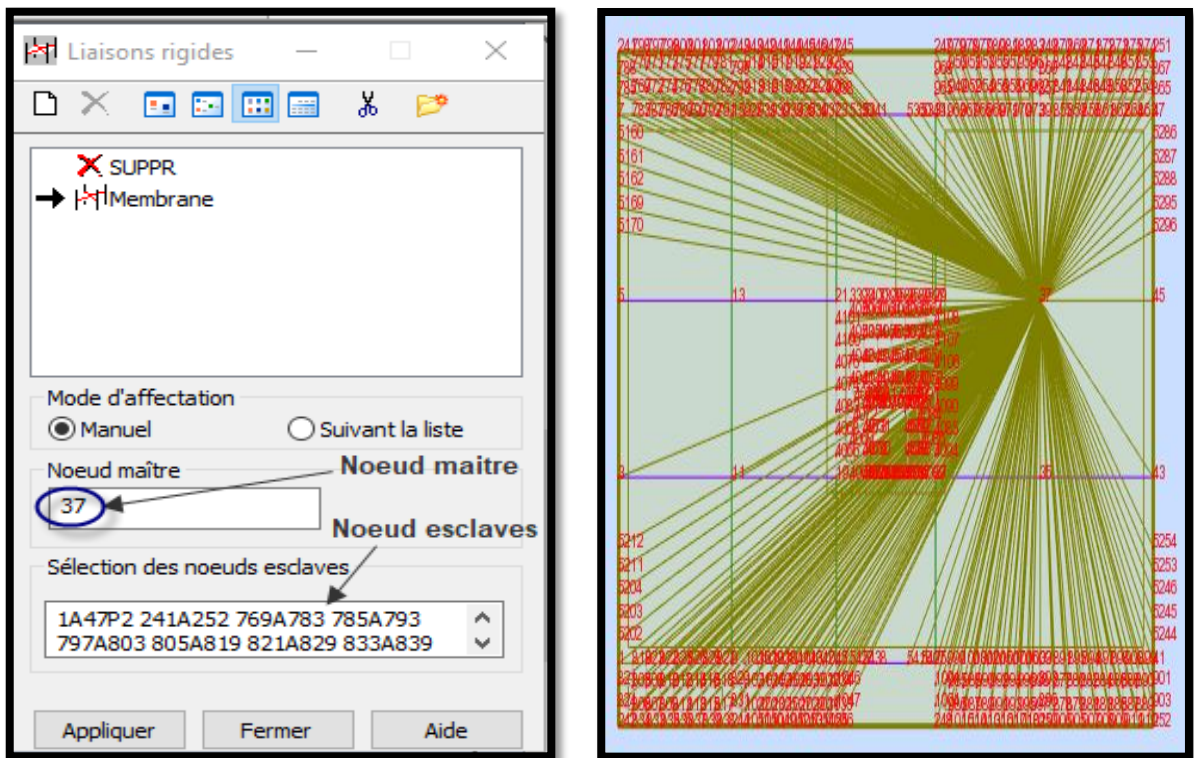


Figure IV.25-Application des liaisons rigides.

IV.1.4.14-Définition des étages :

{ Positionner la structure sur le plan XZ ou YZ
 { Structure → Etages → Etages → Définition graphique

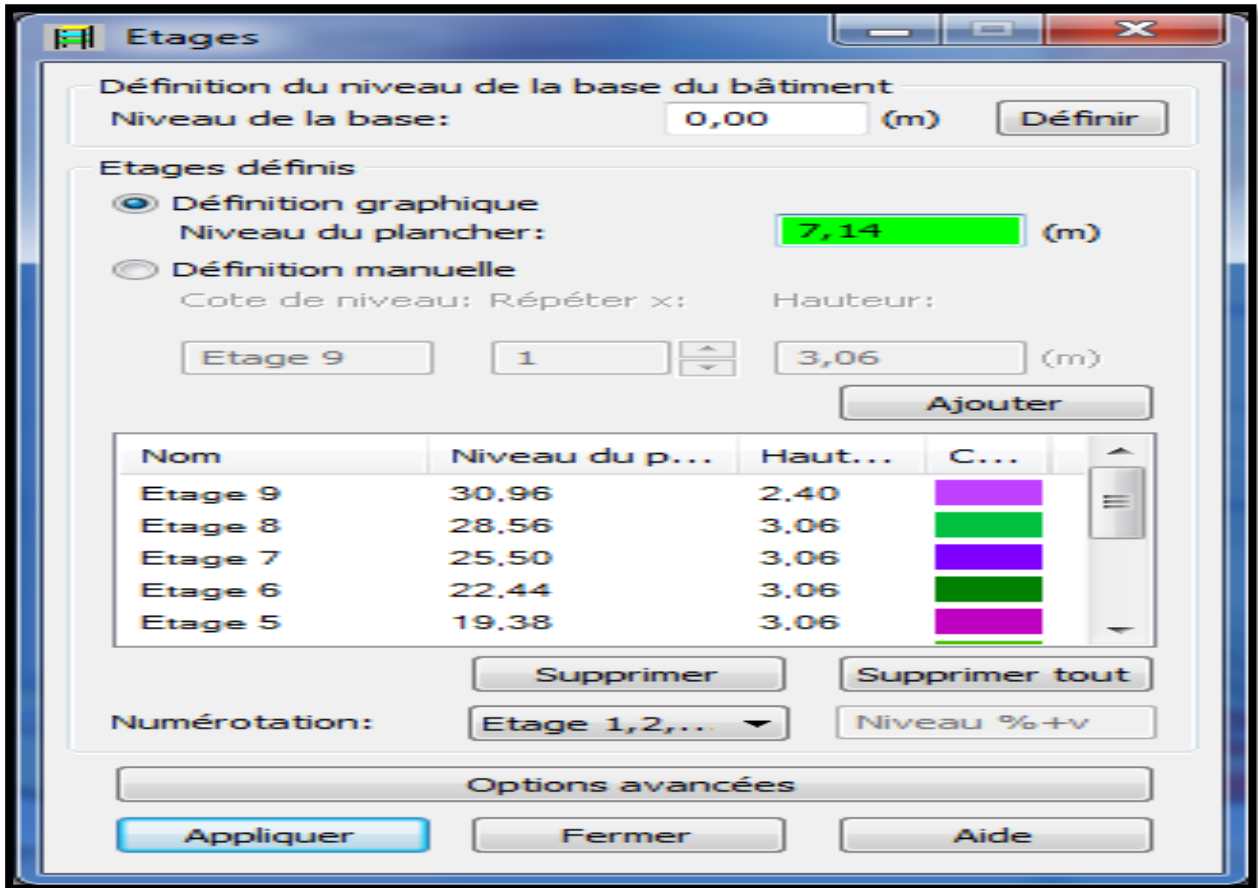


Figure IV.26-Définition des étages.

IV.2-Vérification et calcul de la structure :

IV.2.1-Vérification de la structure :

Analyse → Vérifier la structure

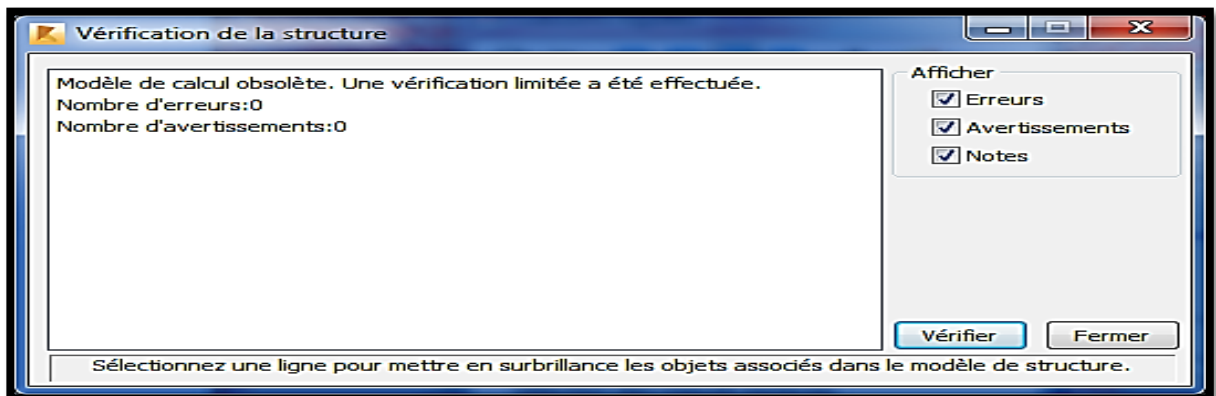


Figure IV.27-Vérification de la structure.

IV.2.2-Calcul de la structure :

Analyse → Calculer

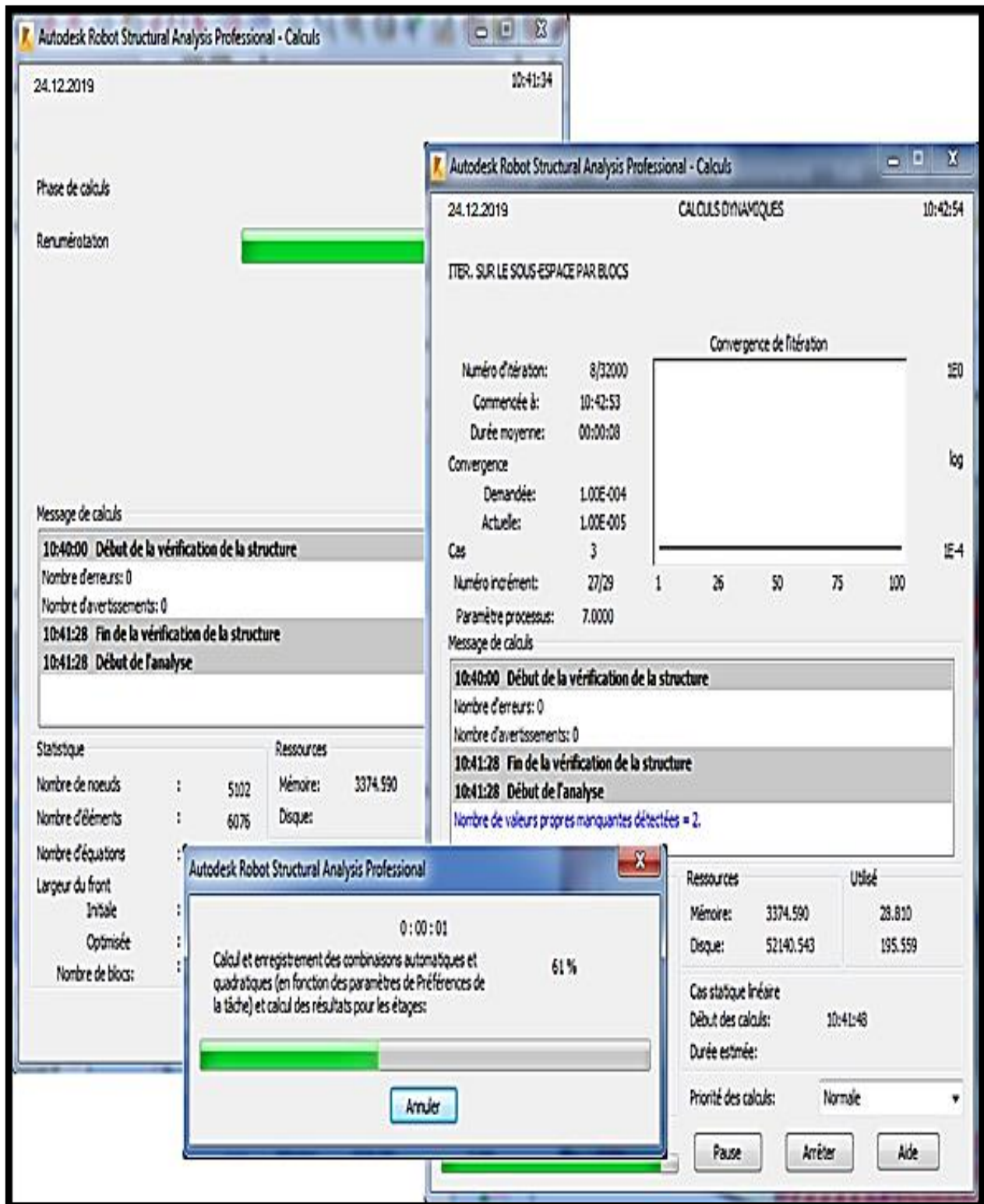


Figure IV.28-Calcul de la structure.

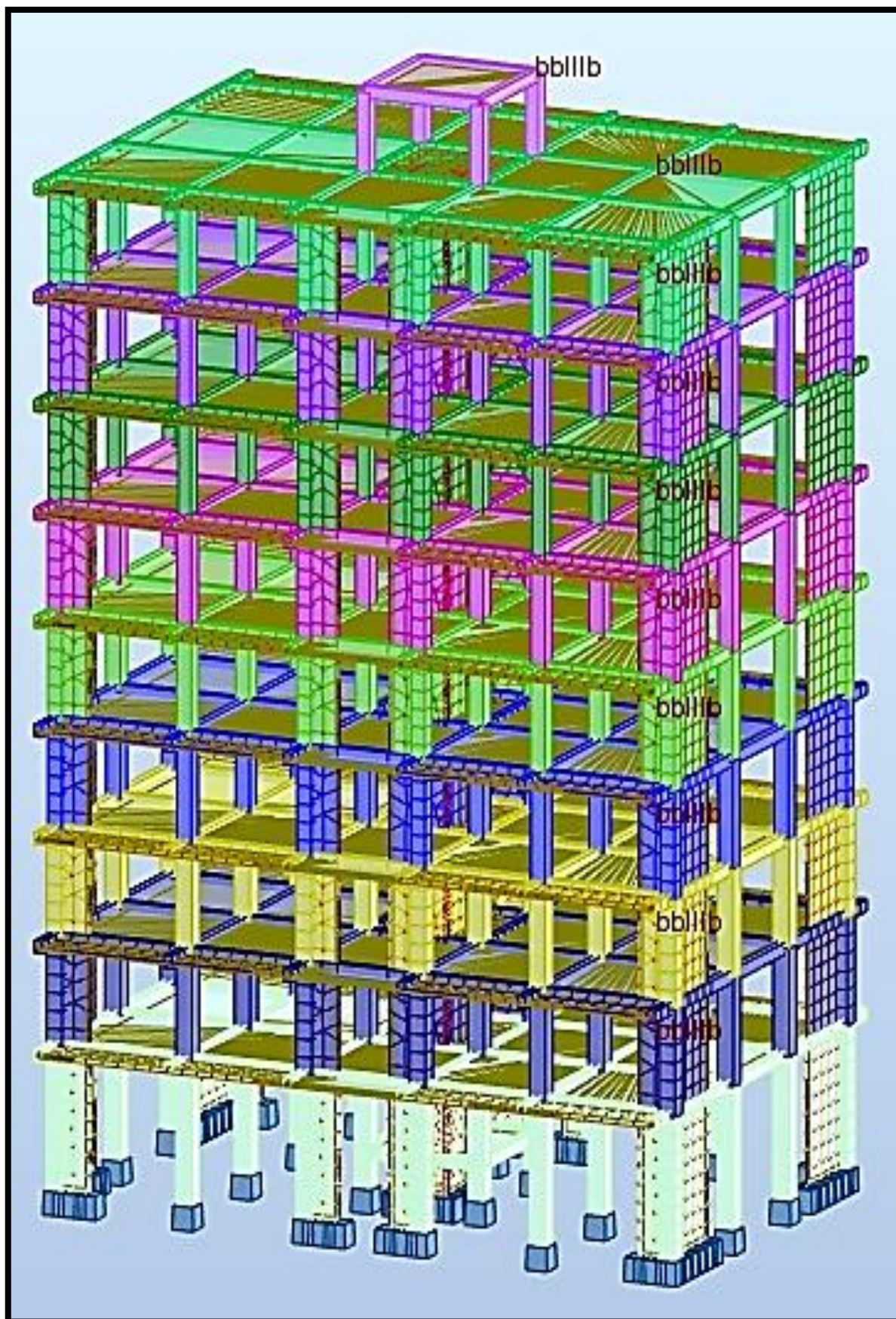


Figure IV.29-Vue 3D de la structure (après calcul).

IV.3-Justification des données introduites au logiciel RSA 2017 :

IV.3.1-Choix de la méthode de calcul : (Art 4.1/RPA99V03)

Le calcul des forces sismiques est assisté par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode modale spectrale.
- Méthode dynamique (Accélérogrammes).

IV.3.1.1-Méthode modale spectrale : (Art 4.3/RPA99V03)

IV.3.1.1.1-Principe :

- Exploiter les spectres de réponse de la structure suite aux forces sismiques.
- Chercher le maximum des effets (pour chaque mode de vibration).
- Combiner ces derniers afin d’obtenir la réponse totale de la structure.

IV.3.1.1.2-Classification de la zone sismique : (Art 3.1/RPA99V03)

{ Tizi – Ouzou → (Ville de Tizi – Ouzou) → Zone II_a
 { Zone II

IV.3.1.1.3-Classification de l’ouvrage (selon son importance) : (Art 3.2/RPA99V03)

{ Bâtiment à usage multiple (habitation et commerce) → Groupe d’usage 2
 { Hauteur totale : H = 28.56 m < 48 m

IV.3.1.1.4-Classification du site : (Art 3.3/RPA99V03)

{ Formation tabulaire
 { Nature des couches → Site ferme (S2)
 { Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 2.00$ bars

IV.3.1.1.5-Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3/RPA99V03)

{ { A : Coefficient d’accélération de la zone
 { (Tableau 4.1/RPA99V03) → { Groupe d’usage 2 → A = 0.15
 { Zone II_a
 { { ξ : Pourcentage d’amortissement critique → ξ = 10%
 { (Tableau 4.2/RPA99V03) → { Contreventement mixte
 { { R : Facteur de comportement de la structure → R = 5
 { (Tableau 4.3/RPA99V03) → { Contreventement mixte

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l}
 Q : \text{Facteur de qualité} \\
 (\text{Tableau 4.4/RPA99V03})
 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 Q = 1 + \sum_1^6 P_q \\
 P_q : \text{Pénalité (selon le critère de qualité)}
 \end{array} \right. \\
 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Conditions minimales sur les files de contreventement : } P_1 = 0.05 \rightarrow \text{CNV} \\
 \text{Redondance en plan : } P_2 = 0.05 \rightarrow \text{CNV} \\
 \text{Régularité en plan : } P_3 = 0.00 \rightarrow \text{CV} \\
 \text{Régularité en élévation : } P_4 = 0.00 \rightarrow \text{CV} \\
 \text{Contrôle de la qualité des matériaux : } P_5 = 0.00 \rightarrow \text{CV} \\
 \text{Contrôle de la qualité d'exécution : } P_6 = 0.10 \rightarrow \text{CNV}
 \end{array} \right. \\
 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.10 = 1.20 \\
 Q = 1.20
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

IV.3.1.1.6-Combinaisons d'actions : (Art 5.2/RPA99V03)

$$\left\{ \begin{array}{l}
 (\text{RPA99V03}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 0.8G \pm E \\
 G + Q \pm E
 \end{array} \right. \rightarrow \text{Accidentelles} \\
 (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\
 G + Q \rightarrow \text{ELS}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

IV.4-Interprétation et vérification des résultats selon les exigences (RPA99V03) :

IV.4.1-Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3/RPA99V03)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 B_c : \text{L'aire de la section du béton} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Poteaux RDC :} \\
 B_c = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ cm}^2
 \end{array} \right. \\
 N_d : \text{Effort normal de calcul}
 \end{array} \right.$$

$$\text{RSA 2017} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\
 \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (8 RPA)} \\
 \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow F_x(\text{KN}) \rightarrow N_d = 1868.54 \text{ KN} \\
 \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Barre} \rightarrow \text{Poteaux RDC} \\
 \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \\
 \rightarrow (V = 0.29) \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right.$$

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
206/ 230/ 9 (C) (CQC)	Nd= 1868,54

Figure IV.30-Effort normal réduit (poteaux RDC).

Remarque : après la première modélisation l'effort normal n'étant pas vérifié, donc nous avons dû augmenter les sections des poteaux.

Niveaux	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section [cm ²]	50x50	50x50	50x50	45x45	45x45	45x45	40x40	40x40	40x40

IV.4.2-Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4/ RPA99V03)

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4.6 et 4.7 /RPA99V03).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- h_N : Hauteur total de la structure mesure de la base au dernier niveau.
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tirée du tableau (4.6/ RPA 99V03).
- d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• **Pour le sens transversal :**

$$\begin{cases} h_N = 28.56 \text{ m} \\ d_X = 19.40 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T = \min\{0.617 \text{ s}, 0.583 \text{ s}\} \\ T = 0.583 \text{ s} \end{cases}$$

• **Pour le sens longitudinal :**

$$\begin{cases} h_N = 28.56 \text{ m} \\ d_Y = 11.80 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T = \min\{0.617 \text{ s}, 0.748 \text{ s}\} \\ T = 0.617 \text{ s} \end{cases}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\begin{cases} T_{RSA\ 2017} < T_{RPA} \\ T_{RPA} = 0.583 \times 1.3 = 0.757 \text{ s} \\ T_{RPA} = 0.757 \text{ sec} < T_{RSA\ 2017} = 0.890 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.4.3-Effort tranchant à la base : (Art 4.3.6/RPA99V03)

La résultante des forces sismiques à la base ($V_{RSA\ 2017}$) obtenue par la 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}). On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$(\text{Art 4.2.3/RPA99V03}) \rightarrow V_{\text{MSE}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V_{MSE} : Résultante des forces sismiques donnée par la MSE

$$A = 0.15 ; Q = 1.20 ; R = 5$$

W : Masse totale de la structure donnée par RSA 2017 $\rightarrow W = 26506.22 \text{ KN}$

$$V_{\text{RSA 2017}} \geq 0.8 \times V_{\text{MSE}} \rightarrow ?$$

$V_{\text{RSA 2017}}$: Effort tranchant à la base donné par RSA 2017 $\rightarrow \begin{cases} V_t^x = 1134.85 \text{ KN} \\ V_t^y = 975.96 \text{ KN} \end{cases}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta \rightarrow (0 \leq T \leq T_1) \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow (T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}) \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \rightarrow (T \geq 3.0 \text{ s}) \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique $\rightarrow \begin{cases} (\text{Tableau 4.7/RPA99V03}) \\ \text{Site (S2)} \\ T_2 = 0.40 \end{cases}$

T : Période analytique $\rightarrow \begin{cases} (\text{Art 4.2.4/RPA99V03}) \\ T_x = 0.583 \text{ s} \\ T_y = 0.748 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement $\rightarrow \begin{cases} (\xi = 10\%) > 5\% \\ \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76 \\ 0.76 > 0.70 \rightarrow CV \end{cases}$

$$(T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}) \rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.583}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.47 \\ D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.748}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.8 \times V_x = 0.8 \times \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.2}{5} \times 26506.22 = 1122.16 \text{ KN} \\ 0.8 \times V_y = 0.8 \times \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.2}{5} \times 26506.22 = 954.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (V_t^x = 1134.85 \text{ KN}) > (0.8 \times V_x = 1122.16 \text{ KN}) \rightarrow \text{CV} \\ (V_t^y = 975.96 \text{ KN}) > (0.8 \times V_y = 954.22 \text{ KN}) \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - EX		Cas	5 - EY	
Mode CQC			Mode CQC		
Somme totale	-1141,72	2,02	Somme totale	1,01	-984,18
Somme réactions	-1134,85	-2,90	Somme réactions	2,41	-975,96
Somme efforts	1134,86	2,95	Somme efforts	-2,41	975,99
Vérification	0,01	0,05	Vérification	0,00	0,03
Précision	1,25065e-02	2,04324e-02	Précision	1,25049e-02	2,04324e-02

Figure IV.31-Effort tranchant à la base (donné par RSA 2017).

IV.4.4-Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4/RPA99V03)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de modes à considérer} \rightarrow \begin{cases} n = (\text{RDC} + 8 \text{ étages}) = 9 \\ 3 \times n = 3 \times 9 = 27 \text{ modes} \end{cases} \\ \text{Pourcentage de la masse participante (Dans les deux directions)} \geq 90 \% \\ \rightarrow 8^{\text{ème}} \text{ mode} \end{array} \right.$$

Cas/Mode	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	74,13	0,00
3/ 2	74,13	70,87
3/ 3	74,32	70,88
3/ 4	88,43	70,88
3/ 5	88,43	87,03
3/ 6	88,44	87,03
3/ 7	93,44	87,03
3/ 8	93,44	91,98
3/ 9	94,36	92,00
3/ 10	94,41	92,54
3/ 11	94,41	93,05
3/ 12	94,58	93,05
3/ 13	94,58	93,14
3/ 14	94,61	93,14
3/ 15	94,70	93,16
3/ 16	94,93	93,17
3/ 17	96,03	93,17
3/ 18	96,03	93,18
3/ 19	96,03	93,25
3/ 20	96,04	93,25
3/ 21	96,04	93,25
3/ 22	96,04	93,25
3/ 23	96,04	93,27
3/ 24	96,04	93,28
3/ 25	96,04	93,34
3/ 26	96,04	93,40
3/ 27	96,04	93,41

Figure IV.32-Pourcentage de la masse participante (donné par RSA 2017).

IV.4.5-Les modes de déformations :

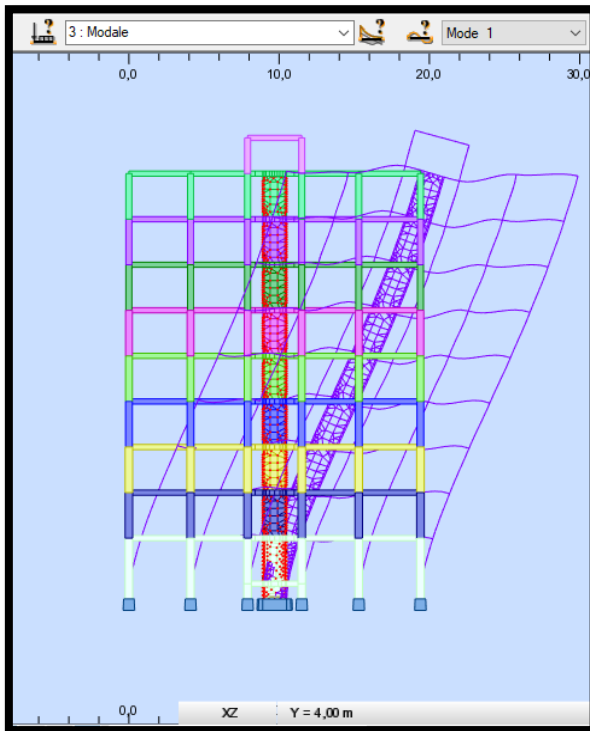


Figure IV.33-Translation selon (x-x).

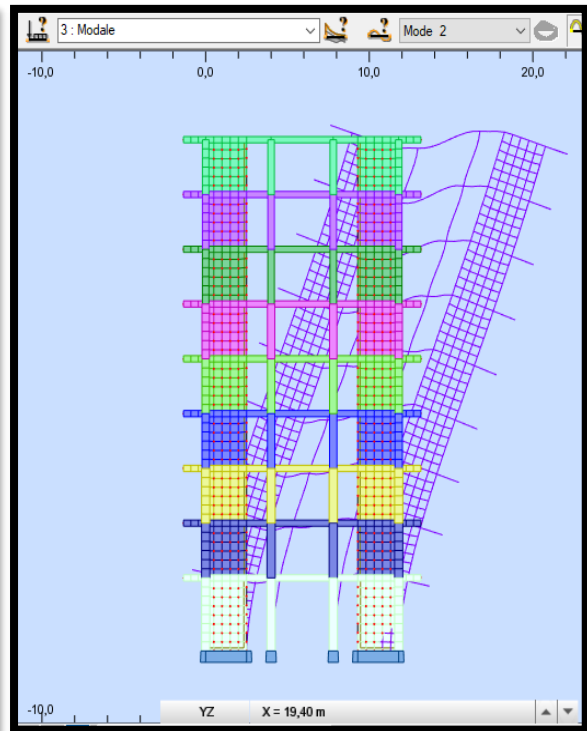


Figure IV.33-Translation selon (y-y).

