

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Département de génie civil

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

**Étude d'un bâtiment en (R+4 + Charpente en bois) à
usage d'habitation et commercial, Contreventée par voiles
et portiques calculé avec le logiciel ROBOT**



Réalisé par :

GHAROUT NACERA

Dirigé par :

SI AHMED.H

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur

***M^{me} SI AHMED.H** pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientations durant toute l'année.*

On remercie aussi l'ensemble du personnel du département de Génie Civil.

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

DEDICACE

Je dédié ce modeste travail à mes très chères connaissances Tassadit, Hayet et Lamia pour leurs patience, leurs amour, leurs soutien et leurs encouragements durant mon parcours.

A mes grands-mères

A mes parents

A mes oncles et tantes

A mes frères et sœurs et leurs enfants

A mes cousins et cousines

A toute la famille

SOMMAIRE

Introduction

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

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II-1) : Planchers 16

II-2) : Poutres 18

II-3) : les voiles 22

II-4) : Les poteaux..... 25

Chapitre III : Calcul des éléments.

III-1) : Etude de la charpente en bois..... 35

III-2) : Etude de porte à faux 54

III-3) : plancher 59

III-4) : Etude des escaliers 92

Chapitre IV : Modélisation sur robot 106

Chapitre V : Vérification des exigences de l'RPA..... 131

Chapitre VI : Ferrailage des poutres..... 146

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux 161

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles..... 175

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure..... 187

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial. Composé d'un rez-de-chaussée, de 4 étages courants et une charpente en bois. Ce bâtiment sera implanté à Tizirt : commune de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Pour ce faire, nous allons exploiter les plans d'architecture, remis par le bureau d'étude, ainsi que le rapport de sol sur lequel sera implanté l'ouvrage.

Ces deux documents importants nous permettent de classer l'ouvrage selon le groupe d'usage, la zone de sismicité et la catégorie du site. Ces classements sont indispensables pour la modélisation de l'ouvrage puisque la partie calcul se fera avec un outil numérique nommé : ROBOT BAT STRUCTURAL que nous allons définir dans les chapitre Modélisation.

Les plans d'architecture nous permettront en premier lieu de procéder au prédimensionnement et calcul des éléments principaux et secondaires par la suite établir le coffrage des planchers de tous les niveaux.

Les éléments secondaires seront calculés avec les méthodes de la résistance des matériaux et vérifiés par les règlements CBA93 et R.P.A 99 modifié 2003.

Parmi les éléments secondaires notre projet possède une couverture en bois, ce qui nous amène à consacrer un chapitre pour cette toiture où l'on déterminera les dimensions et vérifiera leur résistance et cela en s'appuyant sur l'Eurocode 5