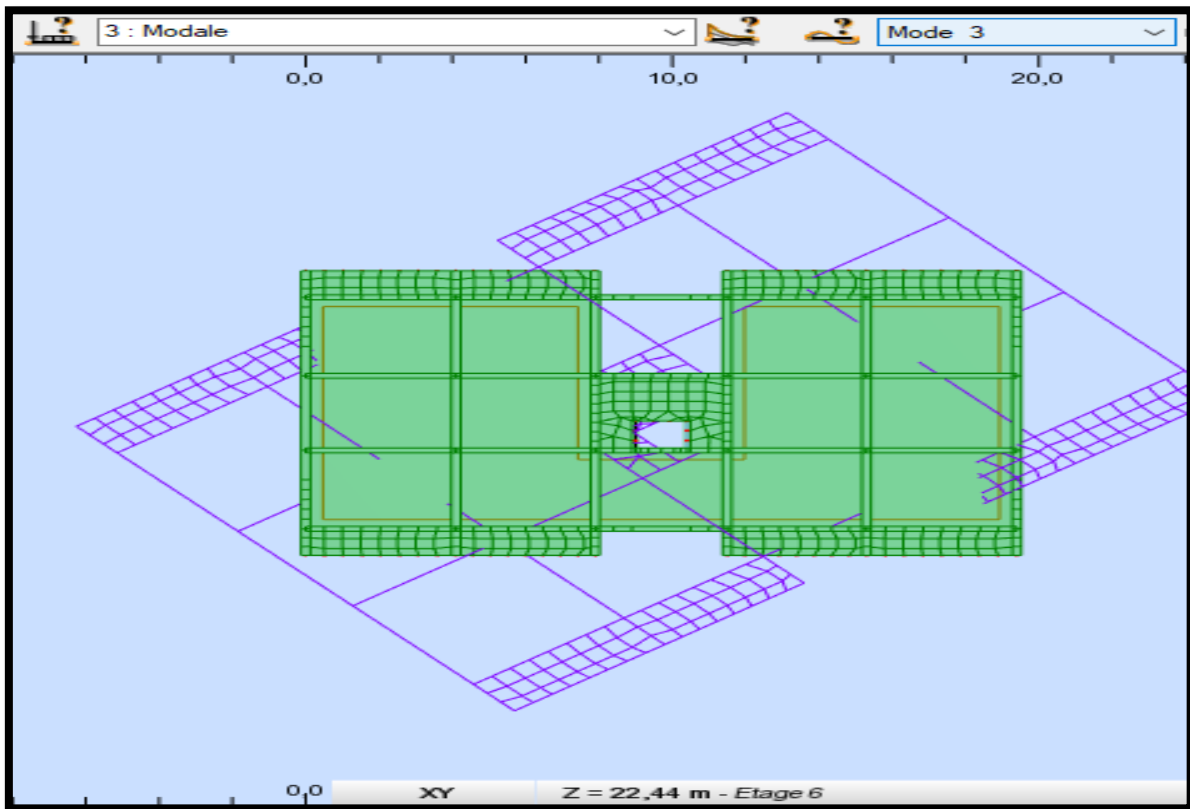


Figure IV.33-Rotation ou tour de l'axe (Z).

IV.4.6-Déplacements inter-étages : (Art 5.10/RPA99V03)

Δ_k : (Déplacement horizontal Relatif) à chaque niveau (k) de la structure

$$\begin{cases} \Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \rightarrow ? \\ \Delta_k \leq 1\% \times h_e \end{cases}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques y compris l'effet de torsion
 $\delta_k \rightarrow$ Est donné par RSA 2017

Cas/Etage	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,6	0,1	0,0	-0,0
4/ 2	1,4	0,1	0,6	-0,0
4/ 3	2,2	0,1	1,3	-0,1
4/ 4	3,1	0,1	2,2	-0,1
4/ 5	4,0	0,2	3,1	-0,0
4/ 6	4,9	0,2	4,0	0,0
4/ 7	5,7	0,2	4,9	0,0
4/ 8	6,4	0,3	5,7	0,0
4/ 9	7,1	0,3	6,4	-0,3

Cas/Etage	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,0	0,3	-0,0	0,0
5/ 2	0,1	0,8	-0,1	0,3
5/ 3	0,1	1,5	-0,1	0,7
5/ 4	0,1	2,1	-0,1	1,2
5/ 5	0,2	2,8	-0,2	1,8
5/ 6	0,2	3,5	-0,2	2,4
5/ 7	0,3	4,2	-0,3	3,0
5/ 8	0,3	4,9	-0,3	3,5
5/ 9	0,4	5,5	-0,3	4,1

Figure IV.32-Déplacements absolus suivant l'action sismique E_x et E_y (respectivement).

Tableau IV.1-Vérification des déplacements inter-étages.

Niveaux	Déplacements des niveaux (cm)		Hauteur de l'étage (cm)	Déplacements relatifs des niveaux (cm)		1 % h _{étage} (cm)	Observation
	U_{max}^x	U_{max}^y		Δ_k^x	Δ_k^y		
RDC	0.6	0.3	408	0.6	0.3	4.08	CV
1	1.4	0.8	306	0.8	0.5	3.06	CV
2	2.2	1.5	306	0.8	0.7	3.06	CV
3	3.1	2.1	306	0.9	0.6	3.06	CV
4	4.0	2.8	306	0.9	0.7	3.06	CV
5	4.9	3.5	306	0.9	0.7	3.06	CV
6	5.7	4.2	306	0.8	0.7	3.06	CV
7	6.4	4.9	306	0.7	0.7	3.06	CV
8	7.1	5.5	306	0.4	0.6	3.06	CV

IV.4.7-Excentricités : (Art 4.3.7/RPA99V03)

Dans cette étape on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et l'en compare à la valeur 5% de la longueur et la largeur selon les deux axes,

$$\begin{cases} e_{x0} < (e_{x1} = 0.05 \times L_x) \\ e_{y0} < (e_{y1} = 0.05 \times L_y) \end{cases} \rightarrow ?$$

Avec : $\begin{cases} e_{x0} \\ e_{y0} \end{cases} \rightarrow$ Excentricités théoriques données par RSA 2017

$\begin{cases} e_{x1} = 0.05 \times L_x \\ e_{y1} = 0.05 \times L_y \end{cases} \rightarrow$ Excentricités accidentelles données par RSA 2017

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	RDC	9,68 5,94 3,25	9,70 6,15 2,70	0,02	0,21
4/ 2	Etage 1	9,69 5,95 6,66	9,70 6,48 6,22	0,01	0,53
4/ 3	Etage 2	9,69 5,95 9,72	9,70 6,48 9,28	0,01	0,53
4/ 4	Etage 3	9,69 5,95 12,81	9,70 6,50 12,37	0,01	0,55
4/ 5	Etage 4	9,69 5,95 15,87	9,70 6,50 15,43	0,01	0,55
4/ 6	Etage 5	9,69 5,95 18,93	9,70 6,50 18,49	0,01	0,55
4/ 7	Etage 6	9,69 5,95 22,02	9,70 6,50 21,59	0,01	0,56
4/ 8	Etage 7	9,70 5,92 25,08	9,70 6,03 24,65	0,00	0,11
4/ 9	Etage 8	9,62 5,84 28,26	9,70 5,34 27,75	0,08	0,50

Figure IV.33-Excentricités théoriques (données par RSA 2017).

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	RDC	193A254 567A5		19,40	14,50	0,97	0,73
2	Etage 1	1A24 255A292		19,40	14,50	0,97	0,73
3	Etage 2	25A48 293A330		19,40	14,50	0,97	0,73
4	Etage 3	49A72 331A368		19,40	14,50	0,97	0,73
5	Etage 4	73A96 369A406		19,40	14,50	0,97	0,73
6	Etage 5	97A120 407A44		19,40	14,50	0,97	0,73
7	Etage 6	121A144 445A4		19,40	14,50	0,97	0,73
8	Etage 7	145A168 483A5		19,40	14,50	0,97	0,73
9	Etage 8	169A192 521A5		19,40	14,50	0,97	0,73

Figure IV.34-Excentricités accidentelles (données par RSA 2017).

A travers l'analyse des résultats $\rightarrow \begin{cases} e_{x0} < (e_{x1} = 0.05 \times L_x) \\ e_{y0} < (e_{y1} = 0.05 \times L_y) \end{cases} \rightarrow CV$

IV.4.8-Effet (P-Δ) : (Art 5.9/RPA99V03)

L'effet (P – Δ) peut être négligé dans le cas d'un bâtiment si seulement si :

$$\left(\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}\right) \leq 0.10 \rightarrow \text{(Pour tous les niveaux)}$$

{ Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k – 1)
 h_k : Hauteur d'étage (k)

{ P_k : Poids total de \rightarrow Structure
 Charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k)

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

{ V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k)

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

L'effet(P – Δ) représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Tableau IV.2-Vérification de l'effet (P-Δ) suivant (XX) et (YY).

Niveaux	P _k (KN)	h _k (cm)	Sens XX				Observation
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	V _k × h _k (KN.cm)	θ _k	
RDC	3519.16	408	0.6	1134.86	463022.88	0.004	CV
1	2921.58	306	0.8	1085.02	332016.12	0.007	CV
2	2890.69	306	0.8	1011.40	309488.4	0.007	CV
3	2836.02	306	0.9	928.07	283989.42	0.008	CV
4	2836.02	306	0.9	834.86	255467.16	0.009	CV
5	2808.36	306	0.9	738.13	225867.78	0.011	CV
6	2759.46	306	0.8	627.26	191941.54	0.011	CV
7	2730.15	306	0.7	491.96	150539.76	0.012	CV
8	3060.01	306	0.4	317.52	97161.12	0.012	CV
			Sens YY				
RDC	3519.16	408	0.3	975.99	398203.92	0.002	CV
1	2921.58	306	0.5	937.50	286875	0.005	CV
2	2890.69	306	0.7	872.43	266963.58	0.007	CV
3	2836.02	306	0.6	801.92	245356.92	0.006	CV
4	2836.02	306	0.7	728.14	222810.84	0.008	CV
5	2808.36	306	0.7	640.19	195898.14	0.011	CV
6	2759.46	306	0.7	542.38	165968.28	0.011	CV
7	2730.15	306	0.7	434.01	132807.06	0.014	CV
8	3060.01	306	0.6	282.90	86567.4	0.021	CV

IV.4.9-Justification de l'interaction portiques-voiles : (Art 3.4.4a/RPA99V03)

- Détermination des forces sismiques suivant les deux directions :

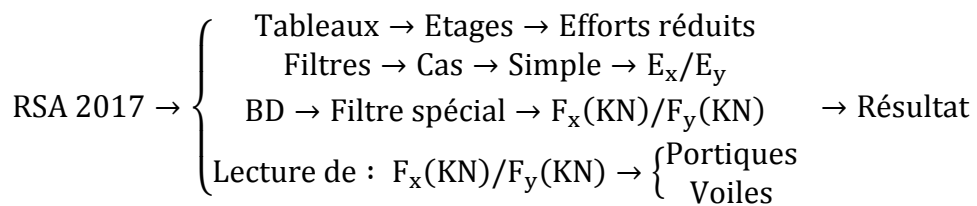


Tableau IV.3-Répartition des forces sismiques suivant les deux directions.

Etages	F _x (KN)	F _x (KN)		Pourcentage (%)	
		Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	1134.86	442.82	692.04	39.02	60.98
1	1085.02	365.20	719.82	33.66	66.34
2	1011.40	400.28	611.12	39.58	60.42
3	928.07	358.09	569.97	38.59	61.41
4	834.86	363.22	471.64	43.51	56.49
5	738.13	353.82	384.31	47.94	52.06
6	627.26	274.22	353.04	43.72	56.28
7	491.96	255.54	236.42	51.95	48.05
8	317.52	253.94	63.58	79.98	20.02
Moyenne				46.44	53.56

Etages	F _y (KN)	F _y (KN)		Pourcentage (%)	
		Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	975.99	258.42	717.57	26.48	73.52
1	937.50	231.05	706.46	24.65	75.35
2	872.43	265.94	606.49	30.49	69.51
3	801.92	240.19	561.73	29.96	70.04
4	728.14	242.20	485.94	33.27	66.73
5	640.19	242.70	397.49	40.73	59.27
6	542.38	187.16	355.23	34.51	65.49
7	434.01	175.67	258.34	40.48	59.52
8	282.90	199.98	82.93	70.69	29.31
Moyenne				36.81	63.19

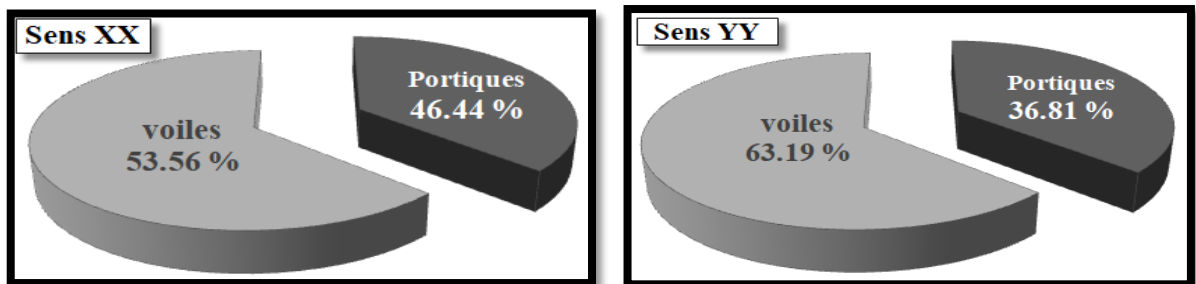


Figure IV.34-Schématisation (3D) de la répartition des forces sismiques suivant XX et YY.

- Détermination des charges verticales :

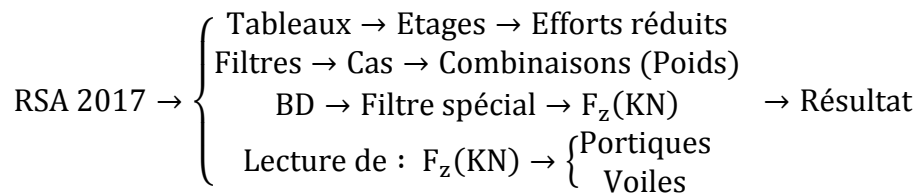


Tableau IV.4-Répartition des charges verticales.

Etages	F_z (KN)	F_z (KN)		Pourcentage (%)	
		Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	26506.22	19466.62	7039.60	73.45	26.55
1	22987.06	17308.83	5678.23	75.30	24.70
2	20065.48	15300.68	4764.80	76.26	23.74
3	17174.79	13292.15	3882.64	77.40	22.60
4	14338.77	11222.04	3116.73	78.27	21.73
5	11502.75	9469.55	2033.20	82.33	17.67
6	8694.39	7581.32	1113.07	87.2	12.80
7	5934.93	5185.97	748.96	87.39	12.61
8	3204.78	2720.66	484.12	84.90	15.10
Moyenne				80.28	19.72

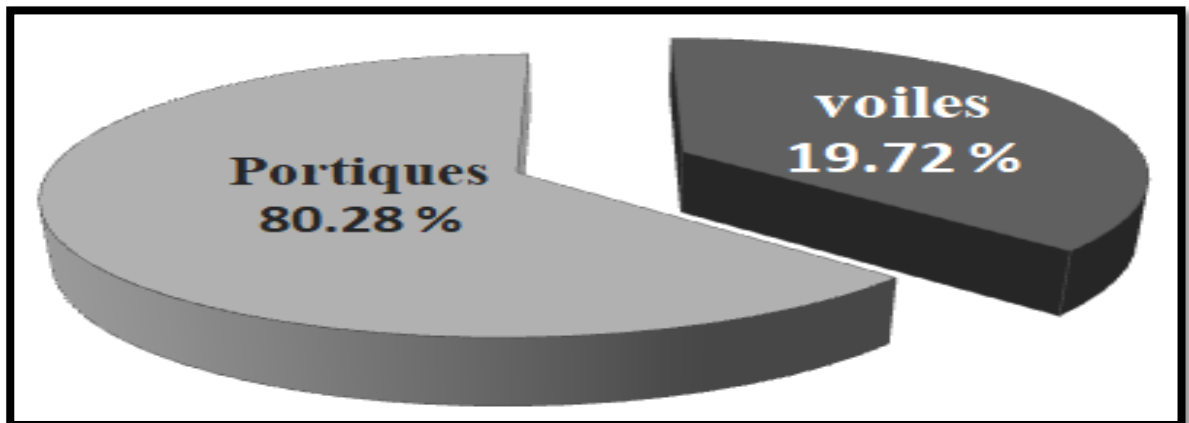


Figure IV.35-Schématisation (3D) de la répartition des charges verticales.

{ A travers l'analyse des résultats :
 {→ Le système de contreventement est déclaré : mixte (voiles et portiques)

V.1-Les Poteaux :

V.1.1-Introduction :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ferraillage} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul} \rightarrow \text{ELU} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \text{Vérification} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right. \\ \text{Sollicitations maximales} \rightarrow \text{Combinaisons} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right. \\ (\text{RPA99V03}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \rightarrow \text{Acc} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les calculs sont conduits en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

A la suite de ces dernières, les diverses réponses de la section peuvent être rehaussées par :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

V.1.2-Recommandations et exigences (RPA99V03) :

V.1.2.1-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1/RPA99V03)

Tableau V.1-Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.

Caractéristiques des barres	Longueur minimale des recouvrements	L'espace maximal dans une face du poteau	Les jonctions par recouvrement
Haute adhérence. Droites et sans crochets. $\varnothing_{\min} = 12$ (mm)	$L_r^{\min} = 40 \times \varnothing$	25 (cm)	A l'extérieur des zones nodales (si possible)

Tableau V.2-Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.

Zone sismique	Limite	Pourcentage appliqué	Poteaux (cm×cm)	Section d'armatures (cm ²)
II _a	Section minimale d'armatures (A _{min})	0.008	RDC/2 (50×50)	0.008×50×50 = 20.00
			3/5 (45×45)	0.008×45×45 = 16.20
			6/8 (40×40)	0.008×40×40 = 12.80
	Section maximale d'armatures (A _{max})	Zone courante (0.04)	RDC/2 (50×50)	0.04×50×50 = 100
			3/5 (45×45)	0.04×45×45 = 81
			6/8 (40×40)	0.04×40×40 = 64
		Zone de recouvrement (0.06)	RDC/2 (50×50)	0.06×50×50 = 150.00
			3/5 (45×45)	0.06×45×45 = 121.50
			6/8 (40×40)	0.06×40×40 = 96.00

V.1.2.2-Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/RPA99V03)

Les armatures transversales des poteaux sont disposées de manière à empêcher les mouvements longitudinaux des aciers vers les parois du poteau, leur but essentiel est de reprendre les efforts tranchants et empêche le déplacement transversal du béton. Sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

ρ_a : Coefficient correcteur → Mode fragile de rupture par effort tranchant
 $\rho_a = \begin{cases} 2.50 : \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 : \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$
 λ_g : Elancement géométrique du poteau dans la direction considérée
 $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$
 l_f (Longueur de flambement du poteau) = 0.7 × l₀
 i (Rayon de giration) = $\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$S_t (\text{Zone II}_a) \rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale} \rightarrow S_t \leq \min (10 \times \phi_1, 15 \text{ cm}) \\ \text{Zone courante} \rightarrow S_t \leq 15 \times \phi_1 \\ \text{Avec : } \phi_1 = \phi_{\min} \text{ des armatures longitudinales} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à (135°) ayant une longueur droite :

$$l_{\text{crochets}} \geq 10 \times \phi_t$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants, pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux :

$$\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$$

- La quantité minimale d'armatures transversales, est donnée en fonction de l'élanement géométrique comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t = 0.008 \times S_t \times b \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow A_t = (\text{Interpolation}) \end{cases}$$

V.1.3-Exposé de la méthode de calcul : (FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)

Le calcul en flexion composée, est susceptible d'interpréter ce présent enchaînement :

V.1.3.1-Calcul des armatures longitudinales :

- Détermination de la position du centre de pression, au moyen du calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

- Les efforts normaux (N_u) et les moments fléchissants (M_u) étant pris en signes algébriques, ajoutés à leurs quantités, évoquent le critère précurseur de cette variété de cas :

V.1.3.1.1-Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c' \right) \rightarrow ? \\ [N_u \times (d - c')] - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow ? \\ M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\ M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[e_u + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) \end{array} \right.$$

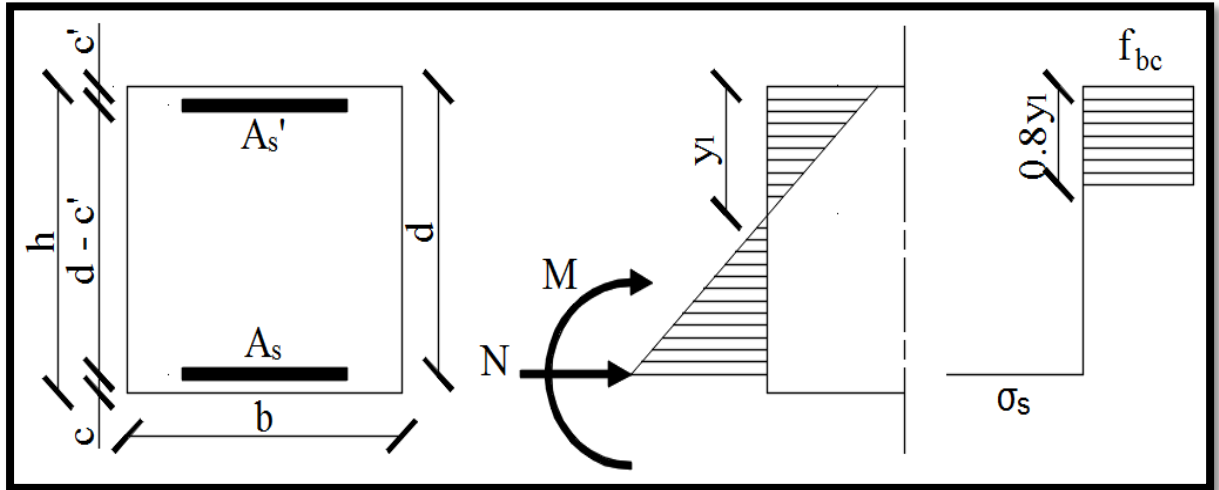


Figure V.1-Schématisation (2D) de la section partiellement comprimée.

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Calcul} \rightarrow \mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \\
 \text{Si} \rightarrow \mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Section fictive : } A_{sf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\
 \text{Section réelle : } A_{st} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}
 \end{array} \right. \\
 \text{Sinon Si} \rightarrow \mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Calcul du moment résistant} \rightarrow M_r = \mu_b \times b \times d^2 \times f_{bc} \\
 \text{D'où} \rightarrow \Delta M = M_f - M_r \\
 \text{Section fictive : } A_{stf} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\
 \text{Section d'armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\
 \text{Section réelle : } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

V.1.3.1.2-Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 e_u < \left(\frac{h}{2} - c' \right) \rightarrow ? \\
 [N_u \times (d - c')] - M_f > \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow ? \\
 M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\
 M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[e_u + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)
 \end{array} \right.$$

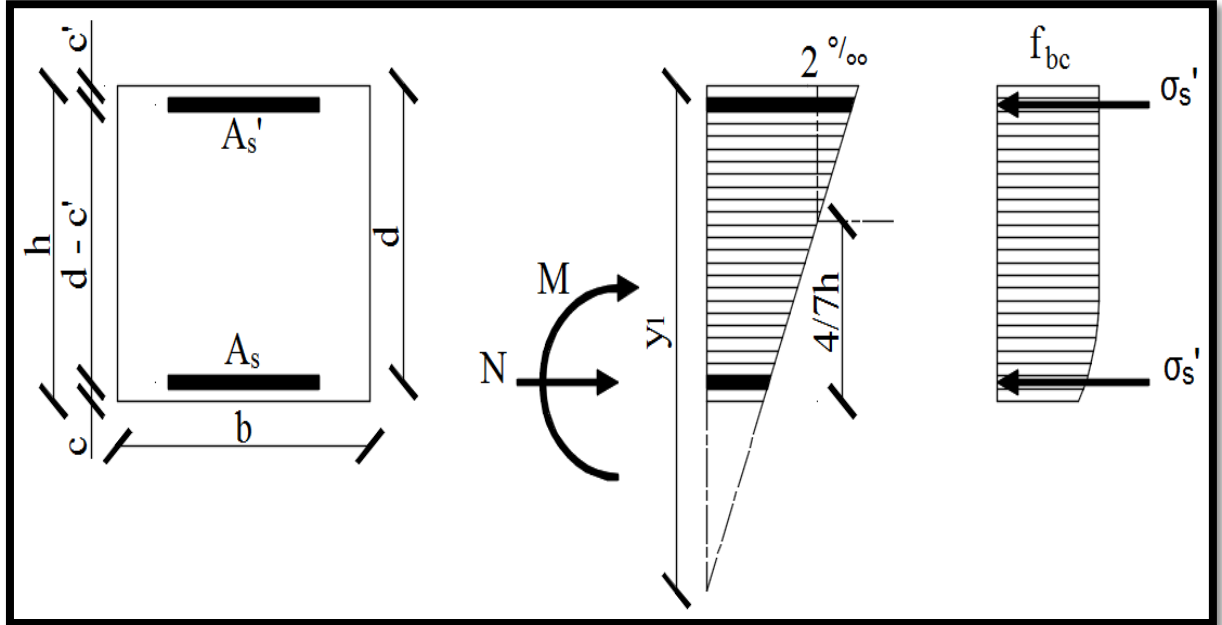


Figure V.2-Schématisation (2D) de la section entièrement comprimée.

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{1}^{\text{er}} \text{ cas} \rightarrow \text{Si} : [N_u \times (d - c')] - M_f > \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\
 A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\
 A_{sc2} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}
 \end{array} \right. \\
 \text{2}^{\text{ème}} \text{ cas} \rightarrow \text{Si} : [N_u \times (d - c')] - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\
 \text{Alors} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\
 A_{sc1} = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} \\
 A_{sc2} = 0 \\
 \text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

V.1.3.1.3-Section entièrement tendue (S.E.T) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 N_u : \text{Effort de traction} \rightarrow ? \\
 N_u : \text{est appliqué entre les armatures} \rightarrow ?
 \end{array} \right.$$

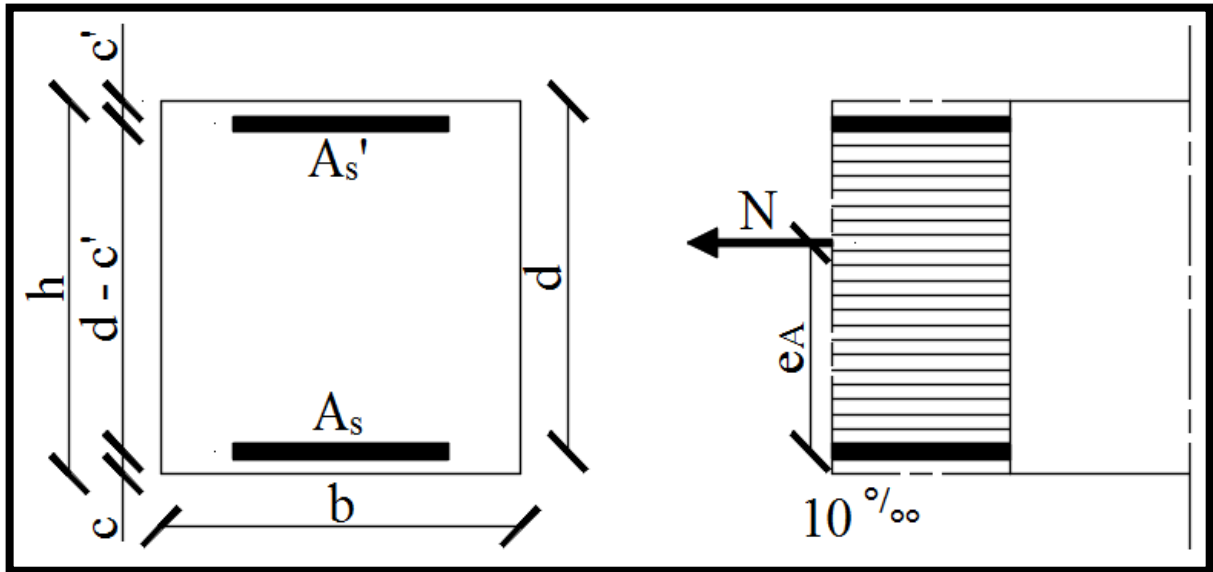


Figure V.3-Schématization (2D) de la section entièrement tendue.

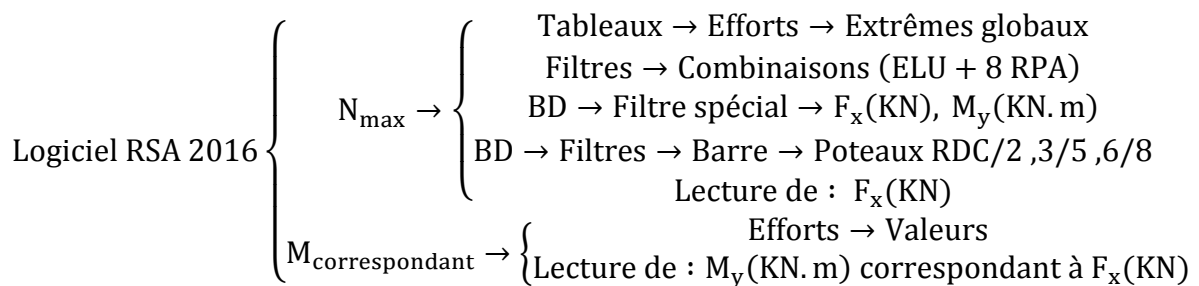
Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

Les sections d'armatures tendues :

$$\begin{cases} A_{st1} = \frac{N \times e_A}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1} \end{cases}$$

V.1.4-Illustration des efforts internes dans les poteaux :

V.1.4.1-Par rapport à XX' (Repère global) :



Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MY [kNm]
206/ 230/ 6 (C)	Nmax = 1913,41	Mcor = -16,57

Poteaux 3/5	FX [kN]	MY [kNm]
55/ 55/ 6 (C)	$N_{max} = 1166,34$	$M_{cor} = 1,64$

Poteaux 6/8	FX [kN]	MY [kNm]
127/ 127/ 6 (C)	$N_{max} = 572,72$	$M_{cor} = 3,61$

Figure V.4-Efforts internes dans les poteaux.

Logiciel RSA 2017 $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \text{ au voisinage de zéro (0)} \end{array} \right. \\ M_{correspondant} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } M_y(\text{KN.m}) \text{ correspondant à } F_x(\text{KN}) \end{array} \right. \end{array} \right.$

Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MY [kNm]
207/ 231/ 14 (C) (C)	$N_{min} = -3,76$	$M_{cor} = 48,71$

Poteaux 3/5	FX [kN]	MY [kNm]
117/ 141/ 15 (C) (C)	$N_{min} = 37,99$	$M_{cor} = 0,60$

Poteaux 6/8	FX [kN]	MY [kNm]
169/ 193/ 14 (C) (C)	$N_{min} = -2,56$	$M_{cor} = 1,26$

Figure V.5-Efforts internes dans les poteaux.