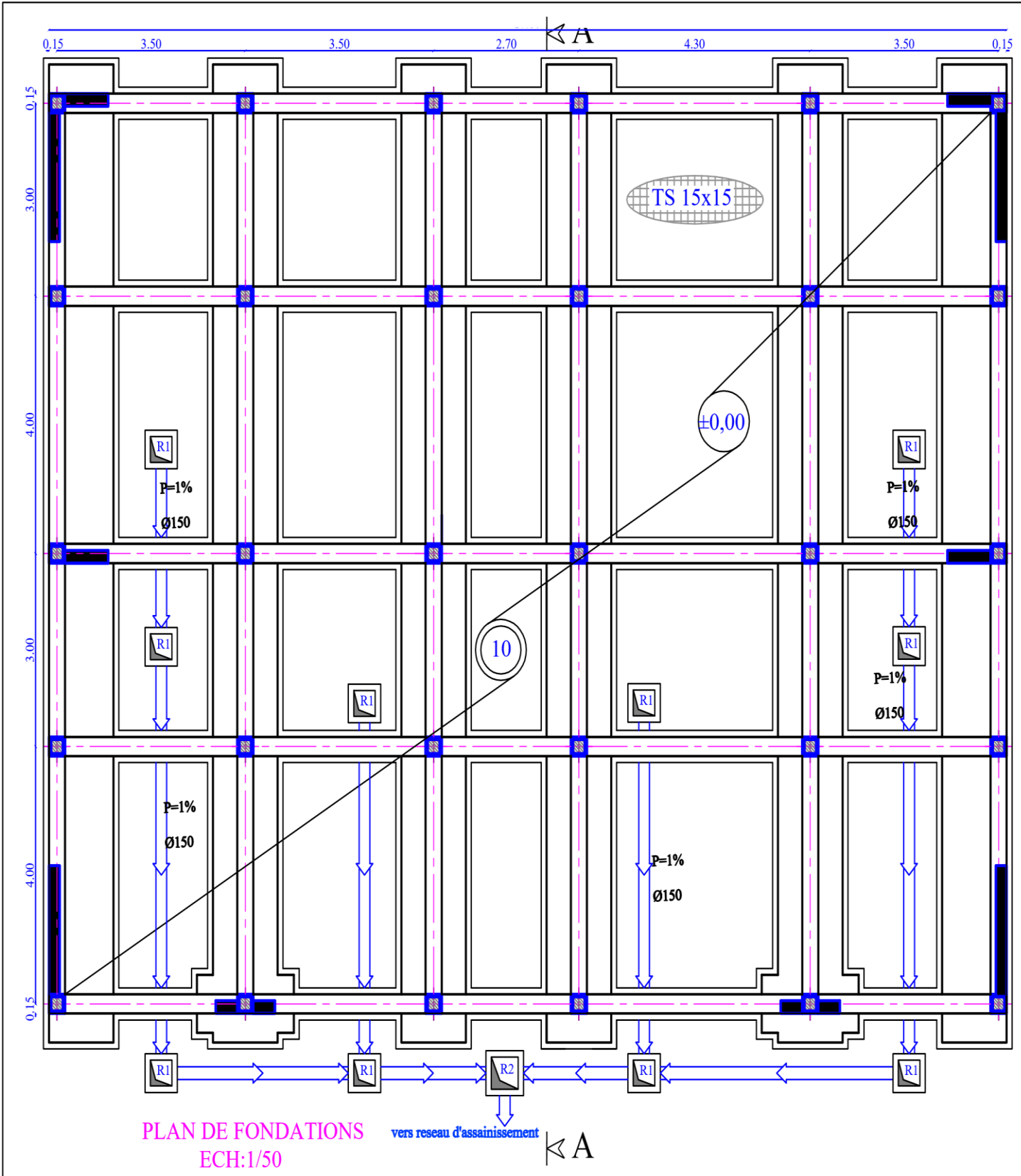
Ensuite on passera à l'étude au contreventement. C'est une étude très importante, car elle concerne les éléments structuraux principaux (portiques, voiles) de l'ouvrage et la détermination des pourcentages de participation vis-à-vis des charges verticales et horizontales. Cette étude s'appuie, bien entendu, sur le règlement parasismique R.P.A 99 modifié 2003 qui nous permettra de classer le système de contreventement et avoir la valeur du coefficient de comportement R.

En se basant sur les résultats de l'étude au contreventement nous pouvant ainsi déterminer les combinaisons de charge à utiliser pour le ferrailage de éléments principaux structuraux de l'ouvrage.

On terminera par l'étude de l'infrastructure en s'appuyant essentiellement sur le rapport de sol en tirant les efforts normaux maximaux à la base du poteau le plus sollicité pour choisir le type de fondation et procéder à son ferrailage selon les règlements C.B.A 93 et RPA 99 modifiés 2003.

Comme on a commencé par une introduction descriptive de notre travail on terminera par une conclusion qui résumera les résultats obtenus pour chaque partie importante et expliquer et justifier les choix des dimensionnement et ferrailage.