Logiciel RSA 2017 $\left\{ \begin{array}{l} M_{max} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Lecture de : } M_y(\text{KN.m}) \end{array} \right. \\ N_{correspondant} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \text{ correspondant à } M_y(\text{KN.m}) \end{array} \right. \end{array} \right.$

Résultats :

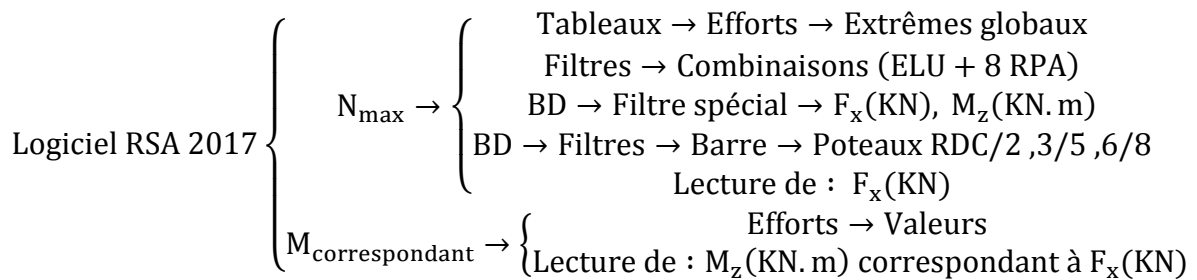
Poteaux RDC/2	FX [kN]	MY [kNm]
14/ 27/ 10 (C) (C)	N _{cor} = 257,44	M _{max} = 74,89

poteaux 3/5	FX [kN]	MY [kNm]
106/ 130/ 9 (C) (C)	N _{cor} = 205,76	M _{max} = 65,85

Poteaux 6/8	FX [kN]	MY [kNm]
191/ 215/ 6 (C)	N _{cor} = 69,00	M _{max} = 56,93

Figure V.6-Efforts internes dans les poteaux.

V.1.4.2-Par rapport à YY' (Repère global) :



Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
206/ 230/ 6 (C)	N _{max} = 1913,41	M _{cor} = 44,44

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
55/ 55/ 6 (C)	N _{max} = 1166,34	M _{cor} = -2,33

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
127/ 127/ 6 (C)	N _{max} = 572,72	M _{cor} = -3,14

Figure V.7-Efforts internes dans les poteaux.

Logiciel RSA 2017 $\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \text{ au voisinage de zéro (0)} \end{array} \right. \\ M_{\text{correspondant}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } M_z(\text{KN.m}) \text{ correspondant à } F_x(\text{KN}) \end{array} \right. \end{array} \right.$

Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
207/ 231/ 14 (C) (CQC)	Nmin = -3,76	Mcor = 1,51

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
103/ 127/ 5/ CQC	Nmin = -5,32	Mcor = 16,36

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
169/ 193/ 14 (C) (CQC)	Nmin = -2,56	Mcor = 7,41

Figure V.8-Efforts internes dans les poteaux.

Logiciel RSA 2017 $\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Lecture de : } M_z(\text{KN.m}) \end{array} \right. \\ N_{\text{correspondant}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \text{ correspondant à } M_z(\text{KN.m}) \end{array} \right. \end{array} \right.$

Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
206/ 230/ 12 (C) (CQC)/	Ncor = 1469,94	Mmax = 59,52

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
119/ 143/ 11 (C) (CQC)/	Ncor = 134,07	Mmax = 51,54

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
191/ 215/ 11 (C) (CQC)/	Ncor = 37,60	Mmax = 53,78

Figure V.9-Efforts internes dans les poteaux.

V.1.5-Ferraillage des poteaux :

V.1.5.1-Par rapport à XX' (Repère global) :

Tableau V.3-Ferraillage des poteaux par rapport à XX'.

Par Rapport à XX'									
Niveaux	Poteaux RDC/2			Poteaux 3/5			Poteaux 6/8		
Section (cm²)	(50×50)			(45×45)			(40×40)		
N (KN)	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}
	1913.41	-3.76	74.89	1166.3 4	37.99	65.85	572.72	-2.56	56.93
M (KN.m)	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}
	-16.57	48.71	257.44	1.64	0.60	205.7 6	3.61	1.26	69
Observation	SEC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC
A_s (cm²)	0.00	3.05	16.25	0.00	0.00	14.74	0.00	0.14	4.76
A_s' (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
A_{min} (cm²)	20.00			16.20			12.80		
A_{adopté} (cm²)	20.36			16.84			13.57		
Ferraillage adopté	4HA16+8HA14			4HA12+8HA14			4HA12+8HA12		

V.1.5.2-Par rapport à YY' (Repère global) :

Tableau V.4-Ferrailage des poteaux par rapport à YY'.

Par Rapport à YY'									
Niveaux	Poteaux RDC/2			Poteaux 3/5			Poteaux 6/8		
Section (cm²)	(50×50)			(45×45)			(40×40)		
N (KN)	N _{max}	N _{min}	N _{cor}	N _{max}	N _{min}	N _{cor}	N _{max}	N _{min}	N _{cor}
		1913.41	-3.76	1469.94	1166.34	-5.32	51.45	572.72	-2.56
M (KN.m)	M _{cor}	M _{cor}	M _{max}	M _{cor}	M _{cor}	M _{max}	M _{cor}	M _{cor}	M _{max}
	44.44	1.51	59.52	-2.33	16.38	134.07	-3.14	7.41	37.60
Observation	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC
As (cm²)	0.00	0.15	0.00	0.00	1.2	9.01	0.00	2.17	3.78
As' (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
A_{min} (cm²)	20.00			16.20			12.80		
A_{adopté} (cm²)	20.36			16.84			13.57		
Ferrailage adopté	4HA16+8HA14			4HA12+8HA14			4HA12+8HA12		

V.1.6-Vérification à l'ELU :

V.1.6.1-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1/RPA99V03)

Tableau V.5- Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.

Caractéristiques des barres		Haute adhérence (HA)
		Droites et sans crochets
		$\phi_{\min} = 12$ (mm)
L'espace maximal dans une face du poteau (cm)		25
Les jonctions par recouvrement		A l'extérieur des zones nodales (si possible)
Longueur minimale des recouvrements $L_r^{\min} = 40 \times \phi_1$ (cm)	Poteaux RDC/2 : (50×50)	$L_{r1} = 40 \times 1.6 = 64$
		$L_{r2} = 40 \times 1.4 = 56$
	Poteaux 3/5 : (45×45)	$L_{r1} = 40 \times 1.4 = 56$
		$L_{r2} = 40 \times 1.2 = 48$
Poteaux 6/8 : (40×40)	$L_{r1} = 40 \times 1.2 = 48$	

V.1.6.2- Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \\ \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ L_a = 0.4 \times L_s \end{array} \right.$$

Tableau V.6- Recommandations (RPA99V03) liées aux armatures longitudinales.

Niveaux	Poteaux RDC/2 (50×50)		Poteaux 3/5 (45×45)		Poteaux 6/8 (40×40)
Diamètre des barres (mm)	$\phi = 16$	$\phi = 14$	$\phi = 14$	$\phi = 12$	$\phi = 12$
L_s (cm)	56.44	49.38	49.38	42.33	42.33
L_s adopté (cm)	60	50	50	45	45
L_a (cm)	24	20	20	18	18

V.1.6.3- Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/RPA99V03)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

ρ_a : Coefficient correcteur → Mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau dans la direction considérée

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

l_f (Longueur de flambement du poteau) = $0.7 \times l_0$

$$i \text{ (Rayon de giration)} = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

S_t (Zone II_a) → $\begin{cases} \text{Zone nodale} \rightarrow S_t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{Zone courante} \rightarrow S_t \leq 15 \times \phi_l \\ \text{Avec : } \phi_l = \phi_{\min} \text{ des armatures longitudinales} \end{cases}$

Zone nodale → $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$

$$A_t^{\min} \rightarrow \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t = 0.008 \times S_t \times b \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow A_t = (\text{Interpolation}) \end{cases}$$

ϕ_{At}^{\min} → Diamètre minimal des armatures transversales :

(Art A. 8.1.3/BAEL91V99) → $\phi_{At}^{\min} \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$

Tableau V.7-Récapitulatif du calcul des armatures transversales.

Niveaux	Poteaux RDC	Poteaux 1/2	Poteaux 3/5	Poteaux 6/8
Section (cm ²)	(50×50)		(45×45)	(40×40)
l_0 (cm)	408	306		
l_f (cm)	285.6	214.2		
i (cm)	14.43		12.99	11.55
λ_g	19.79	14.84	16.49	18.55
ρ_a	2.5	2.5	2.5	2.5
T_u (KN)	74.46	74.46	45.55	40.68
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2
h_e (cm)	373	271	271	271
Zone nodale				
h' (cm)	65	60	60	60
Zone nodale	S_t (cm)	10	10	10
	A_t (cm ²)	0.93	0.93	0.63
	S_t			

Zone courante	(cm)	15	15	15	15
	A_t (cm ²)	1.39	1.39	0.42	0.42
	ϕ_l^{max} (mm)	16	16	14	12
	ϕ_{At}^{min} (mm)	8	8	8	8
Zone nodale	A_t^{min} (cm ²)	1.5	1.5	1.35	1.2
Zone courante	A_t^{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.03	1.8
	A_t adopté (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02
Ferraillage adopté		3 cadres en T8	3 cadres en T8	3 cadres en T8	3 cadres en T8

V.1.6.4-Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2/RPA99V03)

$$\tau_{bc} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bc} = \rho_d \times f_{c28} \rightarrow ?$$

τ_{bc} : la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton
 ρ_d : Coefficient correcteur
 $\rho_d \rightarrow \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \rightarrow \rho_d = 0.075$
 $T_u \rightarrow$ Logiciel RSA 2017 \rightarrow $\begin{cases} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELU + 8 RPA)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow F_y(\text{KN}) \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Poteaux RDC/2, 3/5, 6/8} \end{cases}$

V.1.6.4.1-Illustration des efforts tranchants dans les poteaux :

Poteaux RDC/2	FY [kN]	Poteaux 3/5	FY [kN]	Poteaux 6/8	FY [kN]
MAX	$T_u = 74,46$	MAX	29,98	MAX	34,38
Barre	206	Barre	118	Barre	192
Noeud	230	Noeud	118	Noeud	216
Cas	9 (C) (CQC)	Cas	12 (C) (CQC)	Cas	6 (C)
MIN	-61,31	MIN	$T_u = -45,55$	MIN	$T_u = -40,68$
Barre	213	Barre	60	Barre	132
Noeud	237	Noeud	60	Noeud	132
Cas	11 (C) (CQC)	Cas	11 (C) (CQC)	Cas	11 (C) (CQC)

Figure V.10-Efforts tranchants dans les poteaux.

V.1.6.4.2-Vérification :

Tableau V.8-Vérification de l'effort tranchant.

Niveaux	Poteaux RDC/2	Poteaux 3/5	Poteaux 6/8
Section (cm ²)	(50×50)	(45×45)	(40×40)
b (mm)	500	450	400
d (mm)	470	420	370
T _u × 10 ³ (N)	74.46	45.55	40.68
τ _{bc} (MPa)	0.32	0.24	0.27
τ̄ _{bc} (MPa)	1.875	1.875	1.875
Observation	CV	CV	CV

V.1.7-Vérification à l'ELS :

V.1.7.1-Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

{ La fissuration est considérée comme étant peu nuisible
 → Aucune vérification n'est requise

V.1.7.2-Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

$$\text{Aciers} \rightarrow \begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow ? \end{cases}$$

Béton

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow ?$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Calcul de σ_{bc} : (Méthode du FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)

Calcul de l'excentricité : $e_s \rightarrow \begin{cases} e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \end{cases}$

$N_s, M_s \rightarrow$ Logiciel RSA 2016

1^{er} cas \rightarrow Si : $e_s > \frac{h}{6} \rightarrow$ SPC

$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$

Avec : $K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$

Et : $y_{ser} = y_c + C$

y_{ser} : La distance entre l'A. N à l'ELS et la fibre la plus comprimée

y_c : La distance entre l'A. N à l'ELS et le CP (centre de pression)

C : La distance entre le CP et la fibre la plus comprimée

Calcul de ($I_{xx'}$) à l'ELS :

$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$

Calcul de (y_c) \rightarrow Résolution de l'équation :

$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$

Sachant que :

$p = (-3) \times C^2 - \frac{90 \times A'_s}{b} \times (C - c') + \frac{90 \times A_s}{b} \times (d - c')$

$q = (-2) \times C^3 - \frac{90 \times A'_s}{b} \times (C - c')^2 - \frac{90 \times A_s}{b} \times (d - c')^2$

Béton →

Alors →

Calcul du discriminant (Δ) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$$

Alors →

Si : $\Delta \geq 0$

$$y_c = \mu - \frac{p}{3 \times \mu}$$

Avec :

$$\mu = \sqrt[3]{t}$$

$$t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$$

Sinon Si : $\Delta \leq 0$

Alors →

$$y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$y_c \rightarrow$ (Valeur positive) ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + C < h$$

2^{ème} cas → Si : $e_s < \frac{h}{6} \rightarrow$ SEC

Alors →

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} \times V_1\right)$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} - \frac{M_s}{I} \times V_2\right)$$

B_0 : La section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A_s \times d + A'_s \times c') \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

I : Le moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A_s \times (V_2 - c)^2 - A'_s \times (V_1 - c')^2]$$

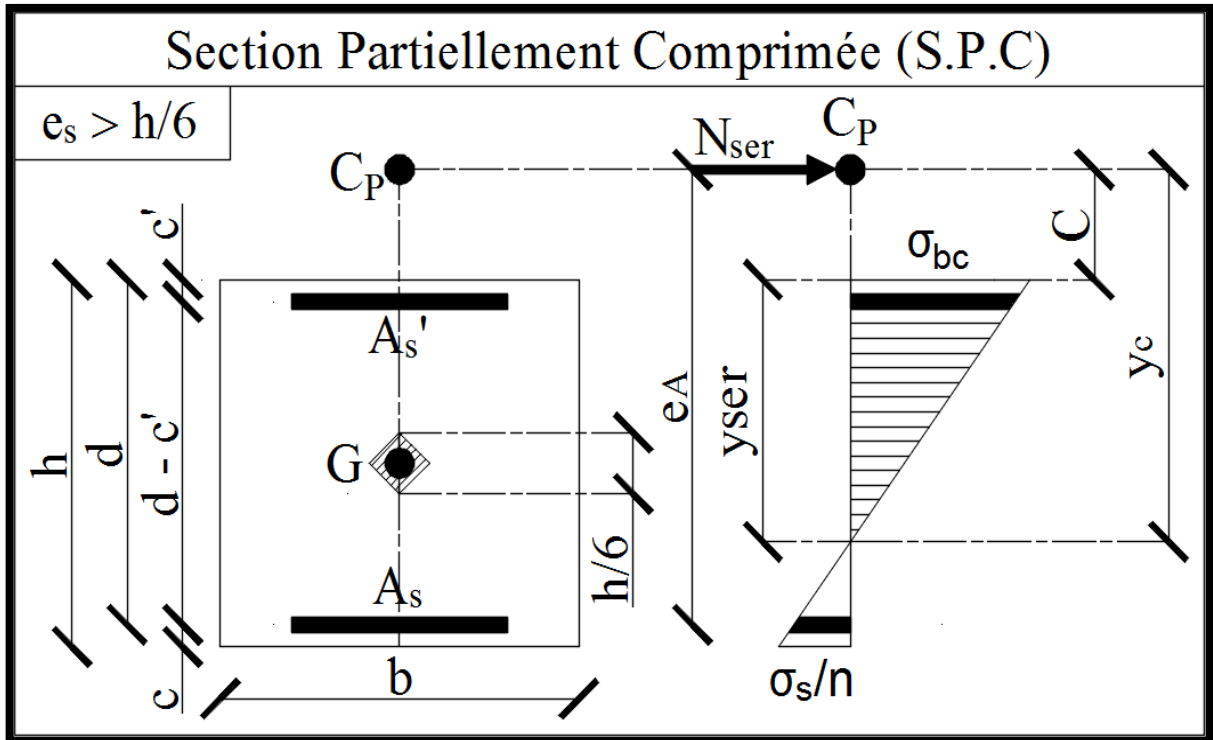


Figure V.11-Schématisation (2D) de la section partiellement comprimée.

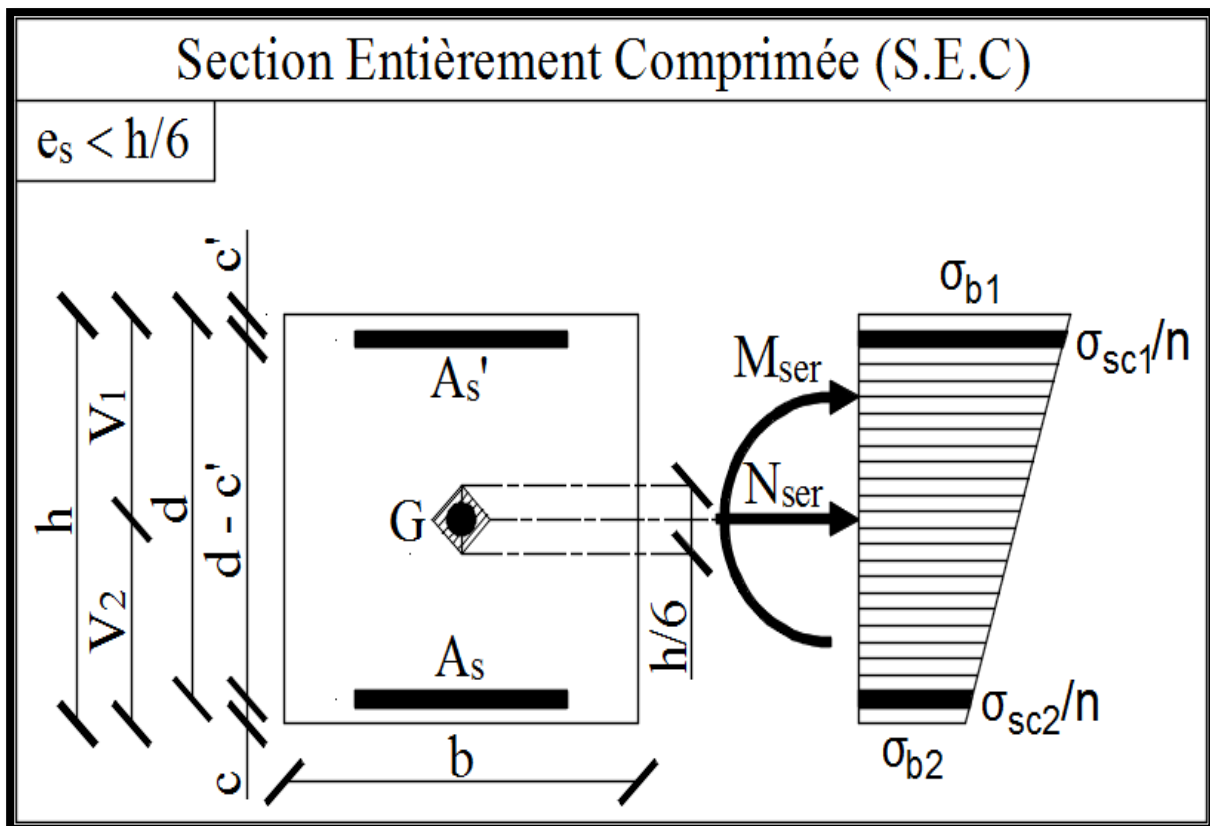
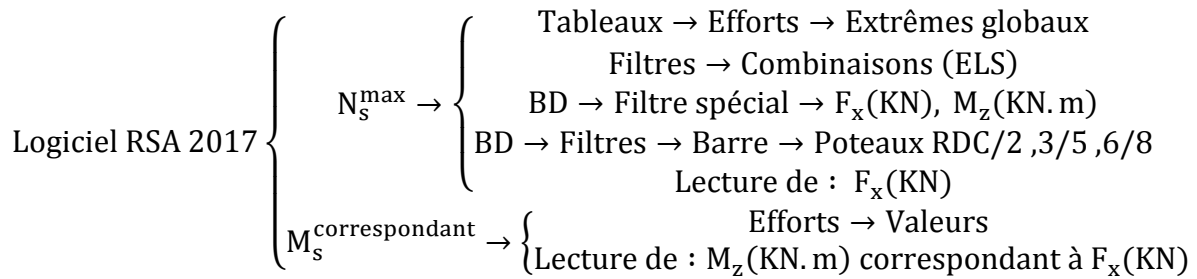


Figure V.12-Schématisation (2D) de la section entièrement comprimée.

V.1.7.2.1-Illustration des efforts internes dans les poteaux :



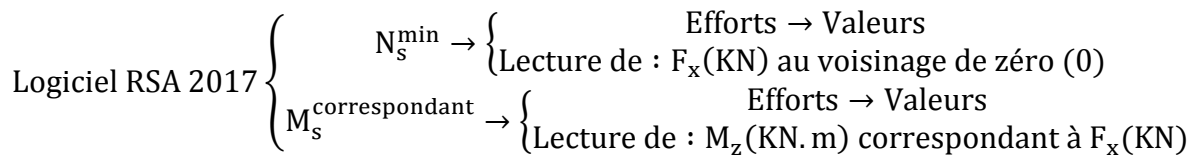
Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
206/ 230/ 7 (C)	Nmax = 1388,81	Mcor = 32,10

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
55/ 55/ 7 (C)	Nmax = 847,85	Mcor = -1,69

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
127/ 127/ 7 (C)	Nmax = 416,73	Mcor = -2,28

Figure V.13- Efforts internes dans les poteaux.



Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
25/ 49/ 7 (C)	Nmin = 304,18	Mcor = 11,75

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
97/ 121/ 7 (C)	Nmin = 142,29	Mcor = 7,90

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
172/ 196/ 7 (C)	Nmin = 11,76	Mcor = -12,90

Figure V.14- Efforts internes dans les poteaux.

Logiciel RSA 2017 $\left\{ \begin{array}{l} M_s^{\max} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Lecture de : } M_z(\text{KN.m}) \end{array} \right. \\ N_s^{\text{correspondant}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Efforts} \rightarrow \text{Valeurs} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \text{ correspondant à } M_z(\text{KN.m}) \end{array} \right. \end{array} \right.$

Résultats :

Poteaux RDC/2	FX [kN]	MZ [kNm]
206/ 230/ 7 (C)	N_{cor} = 1388,81	M_{max} = 32,10

Poteaux 3/5	FX [kN]	MZ [kNm]
119/ 143/ 7 (C)	N_{cor} = 229,72	M_{max} = 13,73

Poteaux 6/8	FX [kN]	MZ [kNm]
173/ 197/ 7 (C)	N_{cor} = 109,73	M_{max} = 24,92

Figure V.15- Efforts internes dans les poteaux.

V.1.7.2.2-Vérification assistée par logiciel (SOCOTEC) :

Tableau V.9-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.

Niveaux	Poteaux RDC/2			Poteaux 3/5			Poteaux 6/8		
Section (cm ²)	(50×50)			(45×45)			(40×40)		
N (KN)	N _s ^{max}	N _s ^{min}	N _s ^{cor}	N _s ^{max}	N _s ^{min}	N _s ^{cor}	N _s ^{max}	N _s ^{min}	N _s ^{cor}
		1388.81	304.18	1388.81	847.85	142.29	229.72	416.73	11.76
M (KN.m)	M _s ^{cor}	M _s ^{cor}	M _s ^{max}	M _s ^{cor}	M _s ^{cor}	M _s ^{max}	M _s ^{cor}	M _s ^{cor}	M _s ^{max}
	32.10	11.75	32.10	-1.69	7.90	13.73	-2.28	-12.90	24.92
Observation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
σ _{b1} (MPa)	6.14	1.52	6.14	3.64	1.03	1.71	2.15	0	2.94
σ _{b2} (MPa)	3.76	0.65	0.65	3.81	0.22	0.31	2.48	1.41	0.00
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
σ _{s1} (MPa)	90.3	22.1	90.3	54.7	14.7	24.4	32.5	0	38.4
σ _{s2} (MPa)	58.2	10.4	58.2	57	4.02	5.83	36.8	16.6	0
σ _s (MPa)	348	348	348	348	348	348	348	348	348
Observation	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

V.1.8-Conclusion :

{ Toutes les vérifications sont satisfaites
 {→ Le ferraillage des poteaux est validé comme suite :

Tableau V.10-Récapitulatif du ferraillage des poteaux.

Niveaux	Poteaux RDC/2	Poteaux 3/5	Poteaux 6/8
Section (cm²)	(50×50)	(45×45)	(40×40)
A_l adopté (cm²)	20.36	16.84	13.57
Ferraillage adopté	4HA16+8HA14	4HA12+8HA14	4HA12+8HA12
<hr/>			
Niveaux	Poteaux RDC/2	Poteaux 3/5	Poteaux 6/8
Section (cm²)	(50×50)	(45×45)	(40×40)
A_t adopté (cm²)	3.02	3.02	3.02
Ferraillage adopté	3 cadres en T8	3 cadres en T8	3 cadres en T8

V.2-Les Poutres :

V.2.1-Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ferraillage} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul} \rightarrow \text{ELU} \rightarrow \text{Flexion simple} \\ \text{Vérification} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right. \\ \text{Sollicitations maximales} \rightarrow \text{Combinaisons} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right. \\ (\text{RPA99V03}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \rightarrow \text{Acc} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.2.2-Recommandations et exigences (RPA99V03) :

V.2.2.1-Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA99V03)

Le pourcentage total et minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : (0.5%) en toute section.

- (Poutres principales) $\{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$
- (Poutres secondaires) $\{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total et maximal des aciers longitudinaux est de : (4%) en zone courante et (6%) en zone de recouvrement.

- (Poutres principales) $\left\{ \begin{array}{l} Z_c \rightarrow \{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \\ Z_r \rightarrow \{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
- (Poutres secondaires) $\left\{ \begin{array}{l} Z_c \rightarrow \{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \\ Z_r \rightarrow \{ \text{RDC}/8(25 \times 35) \rightarrow A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

La longueur minimale des recouvrements est de :

- Zone (II) $\rightarrow L_r^{\min} = 40 \times \emptyset$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures : est effectué au niveaux des poteaux de rive, au moyen des crochets d'angle droit (90°).

V.2.2.2-Armatures transversales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : Espacement des armatures transversales

$$S_t \rightarrow \begin{cases} \text{(Zone nodale)} \rightarrow S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) \\ \text{(Zone courante)} \rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Avec : $\phi = \phi_{\min}$ des armatures longitudinales

Les premières (A_t) doivent être disposées à (5 cm) au plus du nu d'appui

V.2.3-Calcul des armatures longitudinales :(FBA Volume 1/Victor DAVIDOVICI)

V.2.3.1-Illustration des moments fléchissants dans les poutres :

Logiciel RSA 2017 { Tableaux → Efforts → Extrêmes globaux
 Filtres → Combinaisons (ELU + 8 RPA) → Résultat
 BD → Filtres → PP RDC/8 , , PS RDC/8

Résultats :

PS RDC/8		MY [kNm]	
MAX		Mt =	62,56
Barre			386
Noeud			119
Cas			11 (C) (CQC)
MIN		Ma =	-44,71
Barre			308
Noeud			70
Cas			15 (C) (CQC)

PP RDC/8		MY [kNm]	
MAX		Mt =	62,80
Barre			280
Noeud			28
Cas			10 (C) (CQC)
MIN		Ma =	-70,82
Barre			511
Noeud			171
Cas			6 (C)

Figure V.16-Moments fléchissants dans les poutres.

V.2.3.2-Ferrailage des poutres :

V.2.3.2.1-Poutres principales RDC/8 (25×35):

Aux appuis →

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.82 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.183$$

$\mu = 0.183 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ SSA
 tableau ($\mu = 0.183$) → $\beta = 0.898$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{70.82 \times 10^2}{0.898 \times 33 \times 34.8} = 6.87 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2$
 $A_{\text{adopté}} \geq A_{st} = 6.87 \text{ cm}^2$
 → $A_{\text{adopté}} = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$

$$\text{En travées} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.80 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.125 \\ \mu = 0.125 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \\ \text{tableau } (\mu = 0.125) \rightarrow \beta = 0.933 \\ A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{62.80 \times 10^2}{0.933 \times 33 \times 34.8} = 5.10 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 5.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{adopté}} \geq A_{st} = 5.10 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow A_{\text{adopté}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Tableau V.11-Récapitulatif du ferraillage des poutres principales.

Poutres	PP RDC/2 (25×35)	
	Aux appuis	En travées
A _{adopté} (cm ²)	8.01	6.78
Ferraillage adopté	3HA14+3HA12	3HA12+3HA12

V.2.3.2.2-Poutres secondaires :

Tableau V.12-Récapitulatif du ferraillage des poutres secondaires.

Poutres	PS RDC/8 (25×35)	
	Aux appuis	En travées
M (KN.mg)	44.71	62.56
μ	0.170	0.120
Observation / (μ = 0.392)	SSA	SSA
β	0.906	0.936
A _{st} (cm ²)	7.55	4.98
A _{min} (cm ²)	4.37	4.37
A _{adopté} (cm ²)	8.01	6.78
Ferraillage adopté	3HA14+3HA12	3HA12+3HA12

V.2.4-Vérification à l'ELU :

V.2.4.1-Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{CNF}} \\ A_{\text{CNF}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow ? \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V.2.4.1.1-Poutres principales :

Tableau V.13-Vérification de la CNF dans les poutres principales.