Les plans

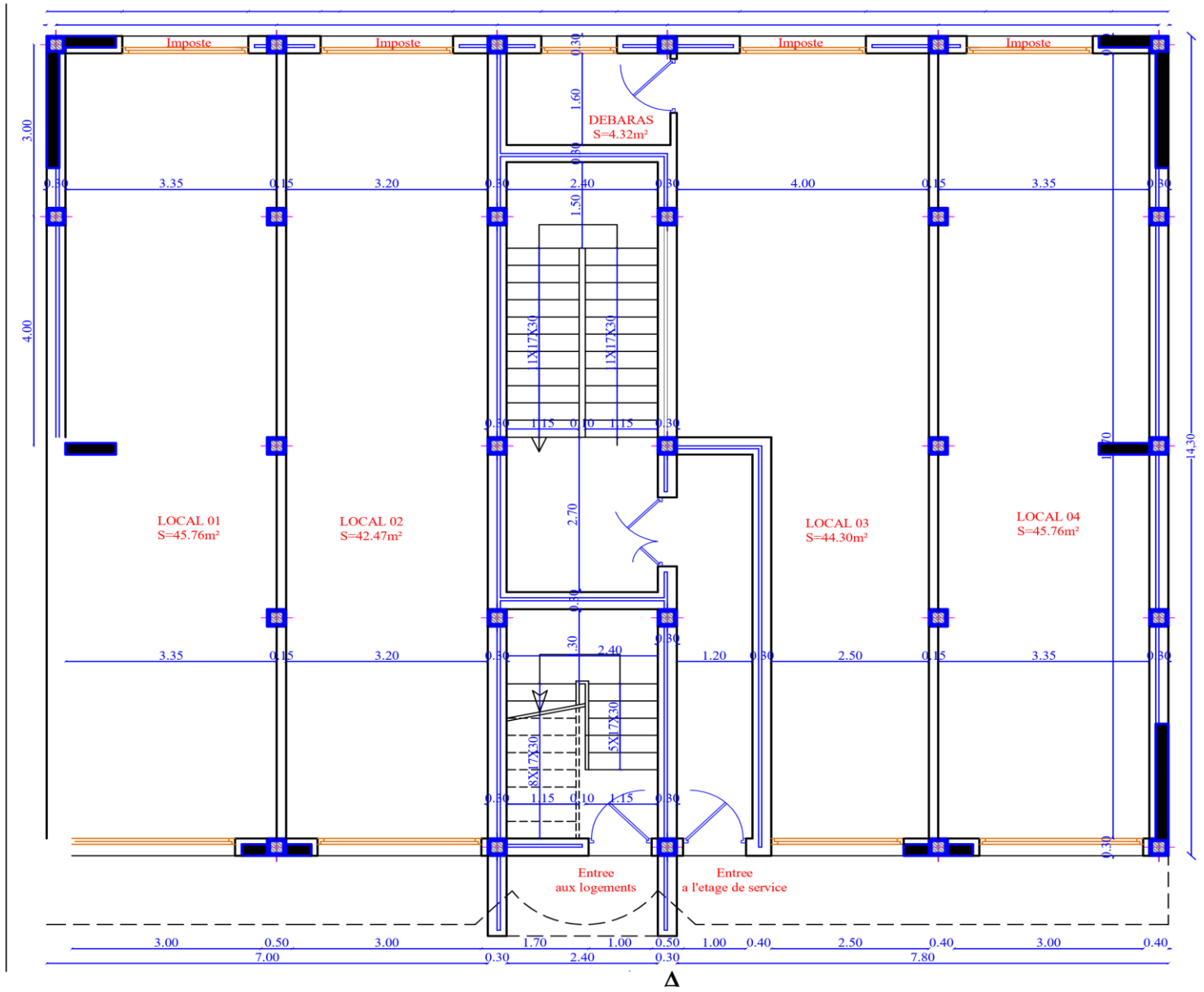