Poutres	PP RDC/8 (25×35)	
	Aux appuis	En travées
Aadopté (cm ²)	8.01	6.78
ACNF (cm ²)	1	1
Observation	CV	CV

V.2.4.1.2-Poutres secondaires :

Tableau V.14-Vérification de la CNF dans les poutres secondaires.

Poutres	PS RDC/8 (25×35)	
	Aux appuis	En travées
Aadopté (cm ²)	8.01	6.78
ACNF (cm ²)	1	1
Observation	CV	CV

V.2.4.2-Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \\ T_u \rightarrow \text{Logiciel RSA 2016} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELU + 8 RPA)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow F_y(\text{KN}) \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Poutre (PP, PS)} \end{array} \right. \rightarrow ? \end{array} \right.$$

V.2.4.2.1-Illustration des efforts tranchants dans les poutres :

PS RDC/8		PP RDC/8	
	FZ [kN]		FZ [kN]
MAX	71,52	MAX	109,61
Barre	384	Barre	280
Noeud	118	Noeud	28
Cas	12 (C) (CQC)	Cas	10 (C) (CQC)
MIN	T_u = -77,36	MIN	T_u = -111,43
Barre	386	Barre	280
Noeud	119	Noeud	20
Cas	11 (C) (CQC)	Cas	9 (C) (CQC)

Figure V.17-Efforts tranchants dans les poutres.

V.2.4.2.2-Vérification:

Tableau V.15-Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

poutres	Poutres principales	Poutres secondaires
	PP RDC/8 (25×35)	PS 3/8(25×35)
$T_u \times 10^3$ (N)	111.43	77.36
b (mm)	250	250
d (mm)	330	330
τ_u (MPa)	1.35	0.94
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3.33	3.33
Observation	CV	CV

V.2.4.3-Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u \leq \bar{T}_u \\ \bar{T}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} \rightarrow ? \end{array} \right.$$

Tableau V.16-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton.

poutres	Poutres principales RDC/8 (25×35)	Poutres secondaires RDC/8(25×35)
T_u (KN)	111.43	77.36
b (mm)	250	250
d (mm)	330	330
\bar{T}_u (KN)	495	495
Observation	CV	CV

V.2.4.4-Influence de l'effort tranchant sur les aciers : (Art A.5.1.321/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \\ M_a(\text{signe algébrique}) \end{array} \right. \rightarrow \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{PP RDC/8 : } T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} = 111.45 - \frac{70.82}{0.9 \times 0.33} = -127 < 0 \rightarrow CV \\ \text{PS RDC/8 : } T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} = 77.36 - \frac{44.72}{0.9 \times 0.33} = -73.21 < 0 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

V.2.4.5-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :
(Art A.6.1.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi_l \end{array} \right. \rightarrow ?$$

Tableau V.17-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

poutres	Poutres principales RDC/8 (25×35)	Poutres secondaires RDC/2 (25×35)
$T_u \times 10^3$ (N)	91.30	91.30
d (mm)	330	330
$\sum U_i$ (mm)	244.92	226.08
τ_{se} (MPa)	1.53	1.15
$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	3.15	3.15
Observation	CV	CV

V.2.4.6-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}} \\ \overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ L_a = 0.4 \times L_s \end{array} \right.$$

Tableau V.18-Vérification de l'ancrage des armatures.

Diamètre des barres (mm)	$\phi = 12$	$\phi = 14$
L_s (cm)	42.33	49.38
L_s adopté (cm)	45	50
L_a (cm)	18	20

V.2.4.7- Armatures transversales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ \text{Zone nodale } (L' = 2 \times h) \\ S_t \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale (en travée)} \rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \\ \text{Avec : } \phi = \phi_{\min} \text{ des armatures longitudinales} \\ \text{Zone courante} \rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Tableau V.19-Récapitulatif du calcul des armatures transversales.

Poutres		Poutres principales RDC/8 (25×35)	Poutres secondaires RDC/8 (25×35)
b (cm)		25	25
h (cm)		35	35
L' : zone nodale (cm)		70	70
Ø _{min} (cm)		1.2	1.2
Zone nodale	S _t (cm)	8.75	8.75
	A _t (cm ²)	0.66	0.66
Zone courante	S _t (cm)	15	15
	A _t (cm ²)	1.13	1.13
A _t adopté (cm ²)		2.01	2.01
Ferrailage adopté		1cadre+1étrier en T8	1cadre+1étrier en T8

V.2.5-Vérification à l'ELS :

V.2.5.1-Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

$$\text{Aciers} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \rightarrow ? \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 \\ M_s \rightarrow \text{Logiciel RSA 2017} \rightarrow M_{st}, M_{sa} \\ A_{st} \rightarrow A_{\text{adopté}} (\text{Poutres}) \end{array} \right.$$

$$\text{Béton} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \rightarrow ? \\ \rho_1 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow K_1 \end{array} \right.$$

V.2.5.1.1-Illustration des moments fléchissants dans les poutres :

$$\text{Logiciel RSA 2017} \left\{ \begin{array}{l} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELS)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow M_Y (\text{KN.m}) \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{PP RDC/8, , PS RDC/8} \end{array} \right. \rightarrow \text{Résultat}$$

Résultats :

PP RDC/2		MZ [kNm]	PP 3/8		MZ [kNm]
MAX		$M_{st} = 49,51$	MAX		$M_{st} = 48,16$
Barre		554	Barre		308
Noeud		56	Noeud		51
Cas		7 (C)	Cas		7 (C)
MIN		$M_{sa} = -11,89$	MIN		$M_{sa} = -6,59$
Barre		556	Barre		298
Noeud		164	Noeud		69
Cas		7 (C)	Cas		7 (C)

Figure V.18-Moments fléchissants dans les poutres.

V.2.5.1.2-Vérification:

Tableau V.20-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.

Poutres principales		PP RDC/8 (25×35)	
		Aux appuis	En travée
Dans Les Aciers	$M_s \times 10^6$ (N.mm)	51.31	16.28
	$A_{st} \times 10^2$ (mm ²)	8.01	6.78
	b (mm)	250	
	d (mm)	330	
	ρ_1	0.970	0.821
	β_1	0.862	0.870
	σ_s (MPa)	225.18	83.63
	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348	348
	Observation	CV	CV
Dans Le Béton	K_1	21.23	23.46
	σ_{bc} (MPa)	10.60	3.56
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
	Observation	CV	CV
Poutres secondaires		PS RDC/8 (25×35)	
		Aux appuis	En travée
Dans Les Aciers	$M_s \times 10^6$ (N.mm)	30.90	23.11
	$A_{st} \times 10^2$ (mm ²)	6.78	6.78
	b (mm)	250	
	d (mm)	330	
	ρ_1	0.821	0.821
	β_1	0.870	0.870
	σ_s (MPa)	158.74	118.72
	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	348	348
	Observation	CV	CV

Dans Le Béton	K_1	23.46	23.46
	σ_{bc} (MPa)	6.76	5.06
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
	Observation	CV	CV

V.2.5.2-Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

{ La fissuration est considérée comme étant peu nuisible
→ Aucune vérification n'est requise

V.2.5.3-Vérification de la flèche : (Art B.6.5.3/BAEL91V99)

{ $f_{RSA\ 2017} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$
 $f_{RSA\ 2017}$ → Flèche donnée par le logiciel RSA 2017 → ?
 \bar{f} → Flèche admissible donnée par le (BAEL91V99) pour $l \leq 5\ m$
 l : Portée maximale des poutres dans le sens principal et secondaire

V.2.5.3.1-Illustration des flèches dans les poutres :

Logiciel RSA 2017 { Tableaux → Flèches maximales → Extrêmes globaux
 Filtres → Combinaisons (ELS)
 BD → Filtre spécial → U_y (cm)
 BD → Filtres → PP RDC/8 , PS RDC/8
 → Résultat

Résultats :

PS RDC/8		UY [cm]	
MAX		0,5	
Barre		554	
Cas		4	
Mode		CQC	
MIN		$f = -0,5$	
Barre		554	
Cas		10 (C) (CQC)	
Mode			

PP RDC/8		UY [cm]	
MAX		0,5	
Barre		554	
Cas		4	
Mode		CQC	
MIN		$f = -0,5$	
Barre		554	
Cas		10 (C) (CQC)	
Mode			

Figure V.19-Flèches dans les poutres.

V.2.5.3.2-Vérification:

Tableau V.21-Récapitulatif de la vérification de la flèche dans les poutres.

Poutres	Poutres principales RDC/8 (25×35)	Poutres secondaires RDC/8 (25×35)
$f_{RSA\ 2017}$ (cm)	0.5	0.5
l (cm)	360	350
\bar{f} (cm)	0.72	0.7
Observation	CV	CV

V.2.6-Conclusion :

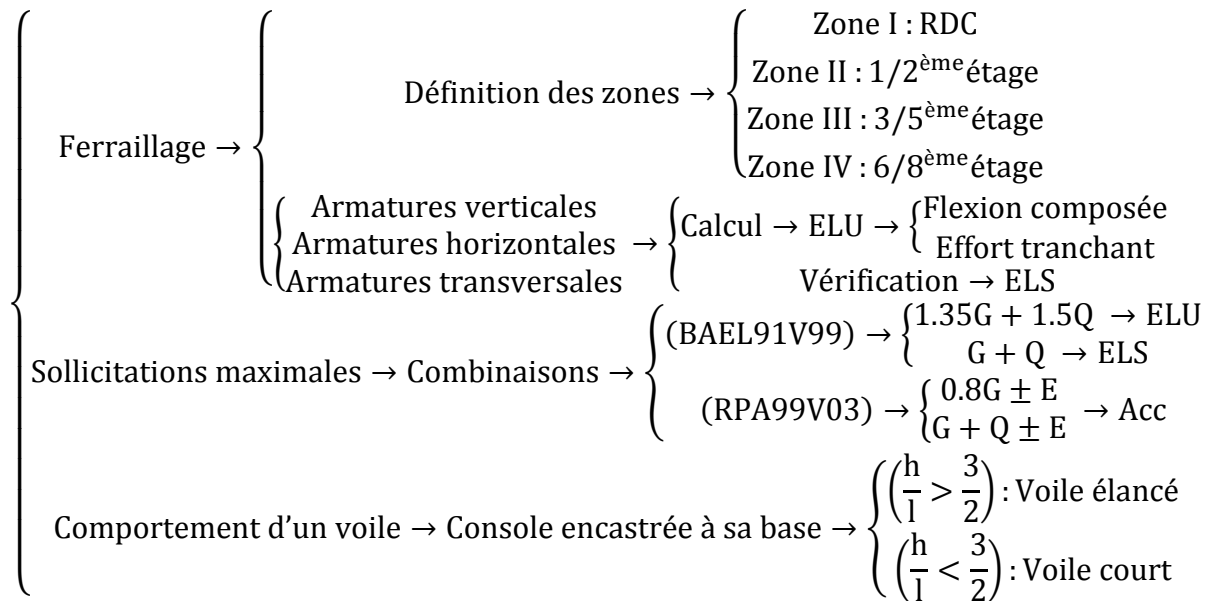
{ Toutes les vérifications sont satisfaites
 {→ Le ferraillage des poutres est validé comme suite :

Tableau V.22-Récapitulatif du ferraillage des poutres.

PoutresPrincipales	PP RDC/8 (25×35)	
	Aux appuis	En travée
Al adopté (cm²)	8.01	8.01
Ferraillage adopté	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12
PoutresSecondaires	PS RDC/8 (25×35)	
	Aux appuis	En travée
Al adopté (cm²)	8.01	6.78
Ferraillage adopté	3HA14+3HA12	3HA12+3HA12
Poutres	PP RDC/8 (25×35)	PS RDC/8(25×35)
At adopté (cm²)	2.01	2.01
Ferraillage adopté	1cadre+1étrier en T8	1cadre+1étrier en T8

V.3-Les Voiles :

V.3.1-Introduction :



V.3.2-Recommandations et exigences (RPA99V03 / BAEL91V99) :

V.3.2.1-Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99V03)

Lorsqu'un voile expose des zones tendues sur sa section horizontale du béton, suite aux actions des forces sismiques et verticales :

- $\left\{ \begin{array}{l} A_v^{\text{min}} \geq 0.2\% \times B \\ B : \text{Section horizontale du béton tendu} \end{array} \right.$

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet, tel que :

- $\left\{ \begin{array}{l} A_v^{\text{min}} \geq 0.2\% \times B \rightarrow \text{Equivalente à 4HA10 (Au minimum)} \\ \text{Il est impératif de prévoir des ligatures horizontales espacées de : } S \leq a \\ \text{Avec : } a \text{ (Epaisseur du voile)} \end{array} \right.$

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux} \\ \rightarrow (\text{Art A. 8.1.21/BAEL91V99}) \end{array} \right.$

Seules les armatures verticales du dernier niveau :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Doivent être munies de crochets à la partie supérieure} \\ \text{Autres barres (Jonction par recouvrement)} \end{array} \right.$

V.3.2.2-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2/RPA99V03)

Les armatures horizontales doivent être :

- { Munies de crochets à (135°) ayant pour longueur (10 × Ø)
 { Disposées de manière à ligaturer les armatures verticales

V.3.2.3-Dispositions communes : (Art 7.7.4.3/RPA99V03)

Le pourcentage minimal d'armatures horizontales et verticales des trumeaux est donné comme suite :

- { Globalement dans la section du voile : $A_{min} \geq 0.15\% \times B$
 { En zone courante : $A_{min} \geq 0.10\% \times B$
 Avec : B (Section horizontale du béton)

Le calcul d'armatures horizontales figure dans le (BAEL91V99) sous :

- { $A_h = \frac{A_v}{4}$
 { A_v : Section d'armatures verticales

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :

- { $S \leq \min \left\{ \begin{matrix} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \rightarrow S \leq \min \left\{ \begin{matrix} 1.5 \times 20 \\ 30 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$
 Avec : a (Epaisseur du voile)

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de :

- { $\left(\frac{S}{2}\right) \rightarrow \text{Sur } \left(\frac{1}{10}\right)$ de la longueur du voile
 $\rightarrow S_{\text{extrémité}} \leq 15 \text{ cm}$

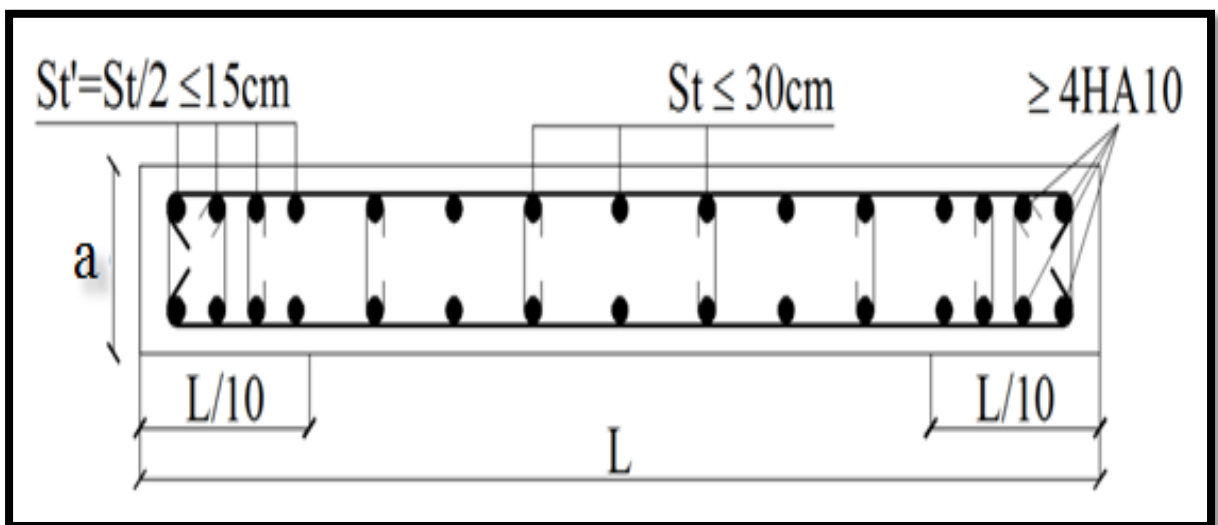


Figure V.22-Schématization (2D) de la disposition des armatures dans les voiles.

Le diamètre maximal des armatures horizontales et verticales doit être :

- $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing_{\max} \leq \left(\frac{1}{10} \times a\right) \\ \text{Avec : } a \text{ (Epaisseur du voile)} \end{array} \right.$

La longueur de recouvrement des barres, doit satisfaire l'une des dispositions suivantes :

- $\left\{ \begin{array}{l} (20 \times \varnothing) : \text{Zones comprimées} \\ (40 \times \varnothing) : \text{Zones flexibles au changement du signe des efforts} \end{array} \right.$

V.3.2.4-Armatures transversales : (Art 7.7.4.3/RPA99V03)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{transversales}} \geq 4 \text{ épingles/m}^2 \\ \text{Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur} \end{array} \right.$

V.3.2.5-Armatures de couture : (Art 7.7.4.3/RPA99V03)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture, dont la section est calculée comme suite :

- $\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{vj}} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \text{Avec} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{T} = 1.4 \times T_u \\ T_u : \text{Effort tranchant de calcul} \end{array} \right. \\ \text{Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée} \end{array} \right.$

V.3.3-Méthode de calcul :

V.3.3.1-Calcul des contraintes maximales et minimales : (Méthode RDM)

$$\sigma_{\max/\min} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{array} \right. \\ \text{Avec} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N : \text{Effort normal} \\ M : \text{Moment fléchissant} \\ B : \text{Section horizontale du béton} \\ I : \text{Moment d'inertie du voile} \\ V : \text{Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée} \\ V' : \text{Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.3.2-Découpage du diagramme des contraintes : (Art 7.7.4/RPA99V03)

Définition de la largeur des bandes (d)

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \\ \text{Avec} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_c : \text{Longueur comprimée} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \\ L : \text{Longueur du voile} \\ h_e : \text{Hauteur entre nus (planchers)} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.3.3-Calcul des efforts normaux (Ni) au niveau des bandes obtenues (di) :

(Méthode RDM)

$$\left. \begin{matrix} N_i \\ N_{i+1} \end{matrix} \right\} \rightarrow \begin{cases} \text{SEC : Section entièrement comprimée} \rightarrow \begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times a \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times a \end{cases} \\ \text{SPC : Section partiellement comprimée} \rightarrow \begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times a \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times a \end{cases} \\ \text{SET : Section entièrement tendue} \rightarrow \begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times a \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times a \end{cases} \end{cases}$$

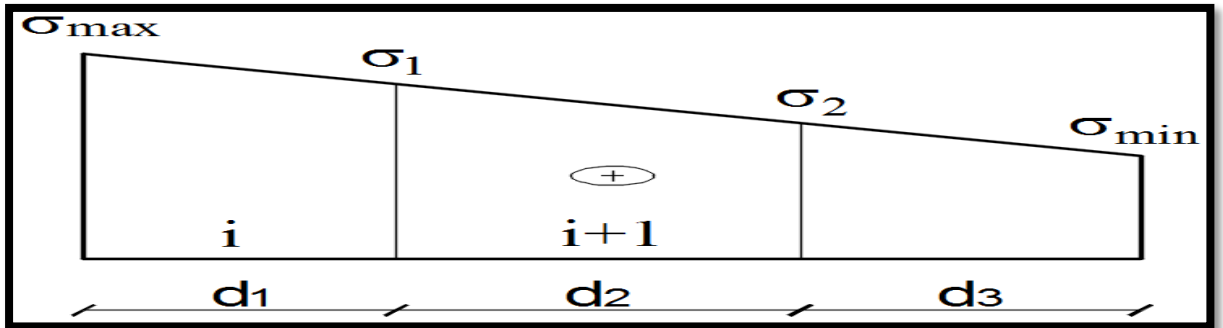


Figure V.23-Schématization (2D) de la section entièrement comprimée.

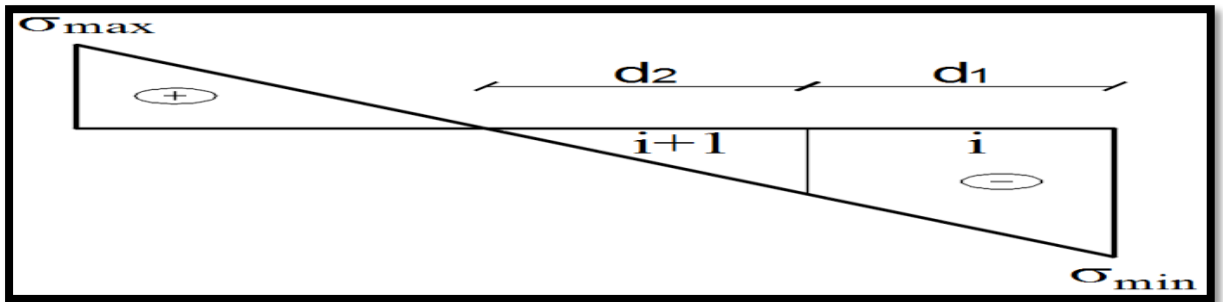


Figure V.24-Schématization (2D) de la section partiellement comprimée.

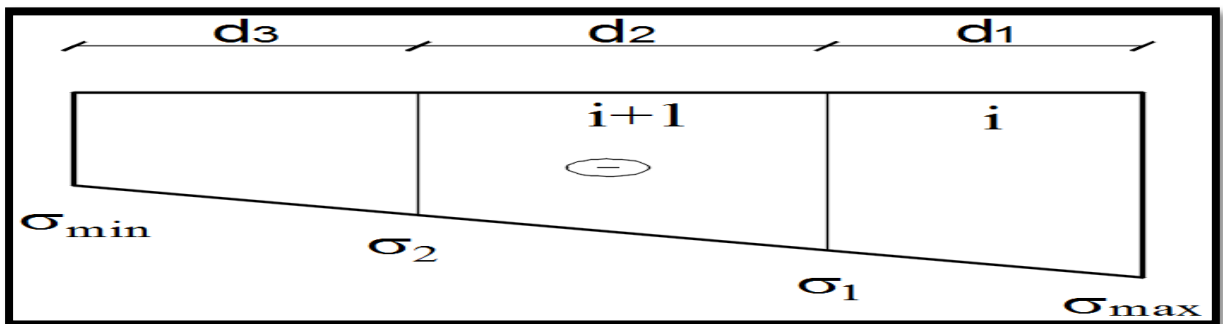


Figure V.25-Schématization (2D) de la section entièrement tendue.

V.3.3.4-Calcul des sections d'armatures verticales :

$$A_v(\text{cm}^2) \rightarrow \begin{cases} \text{SEC : Section entièrement comprimée} \rightarrow \begin{cases} A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\bar{\sigma}_s} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{SPC : Section partiellement comprimée} \rightarrow \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\bar{\sigma}_s} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{SET : Section entièrement tendue} \rightarrow \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\bar{\sigma}_s} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases}$$

V.3.3.5-Vérifications :

V.3.3.5.1-Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton) :

$$\tau_b \rightarrow \begin{cases} (\text{Art 7.7.2/RPA99V03}) \rightarrow \begin{cases} \left(\tau_b = \frac{1.4 \times T_u}{b \times d} \right) \leq (\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}) \rightarrow ? \\ \text{Avec} \rightarrow \begin{cases} b : \text{Epaisseur du voile} \\ d : \text{Hauteur utile (d = 0.9 \times h)} \\ h : \text{Hauteur totale de la section brute} \end{cases} \end{cases} \\ (\text{Art A. 5.1.21/BAEL91V99}) \rightarrow \begin{cases} \left(\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \right) \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \text{FP} \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \end{cases} \end{cases}$$

V.3.3.5.2-Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton) :

$$\sigma_{bc} \rightarrow \begin{cases} \left(\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \right) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow ? \\ \text{Avec} \rightarrow \begin{cases} A : (\text{Section d'armatures}) \text{ adoptée} \\ B : \text{Section du béton} \end{cases} \end{cases}$$

V.3.4-Exemple de calcul :

- V_{T2} (Voile transversal)

V.3.4.1-Caractéristiques géométriques :

$$V_{T2}: (\text{Voile transversal}) \rightarrow \text{Zone I : (RDC)} \rightarrow \begin{cases} L = 2.50 \text{ m} \\ a = 0.20 \text{ m} \\ B = 0.50 \text{ m}^2 \end{cases} \begin{cases} h_{poutre} = 0.35 \text{ m} \\ h_{étage} = 4.08 \text{ m} \end{cases}$$

V.3.4.2-Illustration des contraintes:

$$(\text{Logiciel RSA 2017}) \begin{cases} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELU + 8 RPA)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow S_{RO}, S_{Re}(\text{KN/m}^2) \rightarrow \text{Résultat} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Panneau} \rightarrow \text{VT2 RDC} \\ \text{Lecture de : } S_{RO}, S_{Re}(\text{KN/m}^2) \end{cases}$$

Résultat :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 2.898 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 6.315 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

V.3.4.3-Découpage du diagramme des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \\ L_c : \text{Longueur comprimée} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2898}{2898 + 6315} \times 2.5 = 0.79 \text{ m} \\ L_t : \text{Longueur tendue} \\ L_t = L - L_c = 2.5 - 0.79 = 1.71 \text{ m} \\ \text{Bande 1} \rightarrow d_1 = \frac{2}{3} \times L_c = \frac{2}{3} \times 0.79 = 0.52 \text{ m} \\ \text{Bande 2} \rightarrow d_2 = L_t - d_1 = 1.71 - 0.52 = 1.19 \text{ m} \end{array} \right.$$

V.3.4.4-Calcul des efforts normaux (Ni) au niveau des bandes obtenues (di) :

$$\left(\text{Zone tendue} \right) \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{d_1} \right) \rightarrow \left(\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times d_1}{L_t} = \frac{6315 \times 0.52}{1.71} = 1932 \text{ KN/m}^2 \right) \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_1 = \frac{6315 + 1932}{2} \times 0.52 \times 0.20 = 432.36 \text{ KN} \\ N_2 = \frac{1932}{2} \times 0.52 \times 0.20 = 229.78 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.4.5-Calcul des sections d'armatures verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bande 1} \rightarrow A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{432.36}{400 \times 10^{-1}} = 10.81 \text{ cm}^2 \\ \text{Bande 2} \rightarrow A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{229.78}{400 \times 10^{-1}} = 5.74 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

V.3.4.6-Calcul des armatures de couture :

V.3.4.6.1-Illustration de l'effort tranchant :

$$\left(\text{Logiciel RSA 2017} \right) \left\{ \begin{array}{l} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELU + 8 RPA)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow \text{TR}_y(\text{KN}) \quad \rightarrow \text{Résultat} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Panneau} \rightarrow \text{VT2 RDC} \\ \text{Lecture de : TR}_y(\text{KN}) \end{array} \right.$$

Résultat :

VT2 (RDC)	TRy [kN]
MAX	154,72
Panneau	864
Coupe	11170-237
Cas	12 (C) (CQC)
MIN	Tu = 164,95
Panneau	865
Coupe	240-11224
Cas	11 (C) (CQC)

Figure V.26-Effort tranchant dans le voile transversal (VT2).

V.3.4.6.2-Calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \text{Avec} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{T} = 1.4 \times T_u = 1.4 \times 164.94 = 230.91 \text{ KN} \\ T_u : \text{Effort tranchant de calcul} \end{array} \right. \\ A_{vj} = 1.1 \times \frac{230.91}{400 \times 10^{-1}} = 6.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

V.3.4.7-Ferrailage adopté :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bande 1} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.81 + \frac{6.35}{4} = 12.40 \text{ cm}^2 \\ 2 \times 6\text{HA}14 = 18.46 \text{ cm}^2 \\ \text{Avec : } S = 10 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \text{Bande 2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.74 + \frac{6.35}{4} = 7.33 \text{ cm}^2 \\ 2 \times 7\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2 \\ \text{Avec : } S = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.4.8-Calcul des armatures horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_H = \max \left\{ \begin{array}{l} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{18.46}{4} = 4.62 \text{ cm}^2 \\ (\text{RPA99V03}) \rightarrow A_H \geq 0.0015 \times 5000 = 7.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \\ \rightarrow A_H = 7.5 \text{ cm}^2 \\ 7\text{HA}12 = 7.91 \text{ cm}^2 \\ \text{Avec : } S = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

V.3.4.9-Calcul des armatures transversales :

$$A_T \geq 4 \text{ épingles/m}^2$$

V.3.4.10-Vérifications :

V.3.4.10.1-Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bande 1} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \\ \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{Bande 2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.4.10.2-Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton) :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\text{Art 7.7. 2/RPA99V03}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{1.4 \times T_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 164.94 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.51 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ (\text{Art A. 5.1.21/BAEL91V99}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{164.94 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.36 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

V.3.4.10.3-Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton) :

V.3.4.10.3.1-Illustration de l'effort normal :

(Logiciel RSA 2017) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELS)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow \text{NR}_x(\text{KN}) \rightarrow \text{Résultat} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Panneau} \rightarrow \text{VT1 RDC} \\ \text{Lecture de : NR}_x(\text{KN}) \end{array} \right.$

Résultat :

VT2 (RDC)	NRx [kN]
863/ 217-11116/ 7 (C)	N _{ser} = 918,05

Figure V.27-Effort normal dans le voile transversal (V_{T2}).