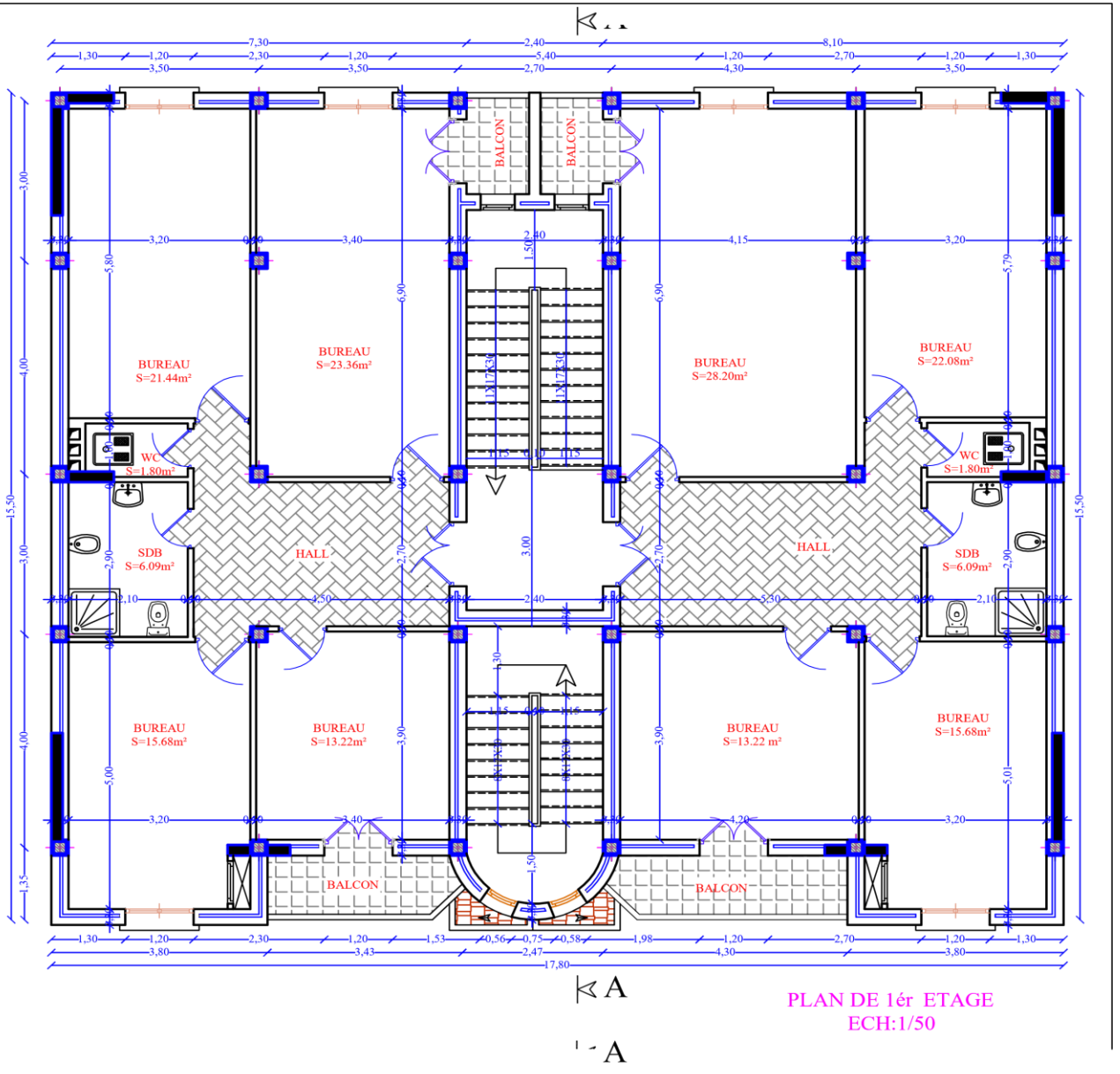
PLAN DE FONDATIONS
ECH:1/50

vers reseau d'assainissement