V.3.4.10.3.2-Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bande 1} \rightarrow \left(\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} = \frac{918.05 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 18.46 \times 10^2} \right) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \\ \quad (\sigma_{bc} = 1.71 \text{ MPa}) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \\ \text{Bande 2} \rightarrow \left(\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} = \frac{918.05 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 15.83 \times 10^2} \right) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \\ \quad (\sigma_{bc} = 1.75 \text{ MPa}) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

V.3.5-Ferrailage des voiles :

Tableau V.24-Récapitulatif du ferrailage des voiles transversaux (V_{T1}).

Voiles Transversaux				
Voiles V_{T1}				
Zone	RDC	1/2	3/5	6/8
Caractéristiques Géométriques				
L (m)	1.60			
a (m)	0.20			
B (m ²)	0.32			
h _p (m)	0,35			
H (m)	4,08			
Sollicitations De Calcul				
N _s (KN)	767,90			
T (KN)	64			
σ_{max} (KN/m ²)	3627			
σ_{min} (KN/m ²)	-5342			
Nature de la section	SPC			
L _C (m)	0,65			
L _T (m)	0,95			
d ₁ (m)	0,43			
d ₂ (m)	0,52			
σ_1 (KN/m ²)	2418,000			
N ₁ (KN)	334,73			
N ₂ (KN)	126,13			
Ferrillages				
A _{V1} (cm ² /bande)	7.21			
A _{V2} (cm ² /bande)	3,15			
A _{min} (cm ² /bande)	4,3			
A _{Vj} (cm ²)	2,46			
A ₁ = A _{V1} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	7.82			
A ₂ = A _{V2} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	3,77			
Choix par nappe	bande 1 (cm ²)	2 × 5HA10 7,85		
	bande 2 (cm ²)	2 × 6HA10 9.42		
S (cm)	bande 1	10		
	bande 2	10		
A _H (cm ²)	4,38			
A _H (cm ²) Choix par nappe/ml	6HA10 4.71 S = 15 cm			

Tableau V.24-Récapitulatif du ferrailage des voiles transversaux (V_{T2}).

Voiles Transversaux					
Voiles V_{T2}					
Zone	RDC	1/2	3/5	6/8	
Caractéristiques Géométriques					
L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	
a (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
B (m ²)	0.50	0.50	0.50	0.50	
h _p [m]	0,35	0,35	0,35	0,35	
H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
Sollicitations De Calcul					
Ns (KN)	918,05	828,77	654,36	363,56	
T (KN)	164,94	167,58	110,29	69,99	
σ_{max} (KN/m ²)	2898	2478	1699	986	
σ_{min} (KN/m ²)	-6315	-4157	-2245	-1579	
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
L _C (m)	0,79	0,93	1,08	0,96	
L _T (m)	1,71	1,57	1,42	1,54	
d ₁ (m)	0,52	0,62	0,71	0,64	
d ₂ (m)	1,19	0,94	0,71	0,90	
σ_1 (KN/m ²)	1932	1652,19	1122,50	657,23	
N ₁ (KN)	432,36	361,62	239,63	143,26	
N ₂ (KN)	229,78	155,92	79,88	59,05	
Ferrillages					
A _{V1} (cm ² /bande)	10,81	9,04	5,99	3,58	
A _{V2} (cm ² /bande)	5,74	3,90	2,00	1,48	
A _{min} (cm ² /bande)	5,2	6,2	7,2	6,4	
A _{Vj} (cm ²)	6,35	6,45	4,25	2,69	
A ₁ = A _{V1} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	12,40	10,65	7,05	4,26	
A ₂ = A _{V2} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	7,33	5,51	3,06	2,15	
Choix par nappe	bande 1 (cm ²)	2 × 6HA14 18.46	2 × 6HA14 18.46	2 × 6HA12 13.56	2 × 6HA12 13.56
	bande 2 (cm ²)	2 × 7HA12 15.83	2 × 7HA12 15.83	2 × 6HA12 13.56	2 × 6HA12 13.56
S (cm)	bande 1	10	10	10	10
	bande 2	20	20	20	20
A _H (cm ²)	7,50	7,50	7,50	7,50	
A _H (cm ²)	7HA12 7.91	7HA12 7.91	7HA12 7.91	7HA12 7.91	
Choix par nappe/ml	S = 16 cm	S = 16 cm	S = 16 cm	S = 16 cm	

Tableau V.25-Récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinaux (V_{L1}).

Voiles Transversaux				
Voiles V_{L1}				
Zone	RDC	1/2	3/5	6/8
Caractéristiques Géométriques				
L (m)	1.20			
a (m)	0.20			
B (m^2)	0.24			
h_p (m)	0,35			
H (m)	4,08			
Sollicitations De Calcul				
Ns (KN)	807,27			
T (KN)	155			
σ_{max} (KN/ m^2)	2262			
σ_{min} (KN/ m^2)	-4125			
Nature de la section	SPC			
L_C (m)	0,42			
L_T (m)	0,78			
d_1 (m)	0,28			
d_2 (m)	0,49			
σ_1 (KN/ m^2)	1508			
N_1 (KN)	159,60			
N_2 (KN)	74,15			
Ferrailages				
A_{V1} (cm^2 /bande)	3,99			
A_{V2} (cm^2 /bande)	1,85			
A_{min} (cm^2 /bande)	2,8			
A_{Vj} (cm^2)	5,97			
$A_1 = A_{V1} + (A_{Vj}/4)$ (cm^2 /bande)	5,48			
$A_2 = A_{V2} + (A_{Vj}/4)$ (cm^2 /bande)	3,35			
Choix par nappe	bande 1 (cm^2)	2 × 4HA10 6,28		
	bande 2 (cm^2)	2 × 4HA10 6,28		
S (cm)	bande 1	10		
	bande 2	10		
A_H (cm^2)	3.60			
A_H (cm^2) Choix par nappe/ml	6HA10 4.71 S = 16 cm			

Tableau V.26-Récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinaux (V_{L2}).

Voiles Transversaux					
Voiles V_{L2}					
Zone	RDC	1/2	3/5	6/8	
Caractéristiques Géométriques					
L (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	
a (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
B (m ²)	0.20	0.20	0.20	0.20	
h _p (m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
H (m)	4,08	4,08	4,08	4,08	
Sollicitations De Calcul					
Ns (KN)	590,44	548,35	462,61	280,32	
T (KN)	132,000	95,220	54,690	41,980	
σ_{max} (KN/m ²)	3580	2125	1588	1131	
σ_{min} (KN/m ²)	-6576	-5026	-4082	-2261	
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
L _C (m)	0,35	0,30	0,28	0,33	
L _T (m)	0,65	0,70	0,72	0,67	
d ₁ (m)	0,24	0,20	0,19	0,22	
d ₂ (m)	0,41	0,50	0,53	0,44	
σ_1 (KN/m ²)	2386,667	1416,807	1058,360	754,000	
N ₁ (KN)	210,62	127,65	95,96	67,02	
N ₂ (KN)	98,45	71,51	56,44	33,50	
Ferrailages					
A _{V1} (cm ² /bande)	5,27	3,19	2,40	1,68	
A _{V2} (cm ² /bande)	2,46	1,79	1,41	0,84	
A _{min} (cm ² /bande)	2,4	2,0	1,9	2,2	
A _{Vj} (cm ²)	5,08	3,67	2,11	1,62	
A ₁ = A _{V1} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	6,54	4,11	2,93	2,08	
A ₂ = A _{V2} + (A _{Vj} /4) (cm ² /bande)	3,73	2,70	1,94	1,24	
Choix par nappe	bande 1 (cm ²)	2 × 3HA14 9,23	2 × 3HA14 9,23	2 × 3HA14 9,23	2 × 3HA12 6,78
	bande 2 (cm ²)	2 × 3HA14 9,23	2 × 3HA14 9,23	2 × 3HA12 6,78	2 × 3HA12 6,78
S (cm)	bande 1	10	10	10	10
	bande 2	15	15	15	15
A _H (cm ²)	3,00	3,00	3,00	3,00	
A _H (cm ²) Choix par nappe/ml	6HA10 4.71 S = 20cm	6HA10 4.71 S = 20cm	6HA10 4.71 S = 20cm	6HA10 4.71 S = 20cm	

Tableau V.27-Récapitulatif des vérifications.

Zone	RDC	1/2	3/5	6/8
Voiles V_{T1}				
Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton)				
N_s (KN)	807,27	930,31	600,44	366,35
σ_{bc} (MPa)	2,35	2,75	1,80	1,10
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV
Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton)				
T (KN)	190,09	142,48	91,30	51,67
τ_b (MPa)	0,924	0,693	0,444	0,251
τ̄_b (MPa)	5	5	5	5
Observation	CV	CV	CV	CV
τ_u (MPa)	0,660	0,495	0,317	0,179
τ̄_u (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV
Voiles V_{T2}				
Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton)				
N_s (KN)	918,05	828,77	654,36	363,56
σ_{bc} (MPa)	1,71	1,57	1,24	0,70
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV
Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton)				
T (KN)	164,94	167,58	110,29	69,99
τ_b (MPa)	0,513	0,521	0,343	0,218
τ̄_b (MPa)	5	5	5	5
Observation	CV	CV	CV	CV
τ_u (MPa)	0,367	0,372	0,245	0,156
τ̄_u (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV
Voiles V_{L1}				
Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton)				
N_s (KN)	807,27	930,31	600,44	366,35
σ_{bc} (MPa)	2,35	2,75	1,80	1,10
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV
Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton)				
T (KN)	190,09	142,48	91,30	51,67
τ_b (MPa)	0,924	0,693	0,444	0,251
τ̄_b (MPa)	5	5	5	5
Observation	CV	CV	CV	CV
τ_u (MPa)	0,660	0,495	0,317	0,179
τ̄_u (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV

Zone	RDC	1/2	3/5	6/8
Voiles VL2				
Vérification à l'ELS (Contrainte de compression du béton)				
Ns (KN)	590,44	548,35	462,61	280,32
σ_{bc} (MPa)	2,38	2,31	2,04	1,23
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV
Vérification à l'ELU (Contrainte limite de cisaillement dans le béton)				
T (KN)	55,310	62,780	44,830	41,980
τ_b (MPa)	0,430	0,488	0,349	0,327
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
Observation	CV	CV	CV	CV
τ_u (MPa)	0,307	0,349	0,249	0,233
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV

VI.1-Choix de la fondation :

VI.1.1-Semelles isolées : (Fondations superficielles)

Pré – dimensionnement → ELS :

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow ?$$

A , B : Les dimensions de la semelle isolée
 $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol
 $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$
 N_{ser} : Effort normal au niveau des poteaux du RDC à L'ELS

$N_{ser} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Efforts} \rightarrow \text{Extrêmes globaux} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELS)} \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow F_x(\text{KN}) \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtres} \rightarrow \text{Barre} \rightarrow \text{Poteaux RDC/2} \\ \text{Lecture de : } F_x(\text{KN}) \end{array} \right.$

Calcul des dimensions de la semelle (A , B) :

Homothétie des dimensions → Poteaux carrés → $K = \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$
 a , b : Les dimensions de la section du poteau RDC

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$h_{patin} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 12 \times \varnothing + 6 \end{array} \right.$ Avec : $\varnothing_{supposé} = 14 \text{ mm}$

$h_{totale} \rightarrow \left(\frac{B - b}{4} \leq (d_A \text{ et } d_B) \leq A - a \right) \rightarrow h_{totale} = d + c$

Poteau RDC	FX [kN]
MAX	N_{ser} = 1388,81

Figure VI.1-Illustration de l'effort normal au niveau des poteaux du RDC.

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1388.81}{200}} \rightarrow B \geq 2.64 \text{ m} \rightarrow B = 2.70 \text{ m} = 270 \text{ cm} \\ B = A = 270 \text{ cm} \\ \rightarrow h_{patin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 12 \times 1.4 + 6 \end{array} \right. = 22.8 \text{ cm} \\ h_{totale} \rightarrow \left(\frac{270 - 50}{4} \leq (d_A \text{ et } d_B) \leq 270 - 50 \right) \rightarrow h_{totale} = 55 + 5 = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

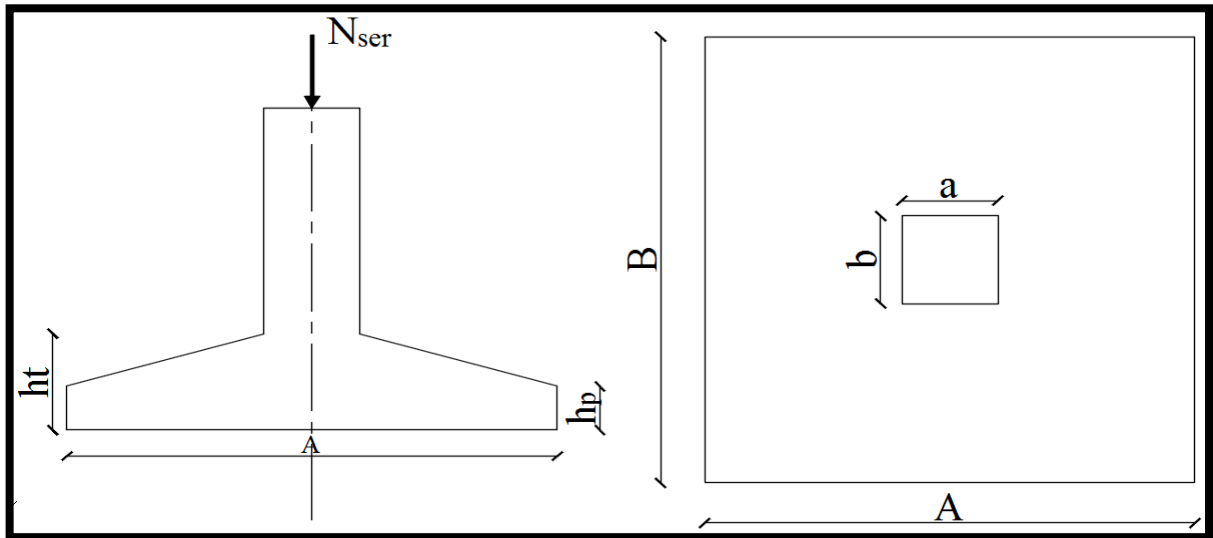


Figure VI.2-Schématization (2D) des semelles isolées sous poteaux.

Conclusion :

- Le choix des semelles isolées est écarté en raison du risque de chevauchement, qui est perceptible à travers le surdimensionnement.
- De ce fait, la transition vers un autre type de fondations superficielles est de rigueur, introduisant ainsi les semelles continues.

VI.1.2-Semelles continues : (Fondations superficielles)

VI.1.2.1-Semelles continues sous voiles :

Pré – dimensionnement → ELS :

$$B \geq \frac{N_s}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow ?$$

B : Largeur de la semelle
 L : Longueur du voile
 $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol
 $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

N_{ser} : Effort normal au niveau des voiles du RDC à L'ELS

$N_{ser} \rightarrow$ {
 Tableaux → Efforts → Extrêmes globaux
 Filtres → Combinaisons (ELS)
 BD → Filtre spécial → $NR_x(\text{KN})$
 BD → Filtres → Panneau → (VT1, VL1, VT2, VL2) RDC
 Lecture de : $NR_x(\text{KN})$

Calcul de la surface des semelles sous voiles :
 $S = L \times B$

Tableau VI.1-Surface totale sous voiles.

Désignation des voiles		N _s (KN)	B (m)	L (m)	S (m ²)
Voiles longitudinaux	VL2	590.44	2.95	1.00	2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL2		2.95		2.95
	VL1	807.27	2.52	1.6	4.03
Voiles transversaux	VT1	767.90	2.39	1.6	3.82
	VT1		2.39		3.82
	VT2	918.05	1.84	2.5	4.60
	VT2		1.84		4.60
	VT2		1.84		4.60
	VT2		1.84		4.60
S_{totale sous voiles}					53.67

VI.1.2.2-Semelles continues sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

- Une semelle infiniment rigide, engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol, sont distribuées suivant une droite (ou surface plane), de façon à coïncider leur centre de gravité avec le point d'application de la résultante (des charges exercées sur la semelle).

Etapas de calcul :

Ce succédant calcul est conduit pour le portique le plus sollicité :
 Calcul de la résultante des charges (R) :

$$R = \sum N_{s i}$$
 Calcul des coordonnées de la résultante des forces (e):

$$e = \frac{\sum N_{s i} \times e_i + \sum M_{s i}}{R}$$

Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations sur la semelle :

$$e \rightarrow \begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale} \\ e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$q \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{cases}$$

Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Calcul de la surface totale des semelles sous poteaux (S_{totale}) :

$$S_{\text{totale}} = \sum S_i \times n_{\text{semelles}}$$

N_{ser} : Effort normal au niveau des poteaux du RDC à L'ELS

M_{ser} : Moment fléchissant au niveau des poteaux du RDC à L'ELS

Tableaux → Efforts → valeurs

Filtres → Combinaisons (ELS)

BD → Filtre spécial → F_x (KN), M_y (KN.m)

BD → Filtres → Barre → Poteaux RDC/2

Lecture de : F_x (KN) → (Portique B – B) → Poteaux 1, 2, 3, 4, 5, 6

Lecture de : M_y (KN.m) → (Portique B – B) → Poteaux 1, 2, 3, 4, 5, 6

$N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}} \rightarrow$

Poteau 01 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
218/ 7 (C)	$N_{\text{ser}} = 654,78$	$M_{\text{cor}} = 7,67$

Poteau 02 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
223/ 7 (C)	$N_{\text{ser}} = 1282,46$	$M_{\text{cor}} = -0,38$

Poteau 03 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
226/ 7 (C)	$N_{\text{ser}} = 768,19$	$M_{\text{cor}} = 3,13$

Poteau 04 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
231/ 7 (C)	$N_{\text{ser}} = 759,13$	$M_{\text{cor}} = -1,70$

Poteau 05 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
234/ 7 (C)	N _{ser} = 1281,42	M _{cor} = 1,44

Poteau 06 RDC	FZ [kN]	MY [kNm]
239/ 7 (C)	N _{ser} = 651,34	M _{cor} = -6,68

Figure VI.3-Illustration des efforts internes au niveau des poteaux du RDC.

Vérification :

Tableau VI.2-Surface totale sous poteaux.

Poteaux	e _i (m)	N _s (KN)	N _s × e _i (KN.m)	M _s (KN.m)
01	9.70	654.78	6351.36	7.67
02	5.60	1282.46	7181.77	-0.38
03	1.80	768.19	1382.74	3.13
04	-1.80	759.13	-1366.43	-1.70
05	-5.60	1281.42	-7175.95	1.44
06	-9.70	651.34	-6317.99	-6.68
Somme	0.00	5397.32	55.5	3.48

e (m)	q _{max} (KN/m)	q _{min} (KN/m)	q (1/4) (KN/m)	B (m)
0.035	281.22	275.20	279.71	1.40

S ₁ (m ²)	n _{semelles}	S _{totale} (m ²)
27.16	4	108.64

Conclusion :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{La surface totale des semelles continues :} \\ S_{\text{totale}} = S_{\text{sous voiles}} + S_{\text{sous poteaux}} \\ S_{\text{totale}} = 53.67 + 108.64 \\ S_{\text{totale}} = 162.31\text{m}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{totale}} < S_{\text{bâtiment}} \\ S_{\text{totale}} = 69.47\% S_{\text{bâtiment}} \\ S_{\text{totale}} > 50\% \times S_{\text{bâtiment}} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{La surface totale du bâtiment :} \\ S_{\text{bâtiment}} = 233.64\text{ m}^2 \end{array} \right.$$
- Vu que les semelles occupent plus de (50 %) de la surface du sol d'assise, le choix du radier figure capital comme fondation (superficielle), afin de palier à cette disposition.

VI.2-Etude du radier :

VI.2.1-Introduction :

Un radier s'expose sur la gamme des fondations superficielles, dont le comportement est approché à celui d'un plancher renversé, tout en concordant les appuis aux poteaux

de l'ossature, et marquant la contrainte du sol diminuée de son poids propre, comme étant sa commande primordiale.

Ce dernier est enveloppé par les caractéristiques suivantes :

- Rigidité infinie sur le plan horizontal.
- Répartition uniforme de la charge sur le sol.
- Rapidité d'exécution et commodité du coffrage et ferrailage.
- Adaptation parfaite sur les sols (illustrant des tassements différentiels).

VI.2.2-Pré-dimensionnement du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition d'épaisseur minimale :} \\ h_{\min} \geq 25 \text{ cm} \\ h_{\min} : \text{Hauteur minimale du radier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Conditions forfaitaires :} \\ \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow (51.25 \text{ cm}) \leq h \leq (82.00 \text{ cm}) \\ L_{\max} : \text{Portée maximale ; } L_{\max} = 4.10 \text{ m} \\ 70 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{Dalle} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{410}{20} = 20.5 \text{ cm} \\ \rightarrow h_d = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \text{Nervure(poutre)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \\ h_n = 45 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition de la longueur élastique :} \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \quad , \quad L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}} = ? \\ L_e : \text{Longueur élastique} \\ K : \text{Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 MPa)} \\ I : \text{Inertie de la section du radier (bande de 1 m)} \\ E : \text{Module de déformation longitudinale différée (E = 10818.86 MPa)} \\ L_{\max} : \text{Distance maximale entre deux nervures successives} \\ h \geq \left(\sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.80 \text{ m} = 80 \text{ cm} \right) \rightarrow h_n = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur de la nervure :} \\ (0.4 \times h_n) \leq b_n \leq (0.7 \times h_n) \rightarrow b_n = 50 \text{ cm} \\ (0.4 \times 45) \leq b_n \leq (0.7 \times 80) \\ (18 \text{ cm}) \leq b_n \leq (56 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Epaisseur de la dalle flottante :} \\ \frac{L_{\max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow h_{\text{df}} = 10 \text{ cm} \\ \frac{410}{50} \leq h_{\text{df}} \leq \frac{410}{40} \\ 8.2 \leq h_{\text{df}} \leq 10.25 \end{array} \right.$$

VI.2.3-Calcul des charges revenant au radier :

VI.2.3.1-Détermination de la surface du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} \\ \text{ELS} \rightarrow S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \end{array} \right. \\ N_u : \text{Effort normal au niveau de la base à l'ELU} \\ \quad \text{Tableaux} \rightarrow \text{Réactions} \rightarrow \text{Valeurs} \\ N_u \rightarrow \text{RSA 2017} \left\{ \begin{array}{l} \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELU)} \rightarrow F_Z \rightarrow \text{Somme des réactions} \end{array} \right. \\ N_s : \text{Effort normal au niveau de la base à l'ELS} \\ \quad \text{Tableaux} \rightarrow \text{Réactions} \rightarrow \text{Valeurs} \\ N_s \rightarrow \text{RSA 2017} \left\{ \begin{array}{l} \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons (ELS)} \rightarrow F_Z \rightarrow \text{Somme des réactions} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Tableau VI.3-Récapitulatif du calcul de la surface (radier).

Paramètres	N _u (KN)	N _s (KN)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (KN/m ²)	S _{rad} ^{ELU} (m ²)	S _{rad} ^{ELS} (m ²)	S _{radier} (m ²)
Valeurs	41837.66	30443.95	200	157.28	152.22	157.28
Observation	(S _{bâtiment} = 233.64 m ² > S _{radier} = 157.28) → CNV					

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Détermination de la longueur du débord :} \\ L_{\text{deb}} \geq \left[\max \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) \right] \rightarrow L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm} \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} \\ S_{\text{deb}} = 2 \times (19.40 \times 0.5 + 11.80 \times 0.5) + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 32.20 \text{ m}^2 \\ S_{\text{radier}} = 233.64 + 32.20 = 265.84 \text{ m}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

VI.2.3.2-Calcul des charges associées à la base du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente :} \\ \text{RSA 2017} \rightarrow G_{\text{bâtiment}} = 25521.79 \text{ KN} \\ \text{Poids du radier :} \\ P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}} \\ P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{béton}} \\ P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{béton}} \\ P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} \\ P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times h_{df} \times \rho_{\text{béton}} \\ G_{\text{totale}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} \\ \text{Surcharge d'exploitation :} \\ \text{RSA 2017} \rightarrow Q_{\text{bâtiment}} = 4922.16 \text{ KN} \\ Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{radier}} \\ Q_{\text{totale}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} \end{array} \right.$$

Tableau VI.4-Récapitulatif du calcul des charges (associées à la base du radier).

Paramètres	Valeurs	Paramètres	Valeurs
h_d (m)	0.30	S_{nervure} (m ²)	74.20
b_n (m)	0.50	P_{dalle} (KN)	1993.80
h_n (m)	0.80	P_{nervure} (KN)	927.50
L_x (m)	19.40	P_{TVO} (KN)	1628.94
n_x	4	$P_{\text{dalle flottante}}$ (KN)	479.10
L_y (m)	11.80	G_{radier} (KN)	5029.34
n_y	6	Q_{radier} (KN)	664.60
h_{df} (m)	0.10	G_{Tot} (KN)	30551.13
$\rho_{\text{béton}}$ (KN/m ³)	25	Q_{Tot} (KN)	5586.76
ρ_{TVO} (KN/m ³)	17	N_u (KN)	49624.16
S_{radier} (m ²)	265.84	N_s (KN)	36137.89

VI.2.4-Vérifications préconisées pour le radier :

VI.2.4.1-Contrainte de cisaillement : (Art A.5.1/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow ? \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{FP} \\ \tau_u = \frac{T_u}{b_{\text{radier}} \times 0.9 \times h_d} \\ T_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \rightarrow \begin{cases} b_{\text{radier}} = 100 \text{ cm} \\ h_d = 30 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

Tableau VI.5-Vérification de la contrainte de cisaillement.

T_u (KN)	b_{radier} (cm)	d_d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
420.26	100	27	1.42	2.5	CV

VI.2.4.2-Stabilité du radier : (Méthode RDM)

Il convient de vérifier les conditions suivantes :

(Sens XX ; Sens YY) \rightarrow $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \sigma_m \leq 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} \\ \text{ELS} \rightarrow \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \end{cases} \rightarrow ?$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Moment de renversement dû au séisme : $M = M_0 + (T_0 \times h_n)$

$(M_0 ; T_0) \rightarrow$ RSA 2016 $\begin{cases} \text{Tableaux} \rightarrow \text{Etages} \rightarrow \text{Efforts réduits} \\ \text{Filtres} \rightarrow \text{Combinaisons} (E_x ; E_y) \\ \text{BD} \rightarrow \text{Filtre spécial} \rightarrow (F_x ; F_y) ; M_{corr} \end{cases}$

Avec \rightarrow Calcul $\begin{cases} \text{(CDG radier)} : \begin{cases} X_G = \frac{\sum Si X_i}{\sum Si} = 9.70 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum Si Y_i}{(\sum Si)} = 5.90 \text{ m} \end{cases} \\ \text{(Inertie du radier)} : \begin{cases} I_{xx} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{20.40 \times 12.80^3}{12} = 3565.16 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12.80 \times 20.40^3}{12} = 9055.64 \text{ m}^4 \end{cases} \end{cases}$

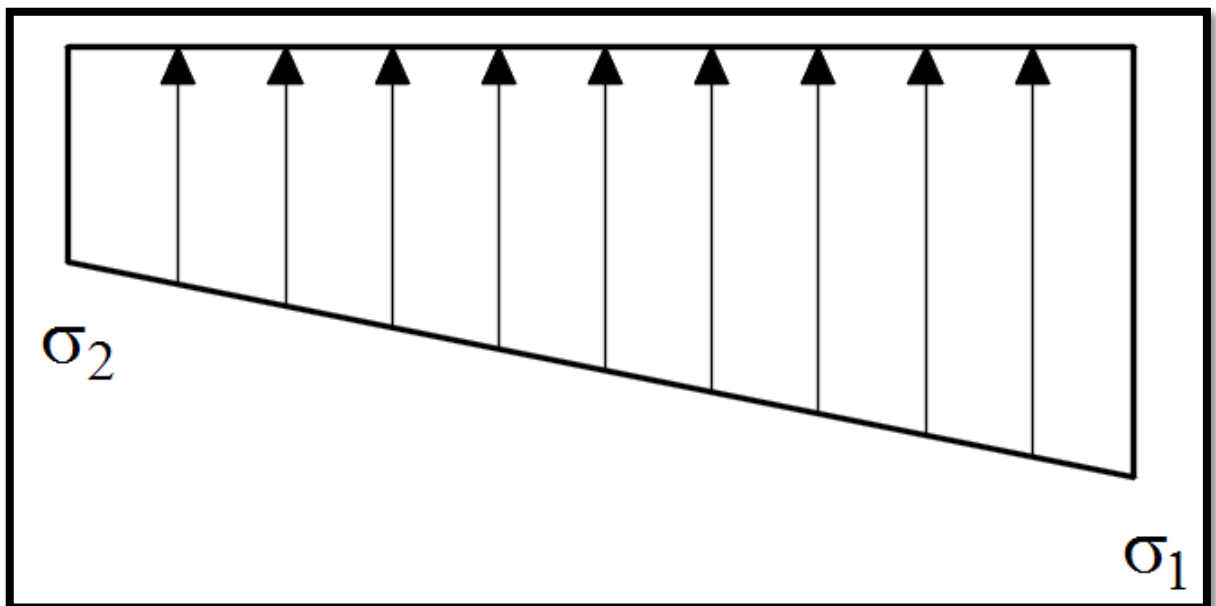


Figure VI.4-Schématisation (2D) du diagramme des contraintes (considéré).

Tableau VI.6-Vérification de la stabilité du radier.