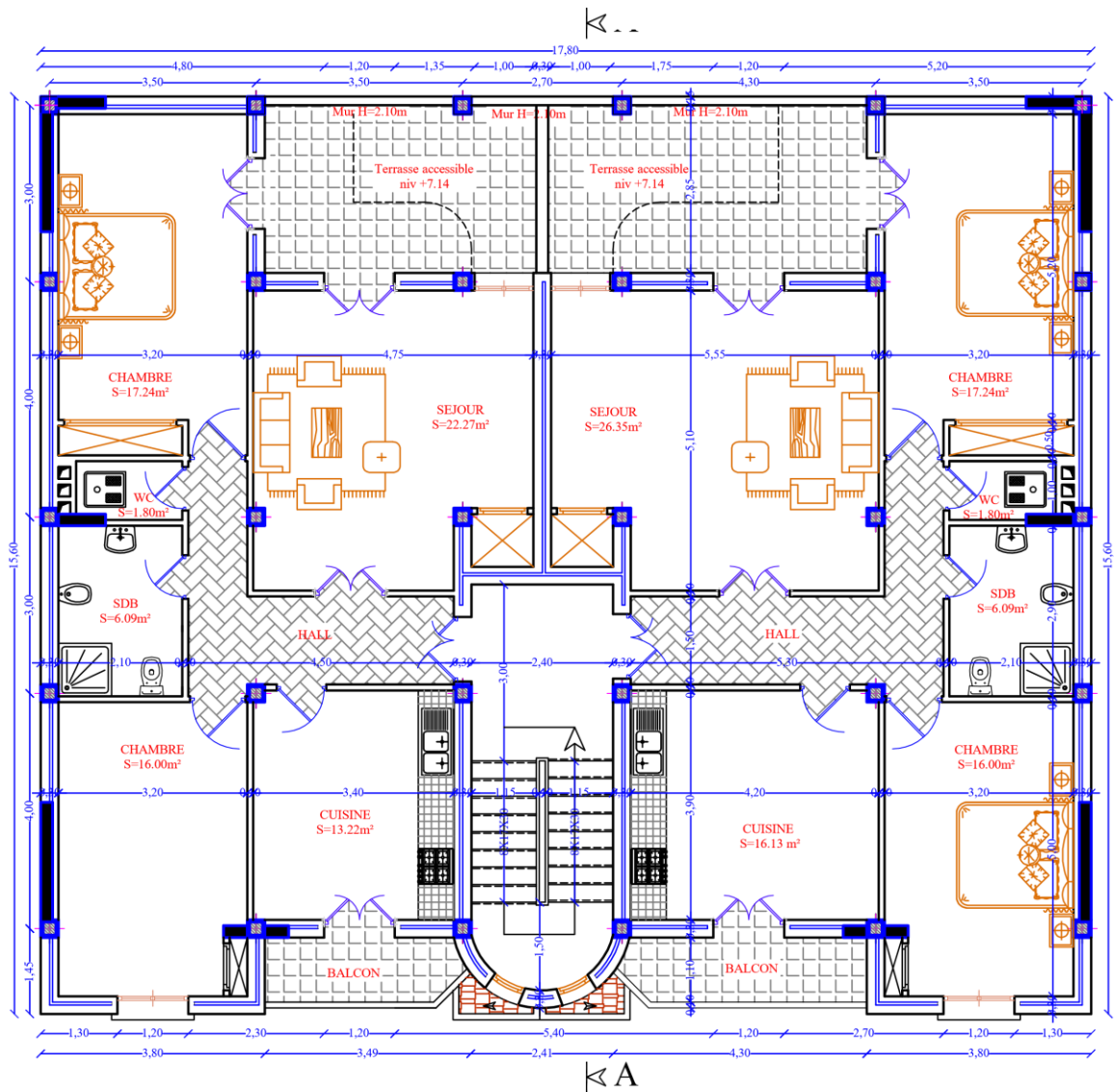
⌞ A

A