	Sens XX		Sens YY	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M (KN.m)	18867.68		16396.37	
σ_1 (KN/m ²)	238	187.27	197.35	146.62
σ_2 (KN/m ²)	135.33	84.60	175.98	125.26
σ_m (KN/m ²)	212.33	161.60	192	141.28
$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	266.00	200.00	266.00	200.00
Observation	CV	CV	CV	CV

VI.2.4.3-Non-Poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91V99)

$$N_u \leq \left(N = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) \rightarrow ?$$

$N_u \rightarrow$ RSA 2016 $\left\{ \begin{array}{l} \text{(Poteau RDC) : } N_u = 1868.54 \text{ KN} \\ \text{(Voile RDC) : } N_u = 58.67 \text{ KN} \end{array} \right.$
 h : Epaisseur totale du radier ($h = 80 \text{ cm}$)
 μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen (du radier)
 $\mu_c \left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau} \rightarrow \mu_c = 4 \times (a') = 4 \times (a + h) \\ \text{Voile} \rightarrow \mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) \end{array} \right.$

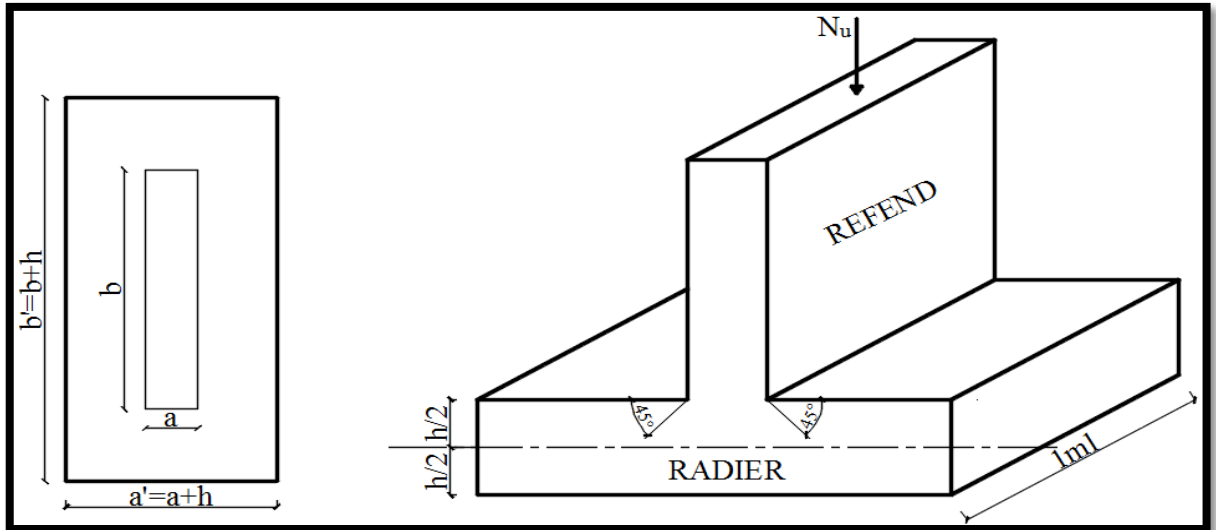


Figure VI.5-Schématisation (2D) du périmètre utile des voiles.

Tableau VI.7-Vérification du non-poinçonnement.

	N_u (KN)	μ_c (m)	N (KN)	Observation
Poteaux	1868.54	5.20	3120	CV
Voiles	58.67	5.60	3360	CV

VI.2.4.4-Non-Soulèvement de la structure : (Méthode MDS)

$$\left\{ \begin{array}{l} (P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z) < P \rightarrow ? \\ P : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} \\ P = 26506.22 + 5029.34 = 31535.56\text{KN} \\ \alpha : \text{Coefficient de sécurité vis - à - vis du soulèvement } (\alpha = 1.5) \\ \gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau } (\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3) \\ z : \text{Profondeur de l'infrastructure } (z = 0.8 \text{ m}) \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} (P' = 1.5 \times 10 \times 265.84 \times 0.8 = 3190.08 \text{ KN}) \\ (P' = 3190.08 \text{ KN}) < (P = 31535.56 \text{ KN}) \end{array} \right. \rightarrow \text{CV}$$

VI.2.4.5-Stabilité au renversement : (Art 10.1.5/RPA99V03)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens XX} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_x = \frac{M_x}{N_u} = \frac{18867.68}{49624.16} = 0.38 \text{ m} \\ \frac{L_x}{4} = \frac{20.40}{4} = 5.01 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left(e_x < \frac{L_x}{4} \right) \rightarrow \text{CV} \\ \text{Sens YY} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_y = \frac{M_y}{N_u} = \frac{16396.37}{49624.16} = 0.33 \text{ m} \\ \frac{L_y}{4} = \frac{12.80}{4} = 3.20 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left(e_y < \frac{L_y}{4} \right) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

VI.3-Ferraillage du radier :

VI.3.1-Ferraillage de la dalle du radier :

VI.3.1.1-Hypothèses :

- Le calcul est mené pour le panneau : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le plus sollicité} \\ \text{Considéré intermédiaire} \\ \text{Appuyé sur son pourtour (Nervures)} \end{array} \right.$
- Les moments isostatiques sont réduits comme suite : $\left\{ \begin{array}{l} 0.75 \times M_0 \text{ (En travées)} \\ 0.50 \times M_0 \text{ (Sur appuis)} \end{array} \right.$

VI.3.1.2-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\left\{ \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.10} = 0.97 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{(Le panneau porte dans les deux sens)} \\ \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ (ELU)} \\ \rho = 0.97 \end{array} \right. \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.039 \\ \mu_y = 0.939 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} \\ \text{(Sens } L_y) \\ \text{(En travées)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{uy}^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56.67 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.063 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{appuis}} = 0.063) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.967 \end{array} \right. \\ A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.67 \times 10^3}{0.967 \times 25 \times 348} = 6.73 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_{y \text{ adoptée}}^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \\ \mu_{\text{travées}} = \frac{M_{uy}^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.096 \\ \left\{ \begin{array}{l} (\mu_{\text{travées}} = 0.096) < (\mu_1 = 0.392) \rightarrow \text{SSA} \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.949 \end{array} \right. \\ A_y^t = \frac{M_{uy}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{85 \times 10^3}{0.949 \times 25 \times 348} = 10.29 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow (A_{y \text{ adoptée}}^t = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Tableau VI.8-Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Sens	Zone	Section (cm ²)	Ferrailage (adopté)	Espacement (cm)
L _x	Aux appuis	9.24	6HA14	20
	En travées	12.06	6HA16	20
L _y	Aux appuis	9.24	6HA14	20
	En travées	12.06	6HA16	20

VI.3.1.4-Vérification à l'ELU :

VI.3.1.4.1-Condition de non-fragilité : (Art B.7.4/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \right) \geq \left(\omega_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \right) \\ \omega_0 = 0.0008 \text{ (FeE400) : Taux minimum d'armatures} \rightarrow ? \\ A_{\min} \geq \left(\omega_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3 - 0.97}{2} \times 100 \times 30 = 2.44 \text{ cm}^2 \right) \\ \\ \text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} \left\{ \begin{array}{l} (A_x^a \text{ adoptée} = 9.24 \text{ cm}^2) > (A_{\min} = 2.44 \text{ cm}^2) \\ (A_y^a \text{ adoptée} = 9.24 \text{ cm}^2) > (A_{\min} = 2.44 \text{ cm}^2) \end{array} \right. \\ \text{(En travées)} \left\{ \begin{array}{l} (A_x^t \text{ adoptée} = 12.06 \text{ cm}^2) > (A_{\min} = 2.44 \text{ cm}^2) \\ (A_y^t \text{ adoptée} = 12.06 \text{ cm}^2) > (A_{\min} = 2.44 \text{ cm}^2) \end{array} \right. \end{array} \right. \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

VI.3.1.4.2-Espacement des armatures : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Sens } L_x) \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq [\min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}] \rightarrow \text{CV} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (25 \text{ cm}) \end{array} \right. \\ \text{(Sens } L_y) \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq [\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}] \rightarrow \text{CV} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

VI.3.1.5-Vérification à l'ELS :

VI.3.1.5.1-Contrainte de compression dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{(Sens } L_x) \left\{ \begin{array}{l} \left(\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \right) \leq (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}) \rightarrow ? \\ \text{(Aux appuis) } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_x^a}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 25} = 0.369 \right) \rightarrow \beta_1 = 0.906 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{ux}^a}{\beta_1 \times d \times A_x^a} = \frac{60.35 \times 10^6}{0.906 \times 250 \times 9.24 \times 10^2} \\ \sigma_s = 288.36 \text{ MPa} \\ \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 38.19 \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{288.36}{38.19} = 7.55 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ (\sigma_{bc} = 7.55 \text{ MPa}) < (15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \\ \text{(En travées) } \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_x^t}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 25} = 0.483 \right) \rightarrow \beta_1 = 0.895 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{ux}^t}{\beta_1 \times d \times A_x^t} = \frac{90.52 \times 10^6}{0.895 \times 250 \times 12.06 \times 10^2} \\ \sigma_s = 335.45 \text{ MPa} \\ \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 32.62 \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{335.45}{32.62} = 10.28 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ (\sigma_{bc} = 10.28 \text{ MPa}) < (15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(Aux appuis)} \\ \text{(Sens } L_y) \\ \text{(En travées)} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_y^a}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 25} = 0.369 \right) \rightarrow \beta_1 = 0.906 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{uy}^a}{\beta_1 \times d \times A_y^a} = \frac{56.67 \times 10^6}{0.906 \times 250 \times 9.24 \times 10^2} \\ \sigma_s = 270.77 \text{ MPa} \\ k_1 = 38.19 \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{270.77}{38.19} = 7.09 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ (\sigma_{bc} = 7.09 \text{ MPa}) < (15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \\ \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_y^t}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 25} = 0.483 \right) \rightarrow \beta_1 = 0.895 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{uy}^t}{\beta_1 \times d \times A_y^t} = \frac{85 \times 10^6}{0.895 \times 250 \times 12.06 \times 10^2} \\ \sigma_s = 314.99 \text{ MPa} \\ k_1 = 32.62 \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{314.99}{32.62} = 9.65 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ (\sigma_{bc} = 9.65 \text{ MPa}) < (15 \text{ MPa}) \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

VI.3.2-Ferraillage du débord :

{ Le ferraillage du débord est introduit séparément, si cette condition est dépassée :
 $(A_{\text{débord}} < A_{\text{radier}}) \rightarrow ?$
 Pour notre projet : { $(A_{\text{débord}} < A_{\text{radier}}) \rightarrow \text{CV}$
 Le ferraillage est assuré par la continuité de celui du radier

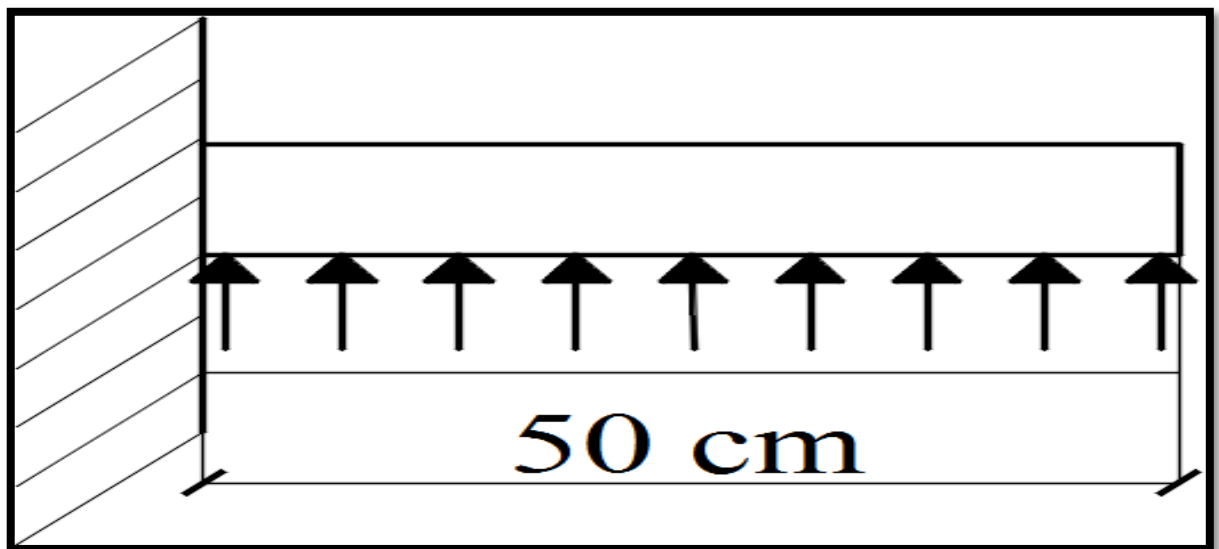


Figure VI.6-Schématisation (2D) du débord.

VI.3.3-Ferraillage des nervures :

VI.3.3.1-Hypothèses :

- Le calcul est développé pour la nervure la plus sollicitée (dans les deux sens).
- Caractéristiques géométriques des nervures : $\begin{cases} (b_n = 50 \text{ cm}) \\ (h_n = 80 \text{ cm}) \\ (c = 5 \text{ cm}) \end{cases}$
- Présentation du chargement initial : $\begin{cases} (\text{ELU}) \rightarrow q_u^m = 193.42 \text{ KN/m}^2 \\ (\text{ELS}) \rightarrow q_s^m = 142.68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Pour des raisons de commodité, le chargement trapézoïdal est ramené vers une répartition rectangulaire équivalente, justifiant ainsi la présence des longueurs (L_m/L_t) orientées au calcul des (moments/efforts tranchants).
- Pour notre projet, la détermination des efforts internes est contrôlée par RSA 2017.

VI.3.3.2-Calcul du chargement simplifié :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.10} = 0.97 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow (\text{Le panneau porte dans les deux sens}) \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_x < L_y \\ \text{Chargement trapézoïdal} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul des longueurs :} \\ \text{(Efforts tranchants):} \\ \left\{ L_T = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right) = 4.00 \times \left(0.5 - \frac{0.97}{4}\right) = 1.03 \text{ m} \right. \\ \text{(Moments fléchissants):} \\ \left\{ L_M = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) = 4.00 \times \left(0.5 - \frac{0.97^2}{6}\right) = 1.37 \text{ m} \right. \end{array} \right. \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul du chargement simplifié :} \\ (\text{ELU}) : \left\{ \begin{array}{l} q_u^M = q_u^m \times L_M = 193.42 \times 1.37 = 264.98 \text{ KN/m} \\ q_u^T = q_u^m \times L_T = 193.42 \times 1.03 = 199.22 \text{ KN/m} \end{array} \right. \\ (\text{ELS}) : \left\{ \begin{array}{l} q_s^M = q_s^m \times L_M = 142.68 \times 1.37 = 195.47 \text{ KN/m} \\ q_s^T = q_s^m \times L_T = 142.68 \times 1.03 = 146.96 \text{ KN/m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

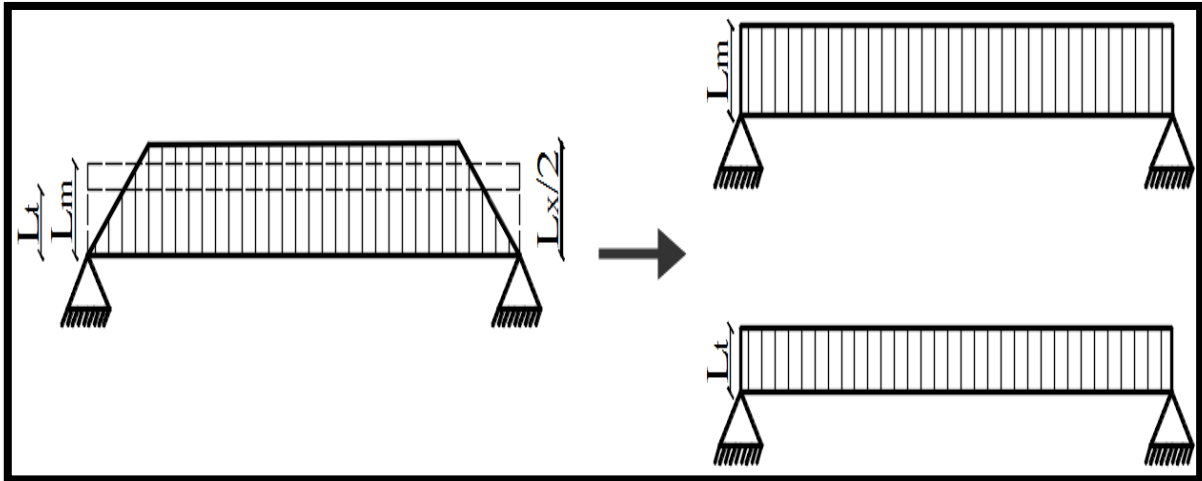


Figure VI.7-Schématization (2D) du chargement simplifié.

VI.3.3.3-Présentation des diagrammes (efforts internes M/T) :

VI.3.3.3.1-Sens XX :

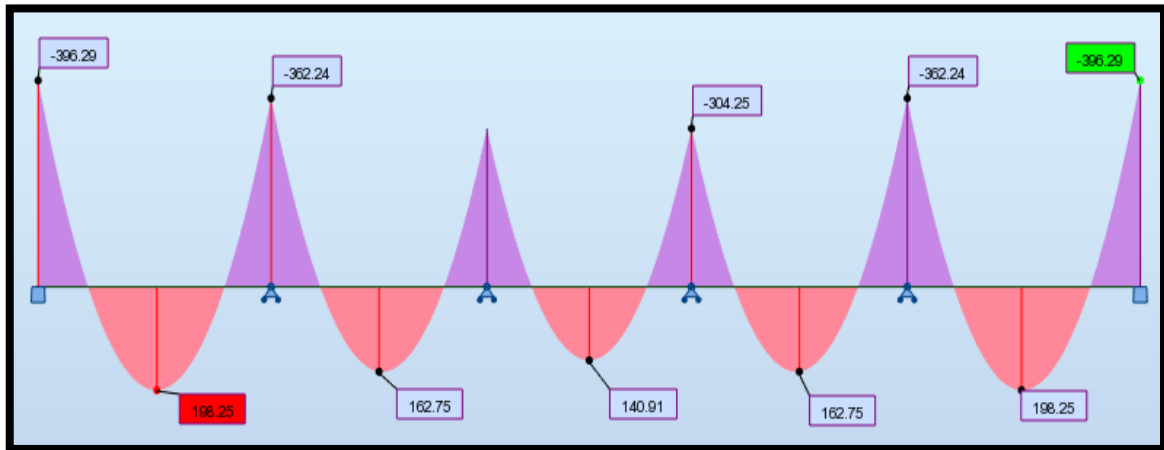


Figure VI.8-Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

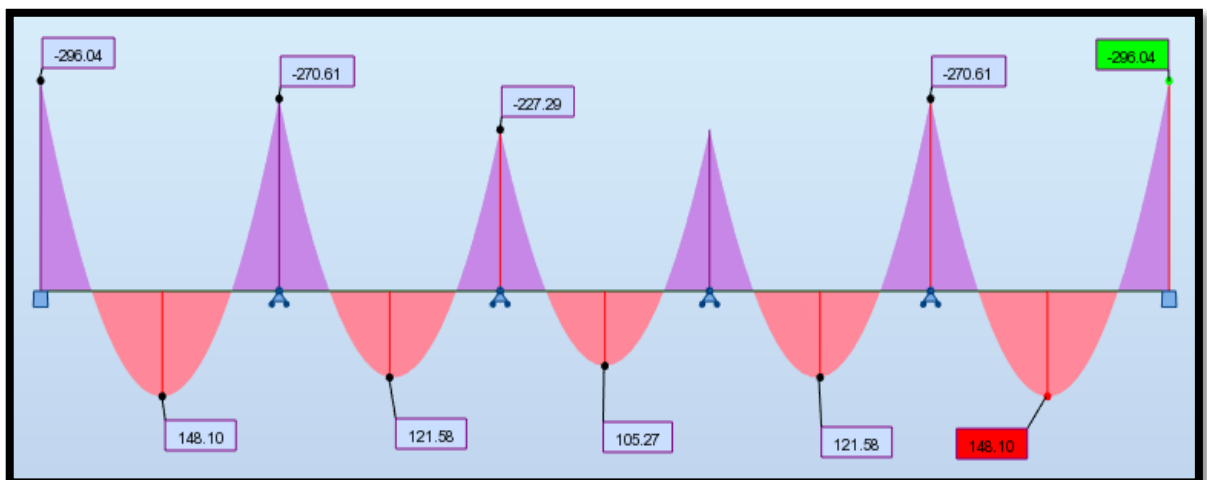


Figure VI.9-Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

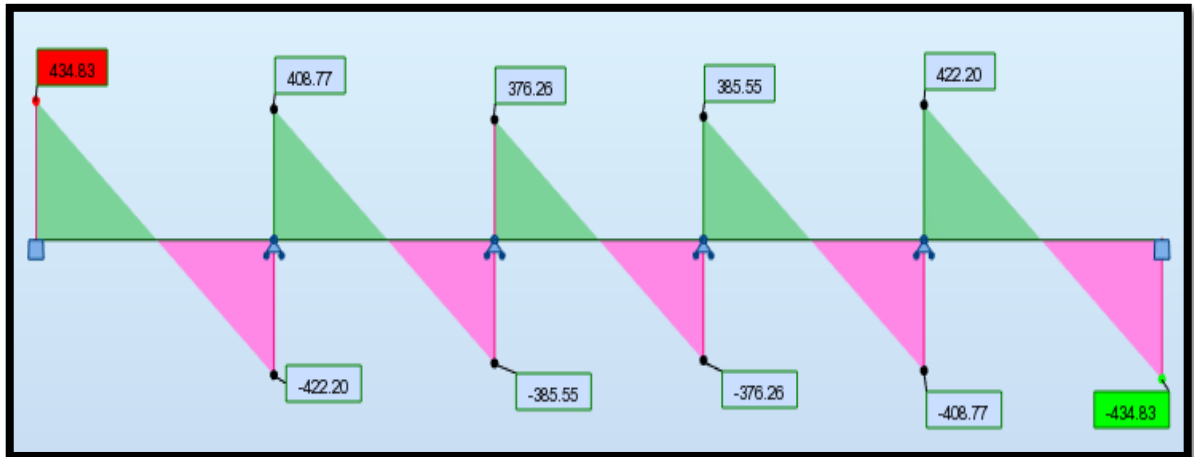


Figure VI.10-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

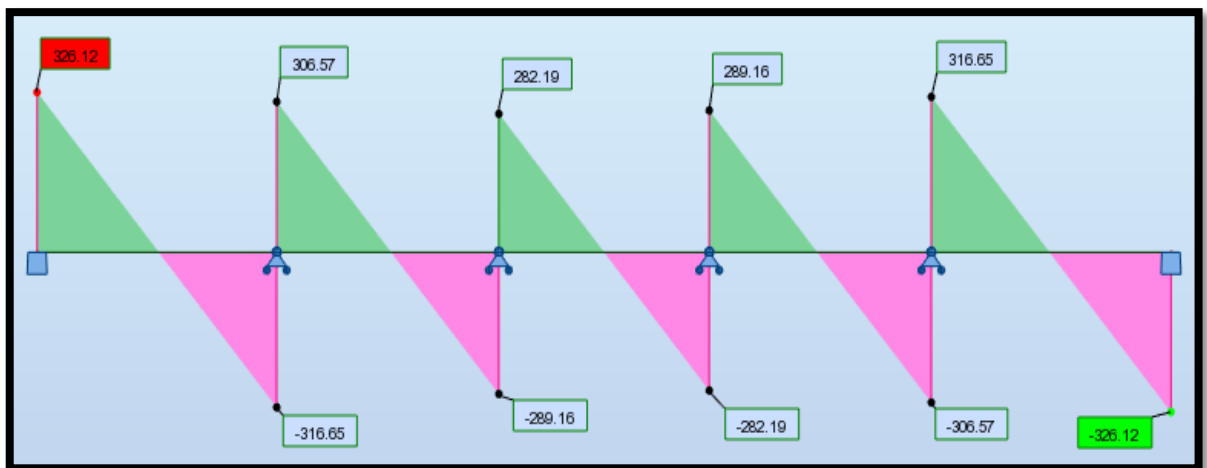


Figure VI.11-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

VI.3.3.3.2-Sens YY :

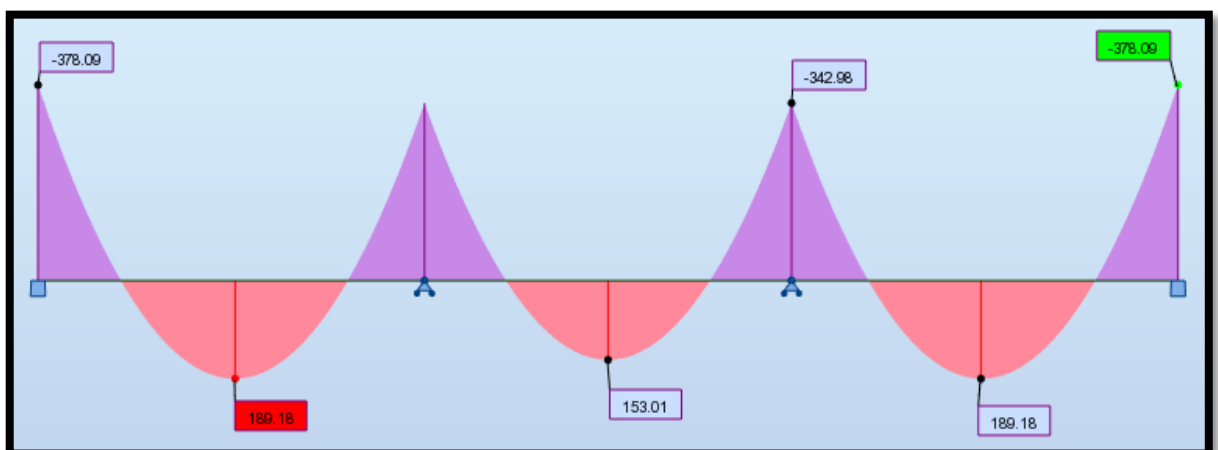


Figure VI.12-Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

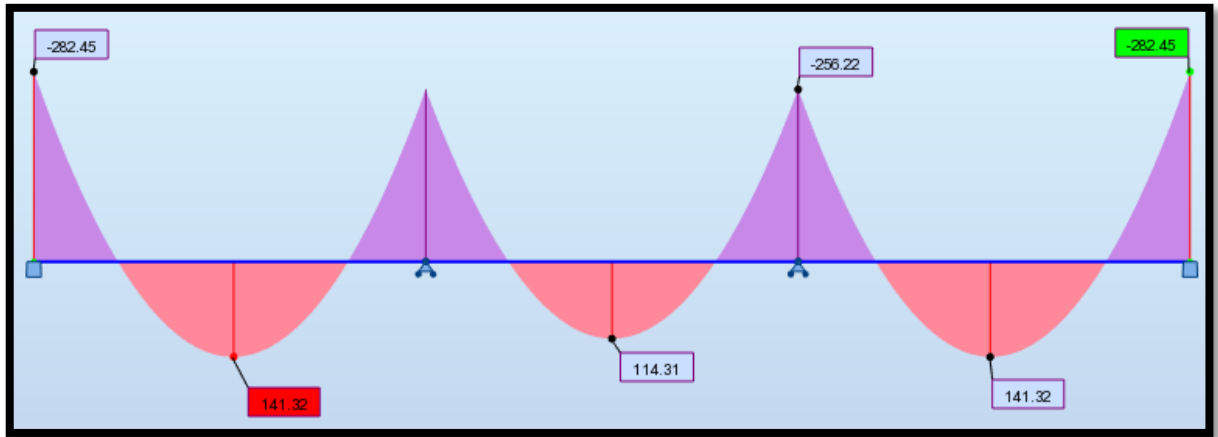


Figure VI.13-Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

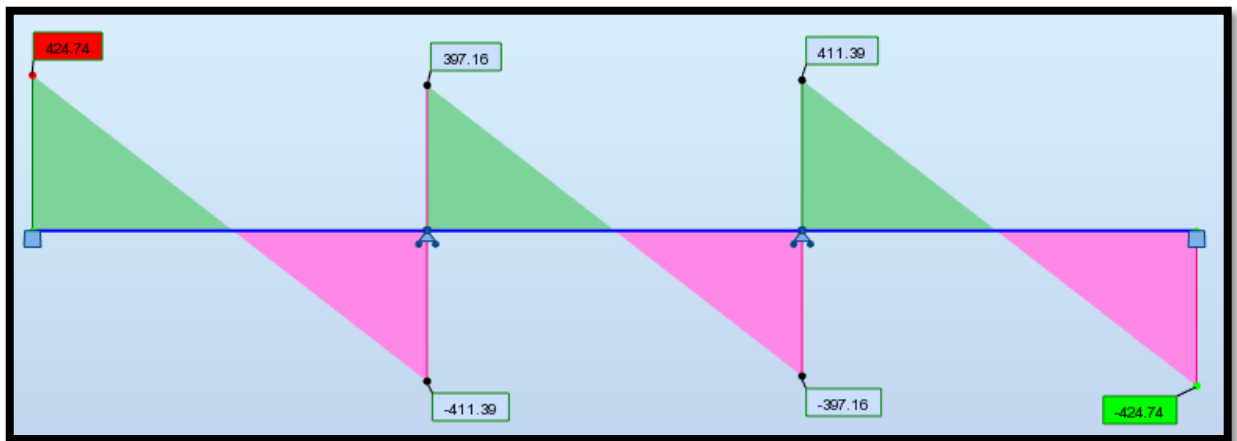


Figure VI.14-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

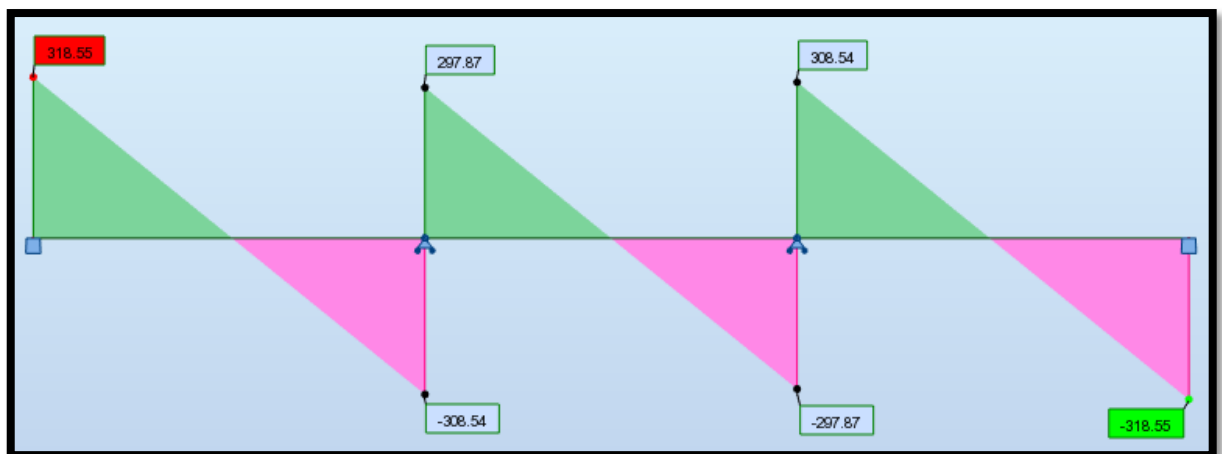


Figure VI.15-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

VI.3.3.4-Calcul du ferrailage (longitudinal) :

Tableau VI.9-Récapitulatif du ferrailage des nervures.