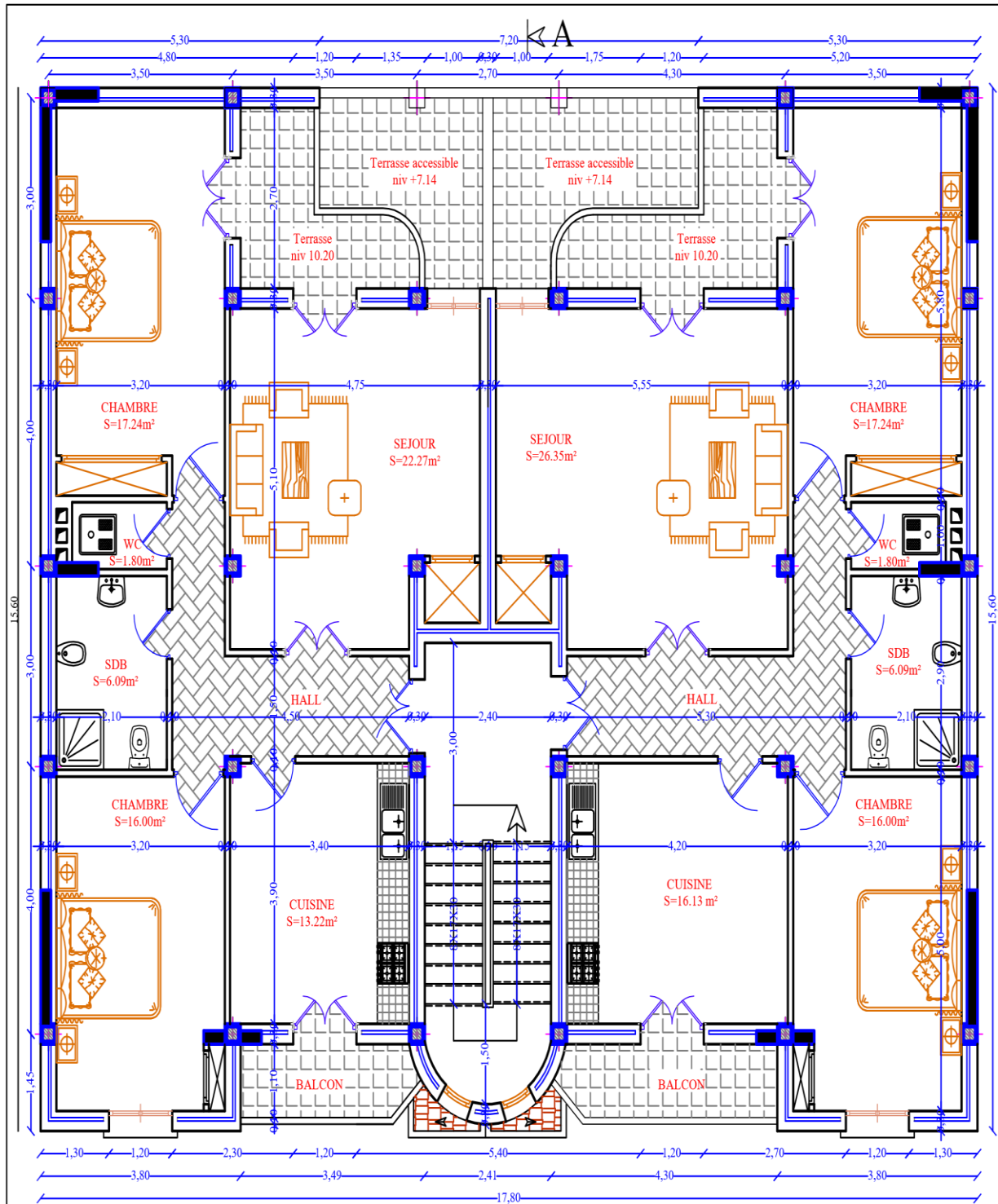




PLAN DE 1^{er} ETAGE
ECH:1/50