		M (KN.m)	μ	β	Acalculée (cm ²)	Ferrailage adopté	Aadoptée (cm ²)	S _t (cm)
Sens XX	Appuis	-396.29	0.099	0.948	16.02	5HA16 +5HA14	17.75	10
	Travées	198.25	0.049	0.975	7.80	5HA14 +5HA14	15.39	10
Sens YY	Appuis	-378.09	0.095	0.950	15.25	5HA16 +5HA14	17.75	10
	Travées	189.18	0.047	0.976	7.43	5HA14 +5HA14	15.39	10

VI.3.3.5-Armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Diamètre minimal des armatures transversales : (Art A. 8.1.3/BAEL91V99)} \\
 \quad \varnothing_{At}^{\min} \geq \left(\frac{1}{3} \times \varnothing_1^{\max} = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \right) \\
 \quad \varnothing_{At}^{\min} \geq (8 \text{ mm}) \\
 \\
 \text{Espacement des armatures transversales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)} \\
 \text{(Zone nodale)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 S_t \leq \left[\min \left(\frac{h_n}{4} ; 12\varnothing \right) = \min(20 ; 16.8) = 16.8 \text{ cm} \right] \\
 (S_t = 10 \text{ cm}) \leq (16.8 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{(Zone courante)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 S_t \leq \left(\frac{h_n}{2} = 40 \text{ cm} \right) \\
 (S_t = 10 \text{ cm}) \leq (40 \text{ cm}) \rightarrow \text{CV}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)} \\
 \quad A_t = 0.003 \times S_t \times b_n = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\
 \quad A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2
 \end{array} \right.$$

VI.3.3.6-Armatures de peau : (Art A.8.3/BAEL91V99)

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Section minimale : (3 cm}^2\text{/ml)} \\
 \quad h_n = 0.8 \text{ m} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 A_p = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ cm}^2 \\
 \rightarrow A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

VI.3.3.7-Vérifications :

Tableau VI.10-Récapitulatif des vérifications.

ELU						
Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)						
$A_{adoptée} > A_{CNF} = 4.53 \text{ cm}^2$						CV
Contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/BAEL91V99)						
Sens	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation		
XX	438.84	1.17	2.5	CV		
YY	424.74	1.13	2.5	CV		
ELS						
Contraintes (béton/aciers) : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)						
Sens	Zone	M_s (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
XX	Appuis	-296.04	248.74	7.73	15	CV
	Travées	148.10	142.40	4.01	15	CV
YY	Appuis	-282.45	237.32	7.38	15	CV
	Travées	141.32	136.85	3.85	15	CV

Conclusion-Générale

La maîtrise de l'ingénierie en génie civil appliquée aux structures en béton armé représente à l'heure actuelle un domaine en pleine expansion, marqué par une dynamique internationale.

Cette étude apporte une vue d'ensemble sur le plan des techniques d'ingénierie du bâtiment, elle nous confirme les avantages du contreventement (voile-portique), par rapport à la construction auto stables, elle garantit une grande résistance et un meilleur comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude ont été élaborés et annotés à l'aide d'un logiciel de calcul des structures par éléments finis **RSA**, qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter et même observer le comportement de la structure en phase de vibration, comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Les résultats interprétés nous ont montrés une disposition adéquate des voiles dans notre structure :

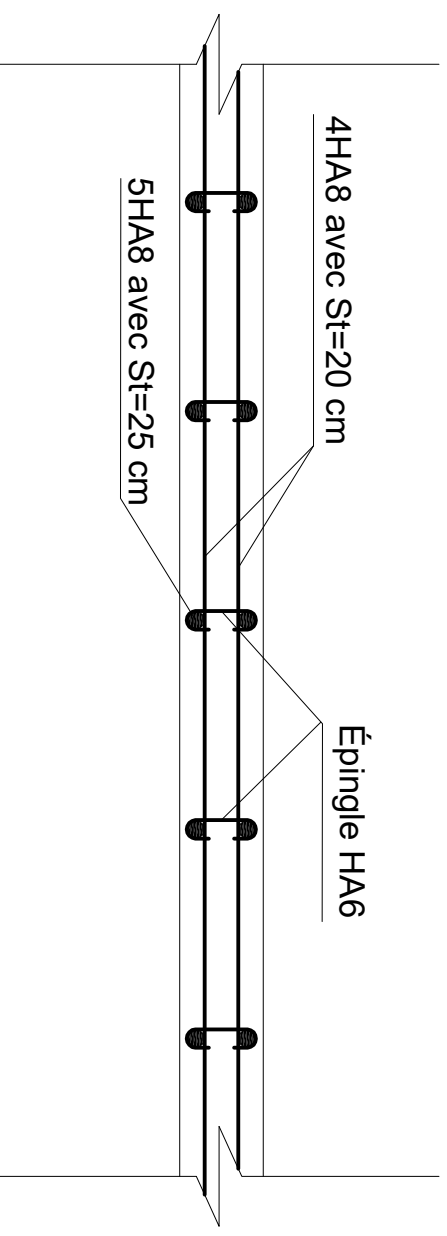
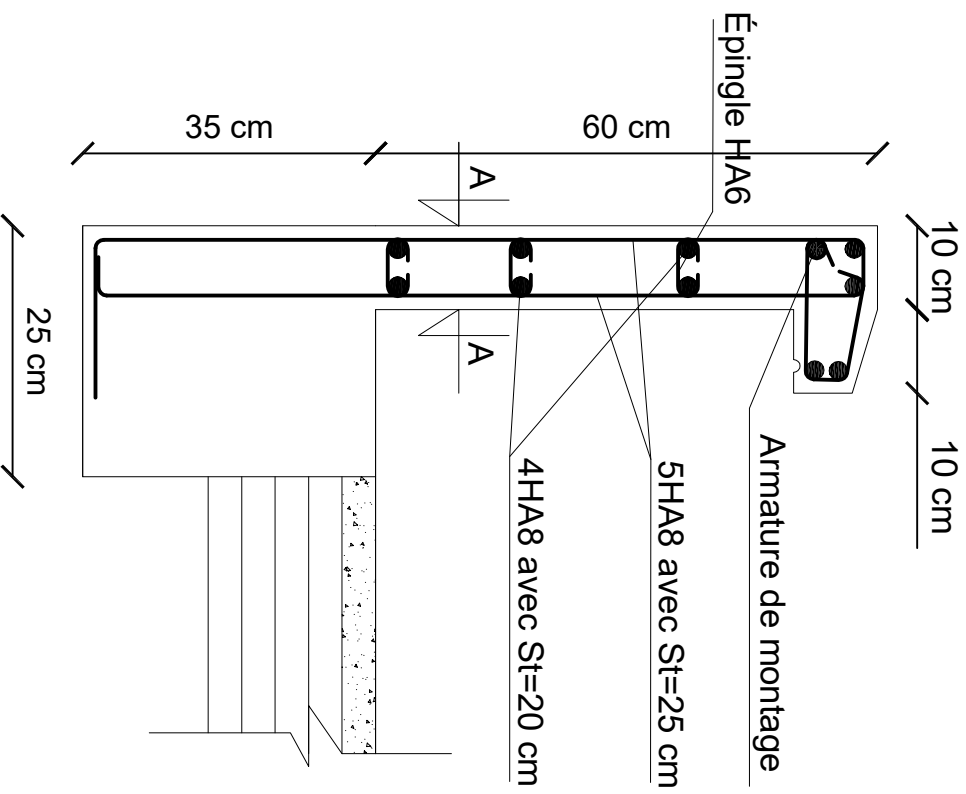
- En minimisant les déplacements latéraux.
- En limitant les risques de la torsion.
- En assurant une bonne distribution des efforts.

Ce qui nous a conduit à ferrailer les poteaux par le minimum du RPA.

D'autre part l'importance de la section de ces derniers, a été imposée par ce règlement afin de vérifier ses différentes exigences à savoir :

- Interaction.
- Sollicitation normales et tangentés.
- Déplacements relatifs et les effets P- Δ .

FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE



Coupe A - A

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

TITRE

Ferrailage De l'Acrotère

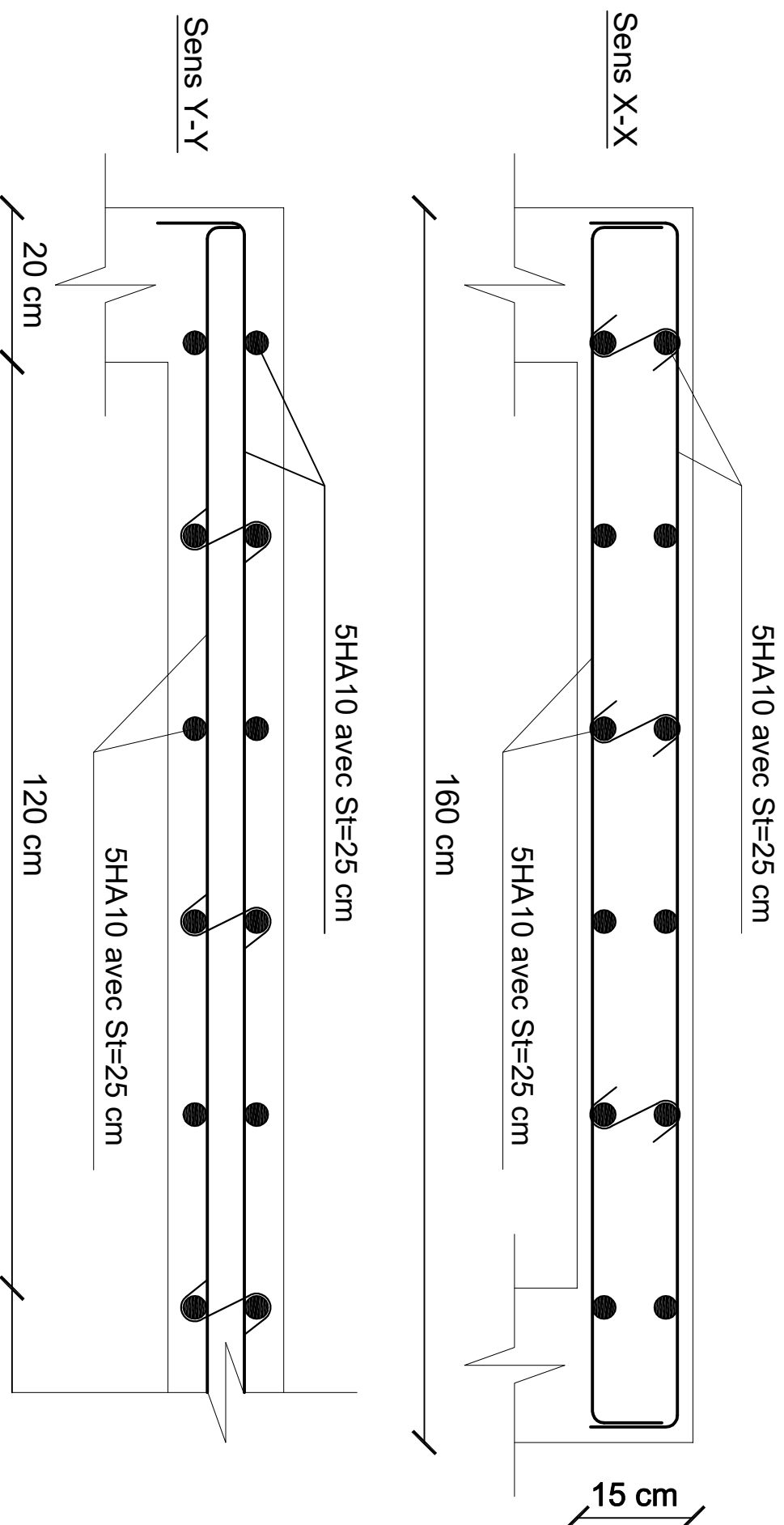
Réalisé par :
M^{lle} : HADJ-ZIANE Nora
M^{lle} : BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r : Ghoullem

PROMOTION 2019/2020

ECHELLE : 1/100

FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle} : HADJ-ZIANE Nora
M^{lle} : BATTOU Dehbia

Dirigé par :

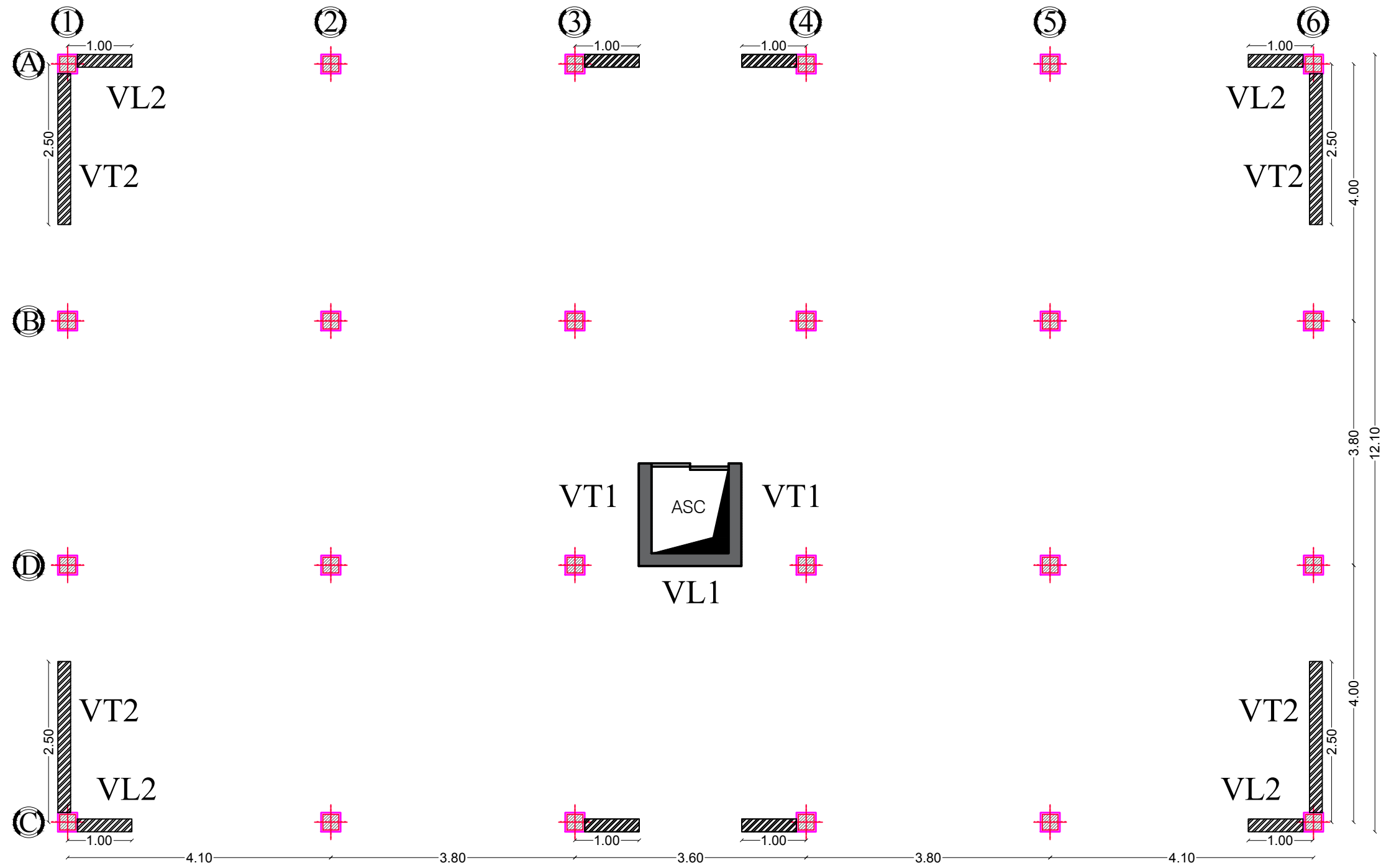
M^r : Ghoullem

PROMOTION 2019/2020

TITRE
Ferrailage De la Dalle Salle
Machine

ECHELLE : 1/100

DISPOSITION DES VOILES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
 M^{elle}. HADJ-ZIANE NORA
 M^{elle}. BATTOU DEHBIA

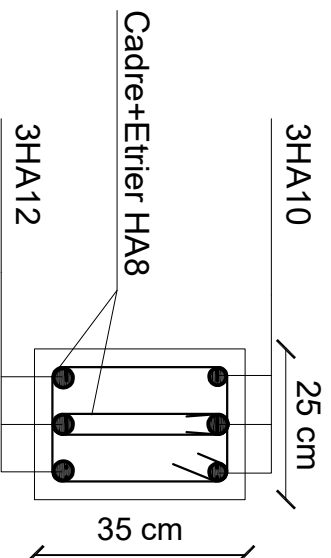
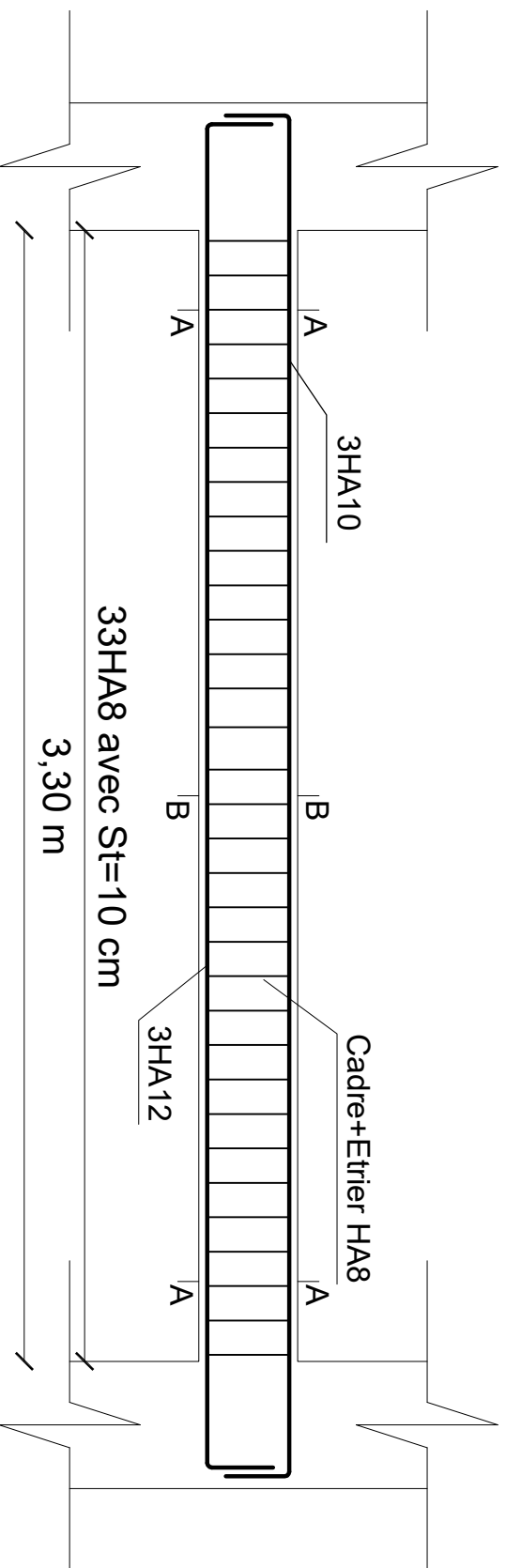
Dirigé par :
 M^r. GHOULEM

PROMOTION 2019/2020

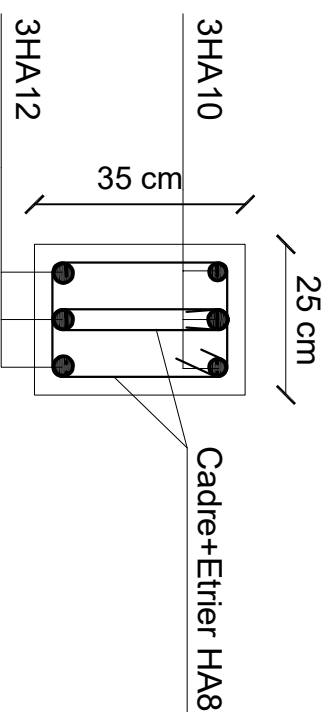
TITRE
DISPOSITION DES VOILES

Echelle : 1/75

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Coupe A - A



Coupe B - B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle} : HADJ-ZIANE Nora
M^{lle} : BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r : Ghoullem

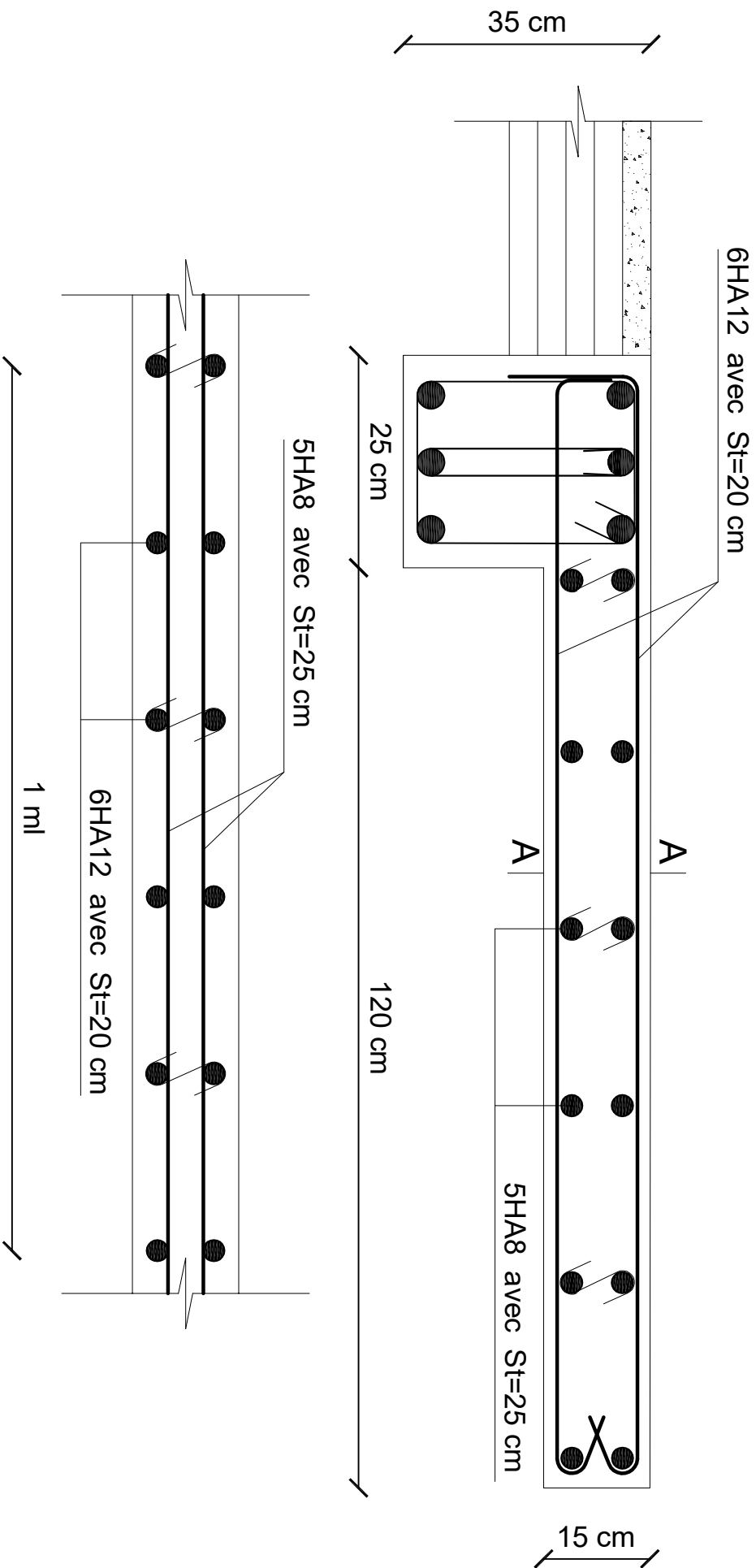
PROMOTION 2019/2020

TITRE

Ferrailage De la poutre palier

ECHELLE : 1/100

FERRAILLAGE DES BALCONS



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle}: HADJ-ZIANE Nora
M^{lle}: BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r: Ghoullem

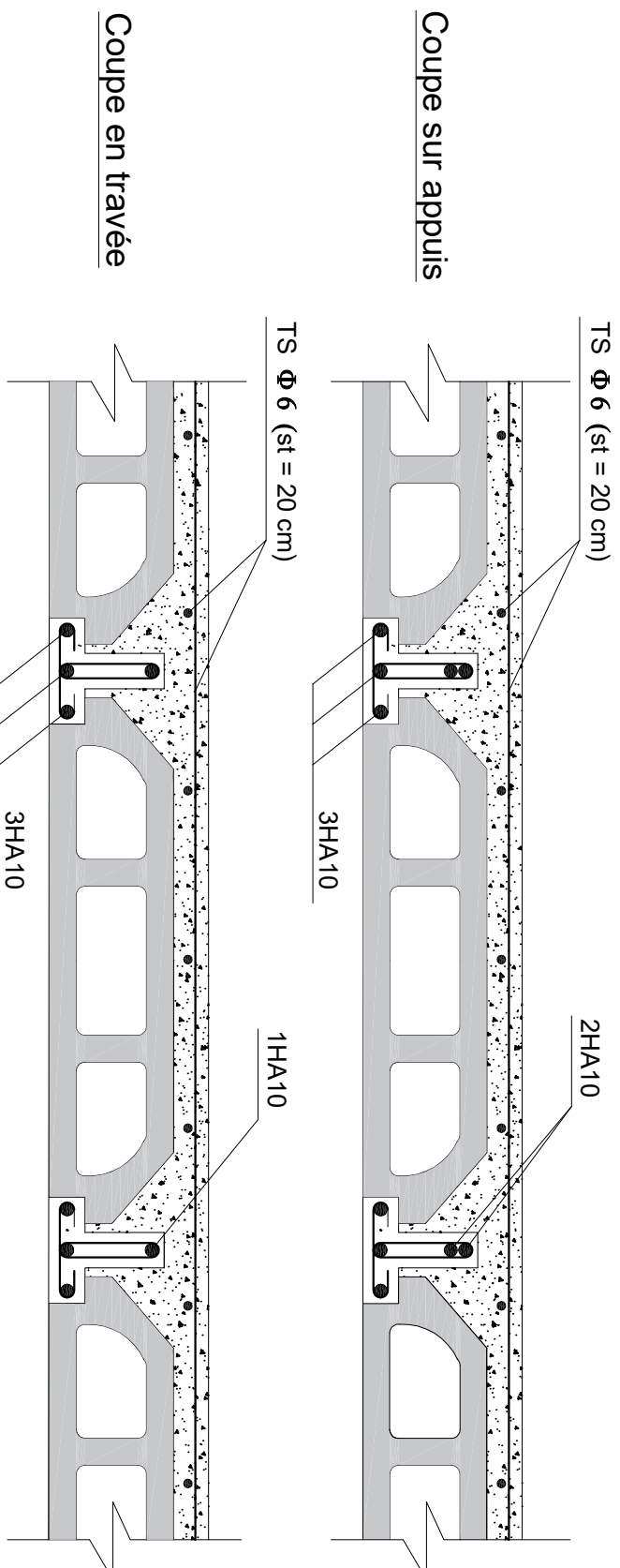
PROMOTION 2019/2020

TITRE

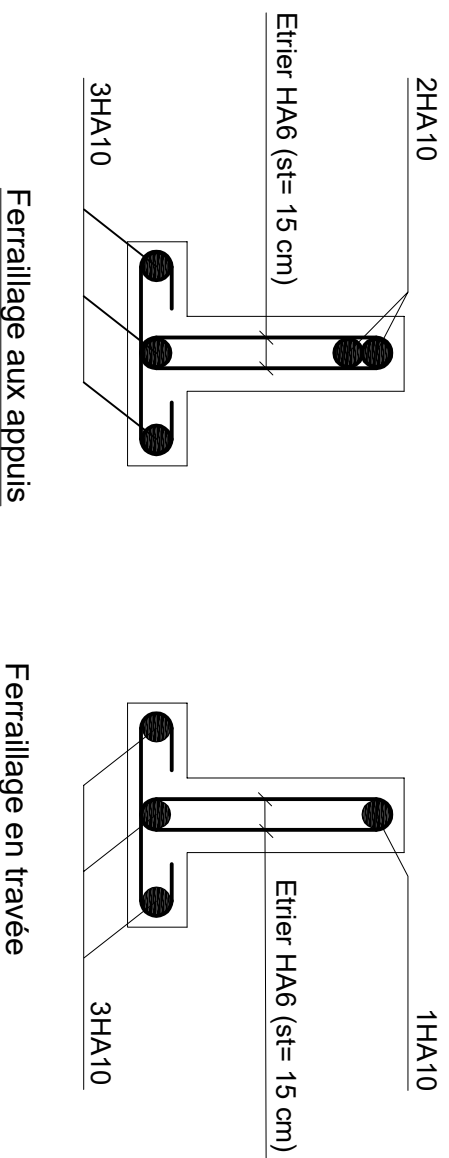
Ferrailage Des Balcons

ECHELLE : 1/100

FERRAILLAGE DES PLANCHERS



FERRAILLAGE DES POUTRELLES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle}. HADJ-ZIANE Nora
M^{lle}. BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r. Ghouliem