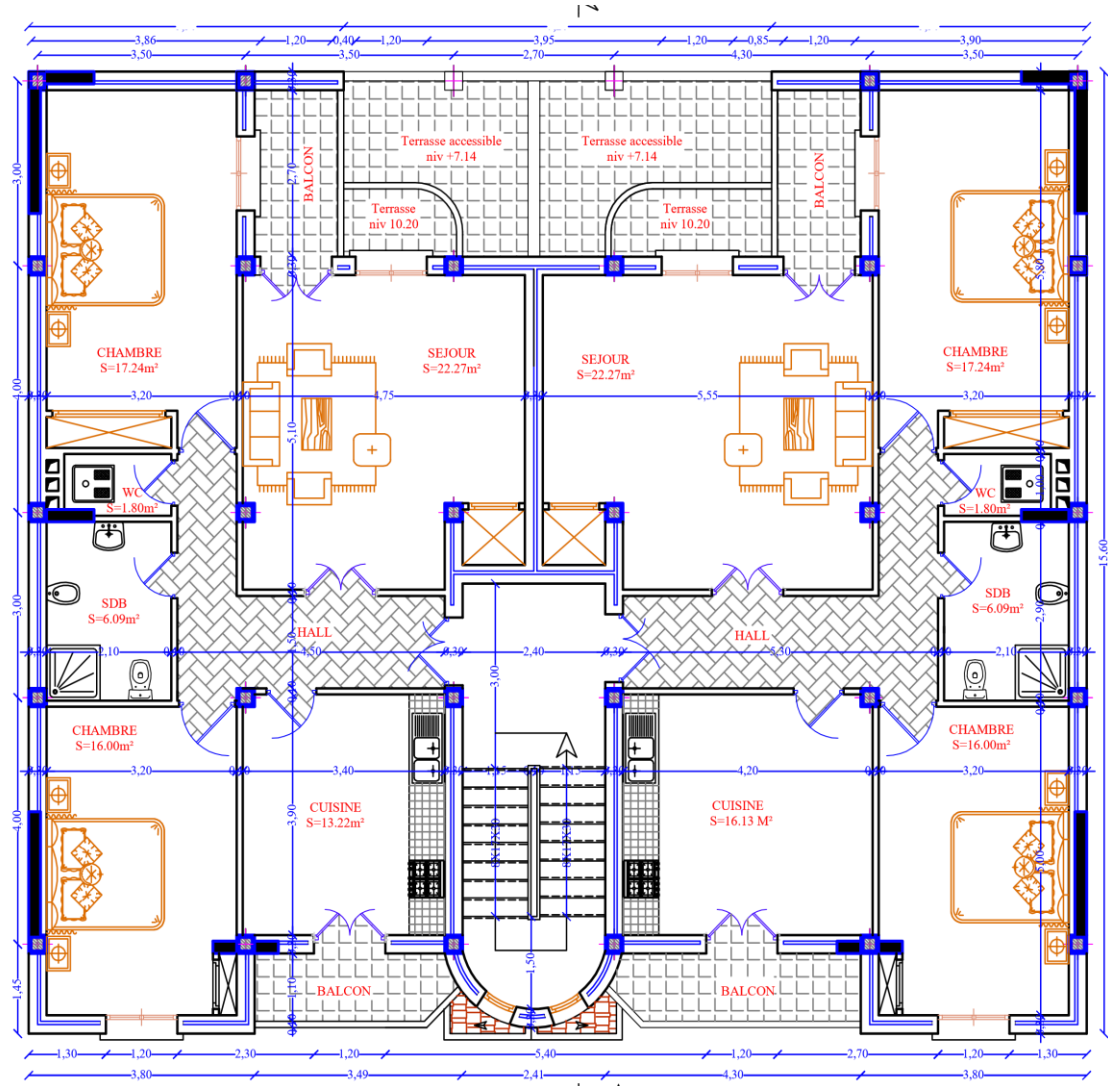
PLAN DE 2^{ème} ETAGE
ECH:1/50