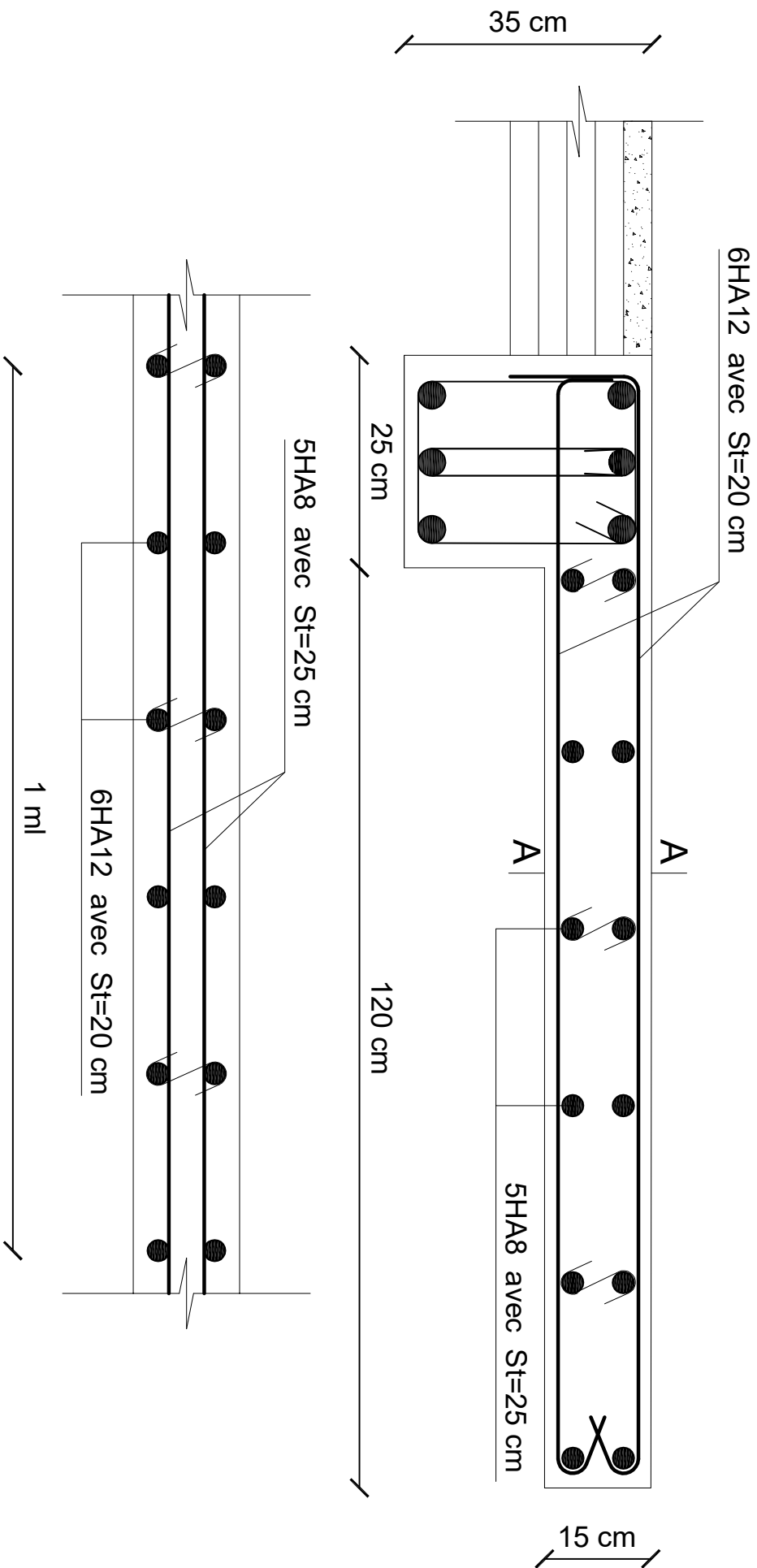
PROMOTION 2019/2020

TITRE

Ferrailage Des Planchers

ECHELLE : 1/100

FERRAILLAGE DES BALCONS ET PORTE À FAUX



Coupe A - A

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle} : HADJ-ZIANE Nora
M^{lle} : BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r : Ghoullem

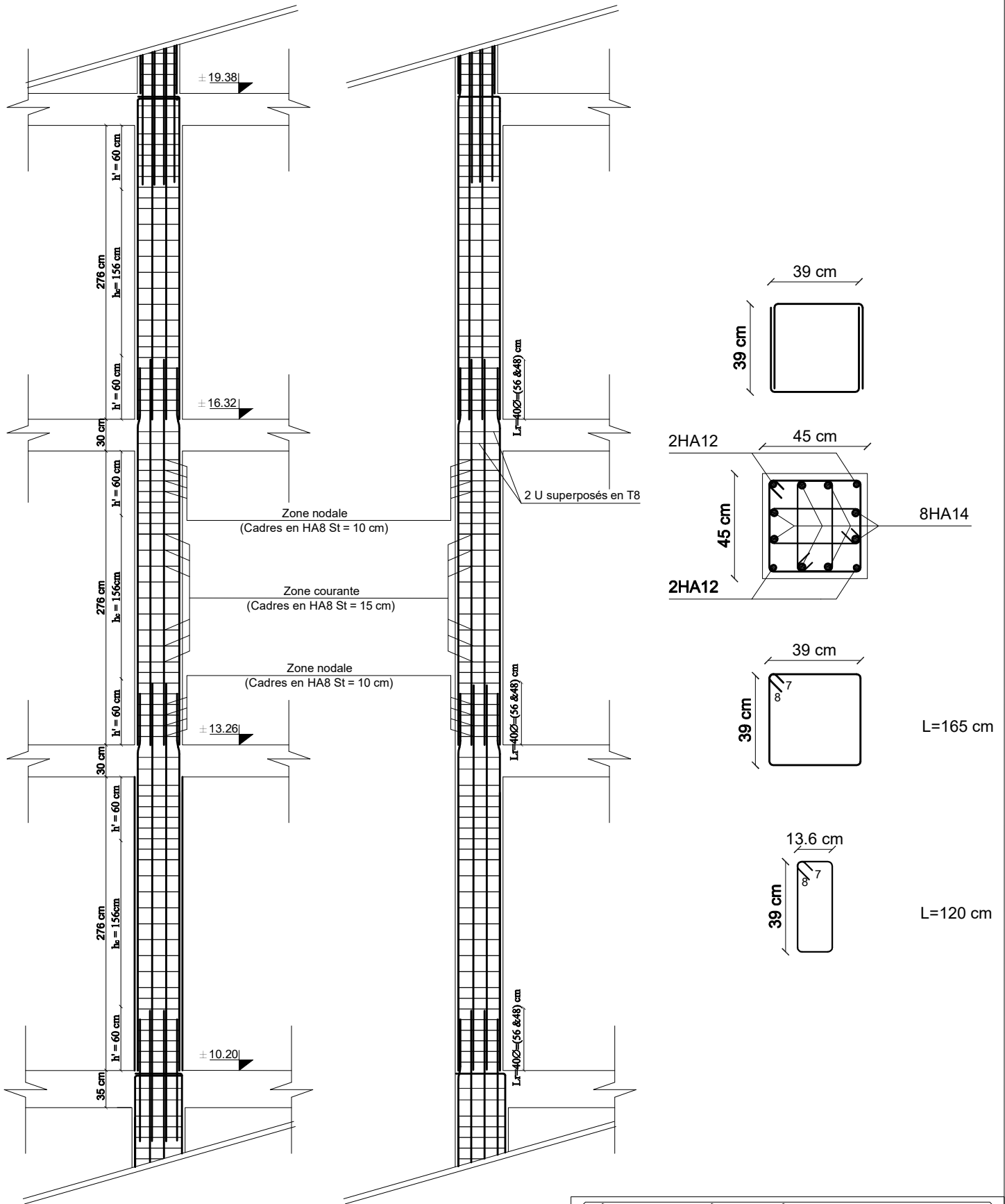
PROMOTION 2019/2020

TITRE

Ferrailage Des porte à faux

ECHELLE : 1/100

FERRAILLAGE DES POTEAUX 3/5



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle}: HADJ-ZIANE Nora
M^{lle}: BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r: GHOULEM

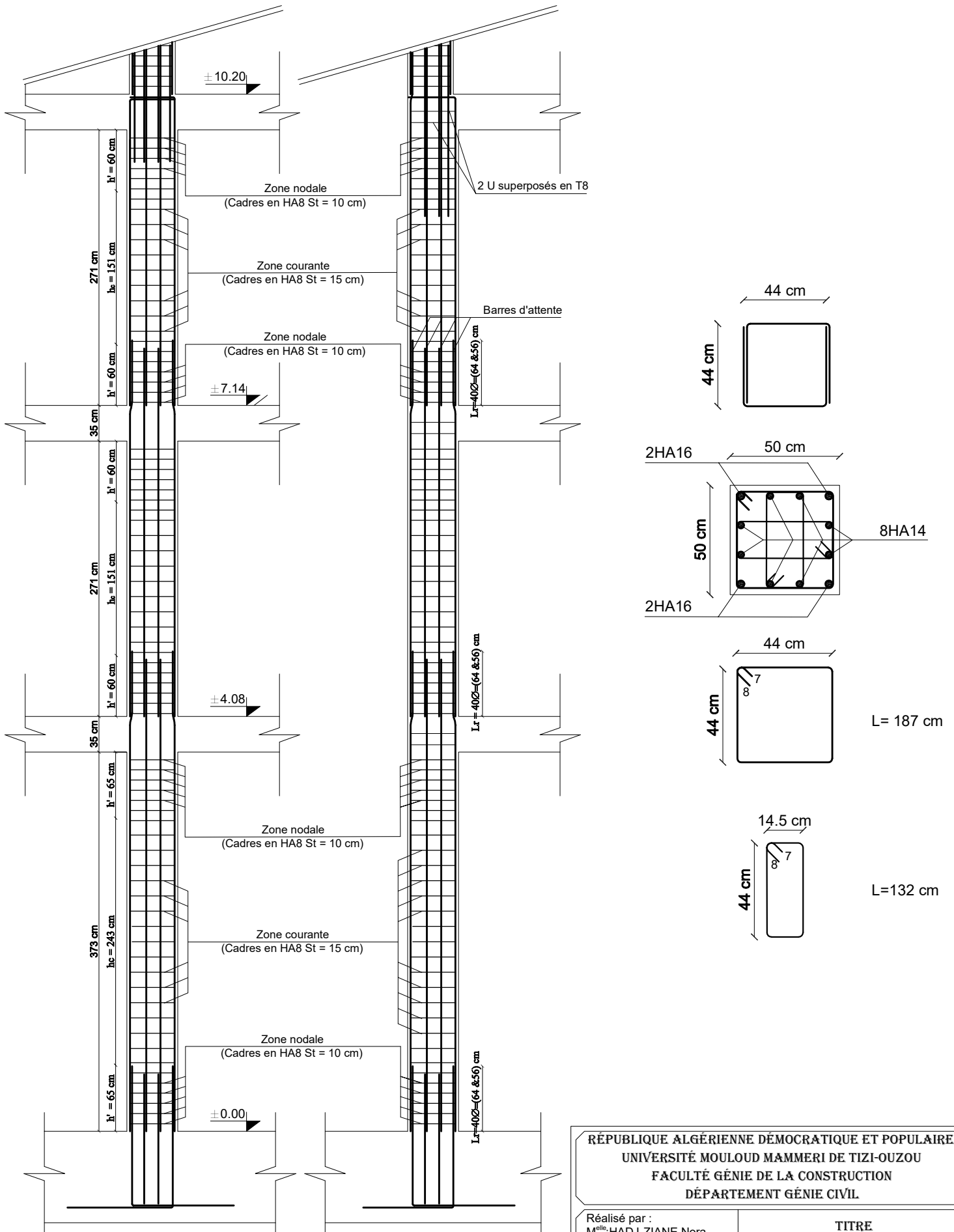
PROMOTION 2019/2020

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX 3/5

Echelle : /

FERRAILLAGE DES POTEAUX RDC/2



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle}: HADJ-ZIANE Nora
M^{lle}: BATTOU Dehbia

Dirigé par :
M^r: GHOULEM

PROMOTION 2019/2020

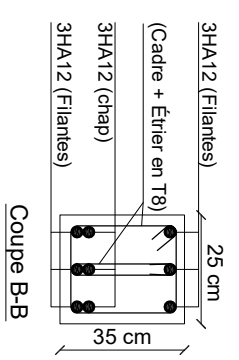
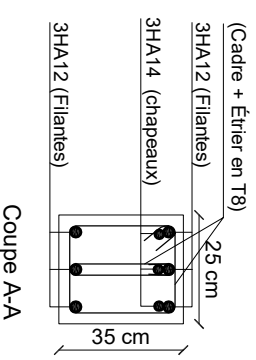
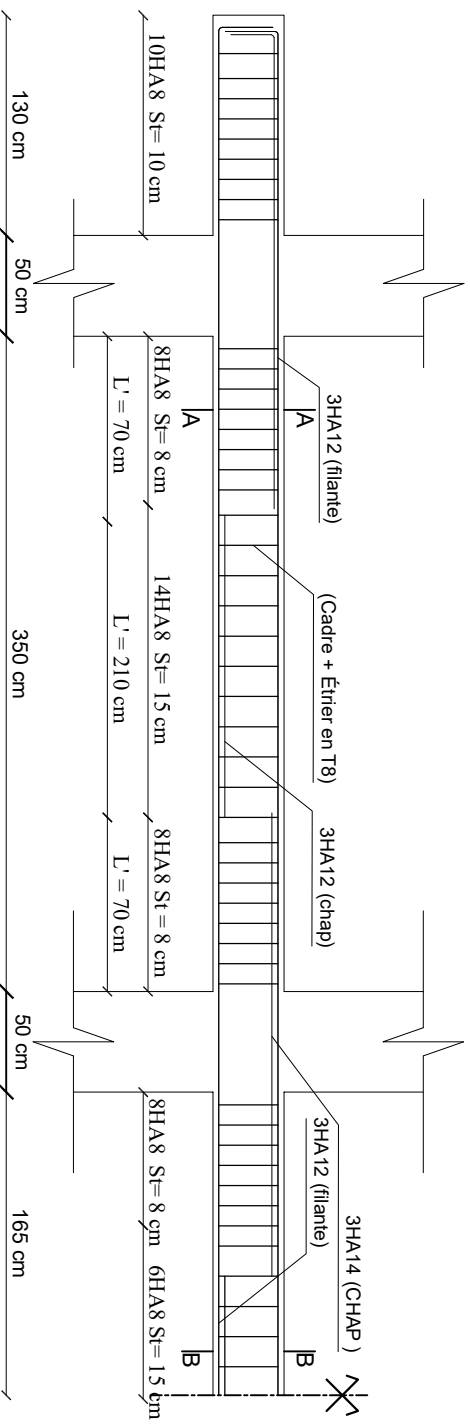
TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
RDC/2

Echelle : /

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

POUTRES SECONDAIRES

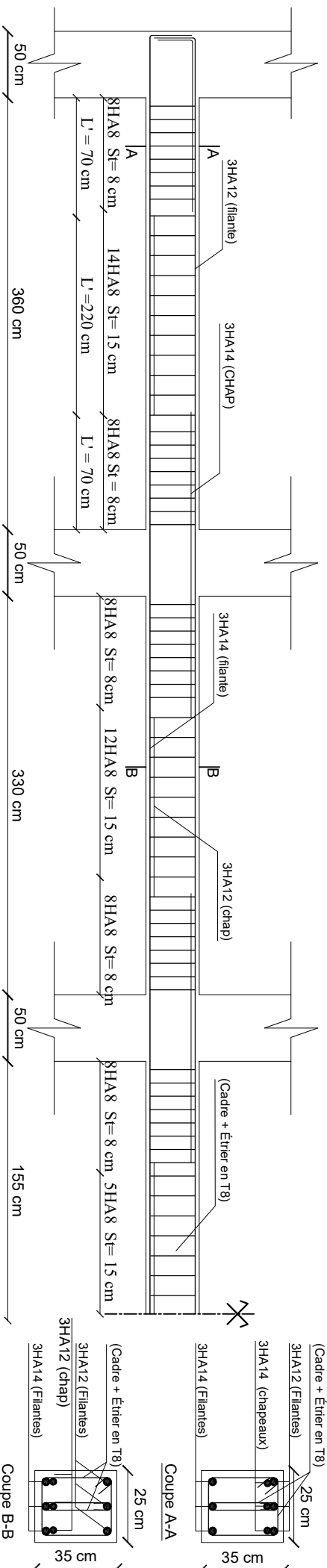


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{me} : HADU-ZIANE Nora M ^{me} : BATTOU Debhia	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
Dirigé par : M: GHOULEM PROMOTION 2019/2020	Echelle : /

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

POUTRES PRINCIPALES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
 M^{me}: HADJ-ZIANE Nora
 M^{me}: BATTOU Denbia
 Dirigé par :
 M^r: GHOULEM

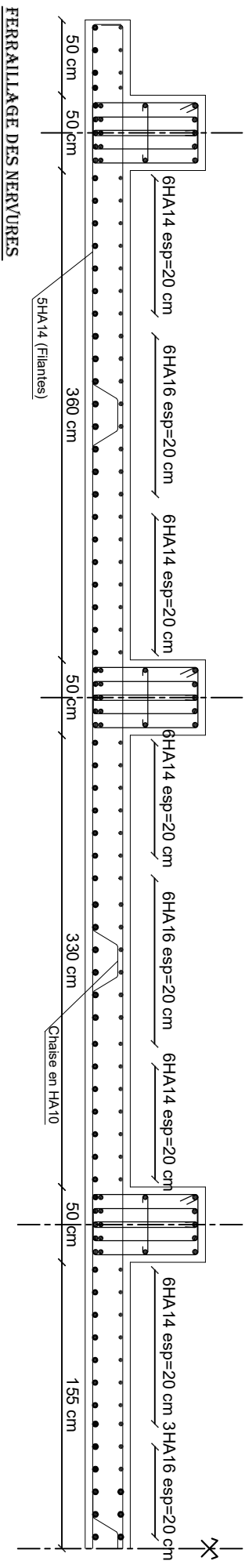
PROMOTION 2019/2020

TITRE
**FERRAILLAGE DES POUTRES
 PRINCIPALES**

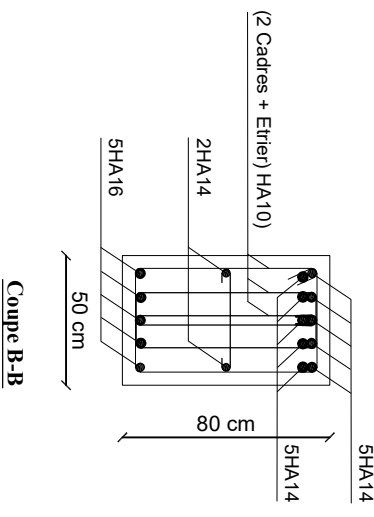
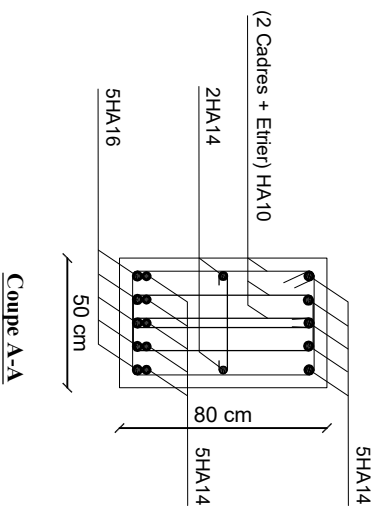
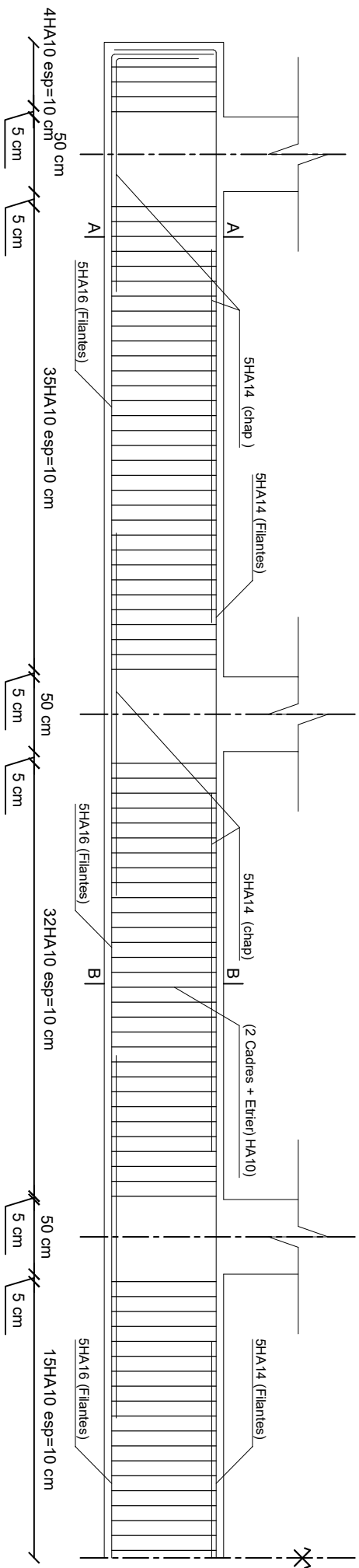
Echelle : /

FERRAILLAGE DU RADIER ET NERVURES

FERRAILLAGE DU RADIER



SENS X-X

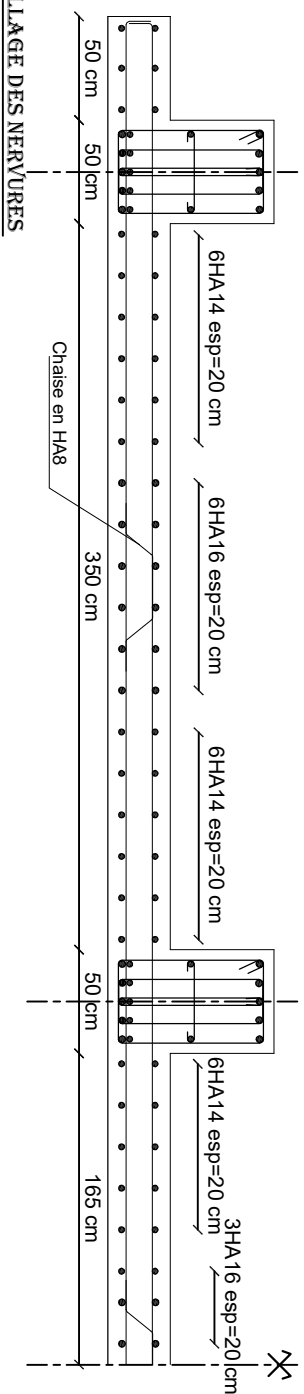


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

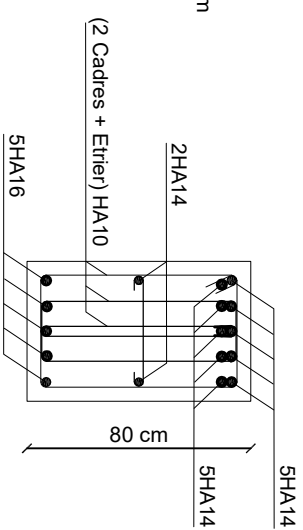
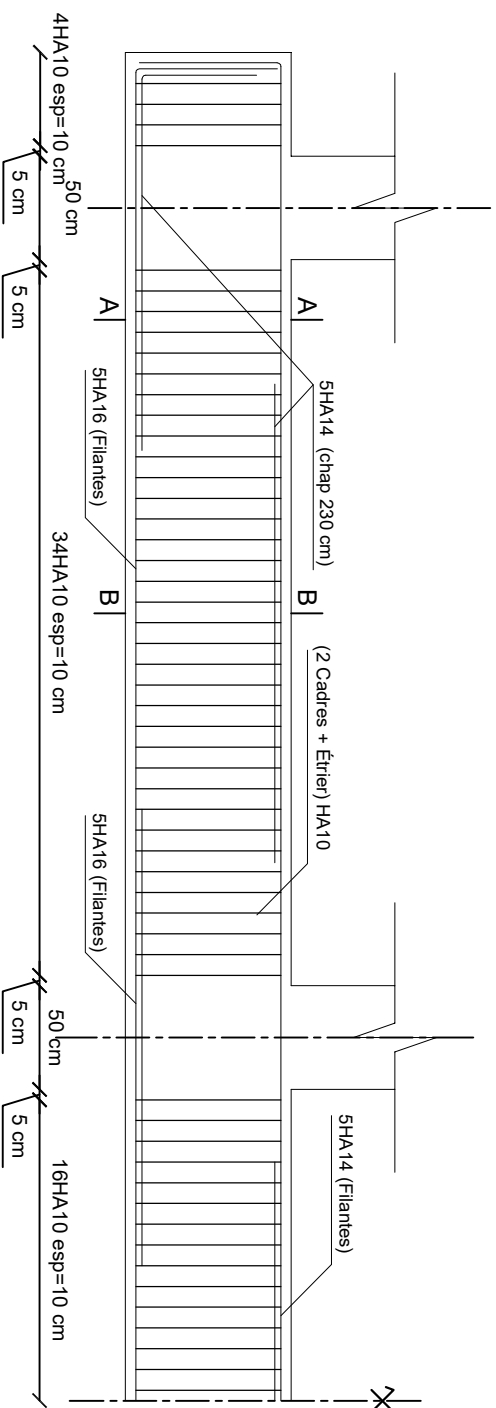
Réalisé par : M ^{me} : HADJ-ZIANE Nora M ^{me} : BATTOU Dehbia	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER ET NERVURES
Dirigé par : M ^r : GHOULEM	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : /

FERRAILLAGE DU RADIER ET NERVURES

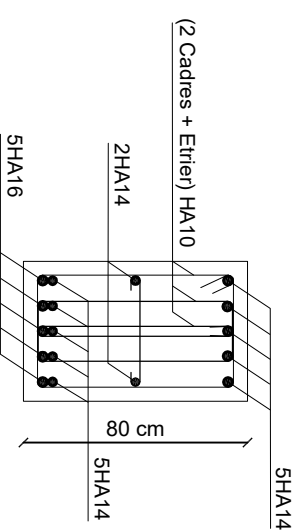
FERRAILLAGE DU RADIER



SENS Y-Y



Coupe B-B



Coupe A-A

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{me}: HADJ-ZIANE Nora
M^{me}: BATTOU Denbia
Dirigé par :
M^r: GHOULEM
PROMOTION 2019/2020

TITRE
FERRAILLAGE DU RADIER ET
NERVURES

Echelle : /

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel RSA 2017
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2018.

OUVRAGE :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Résumé :

Durant ce travail, on va essayer de mettre en application nos connaissances acquises dans le domaine de Génie Civil, et on va concentrer nos efforts pour satisfaire les exigences de la construction à savoir :

- Résistance.
- Durabilité.
- Confort.
- Economie.

Cet ouvrage sera implanté à la ville de Tizi-Ouzou qui est classé selon les règles parasismique algériennes comme zone de moyenne sismicité (zone II a) proche de la zone I.

Notre projet appartient au groupe d'usage 2 : ouvrage d'importance moyenne et selon le rapport de sol, il sera fondé sur un sol ferme S2 avec une contrainte qui égale à 2bars.

Afin de garantir sa stabilité ainsi que sa sécurité, nos calculs seront conformes aux règles en vigueur ; le RPA, le BAEL, et le DTR tous en utilisant une résistance mécanique de béton de 25MPa, et une nuance de HA400 pour les aciers.

Mots clé : RPA, BAEL, DTR, Génie Civil, construction