PLAN DE 3^{ème} ETAGE
ECH:1/50

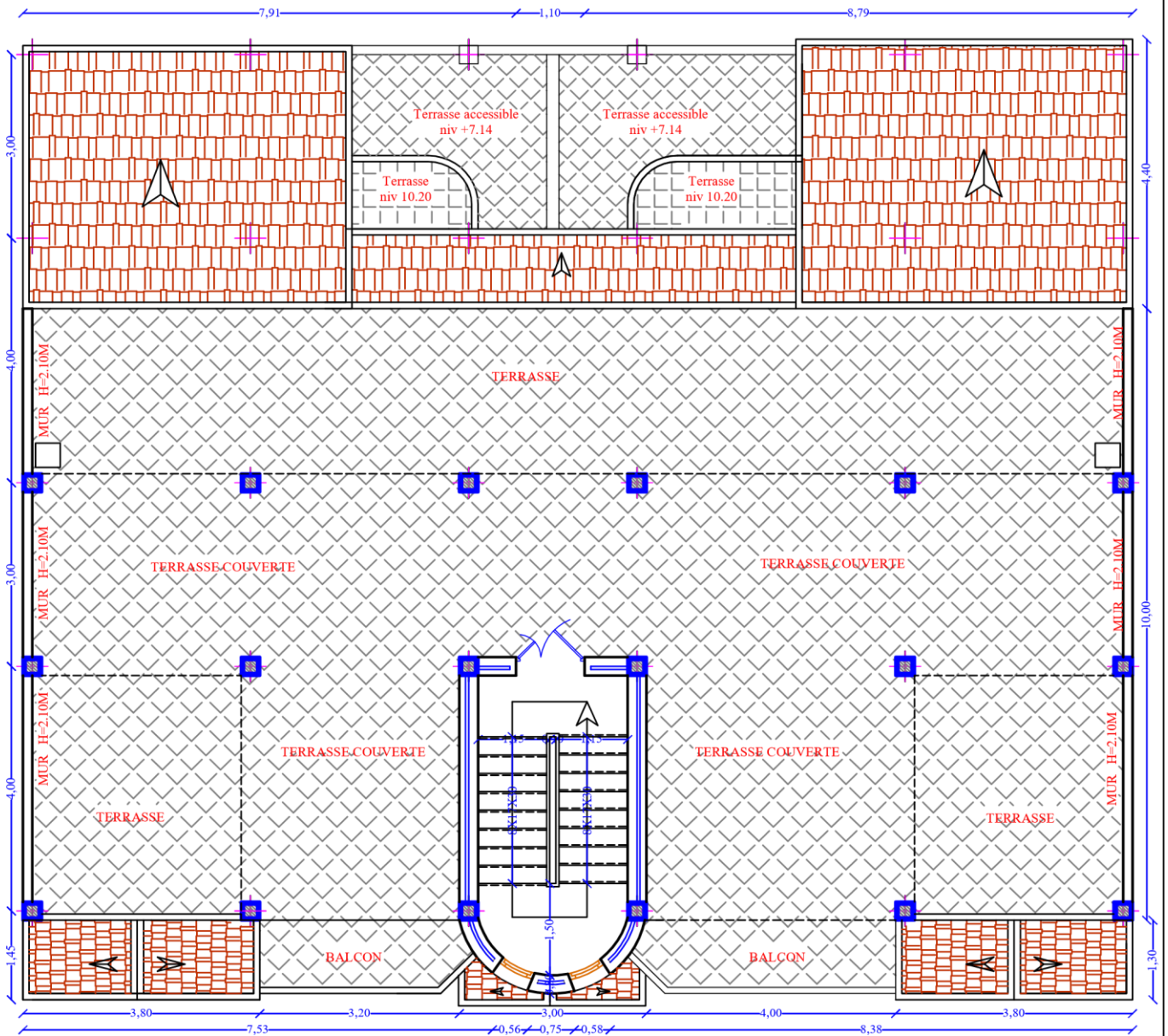
← A

A

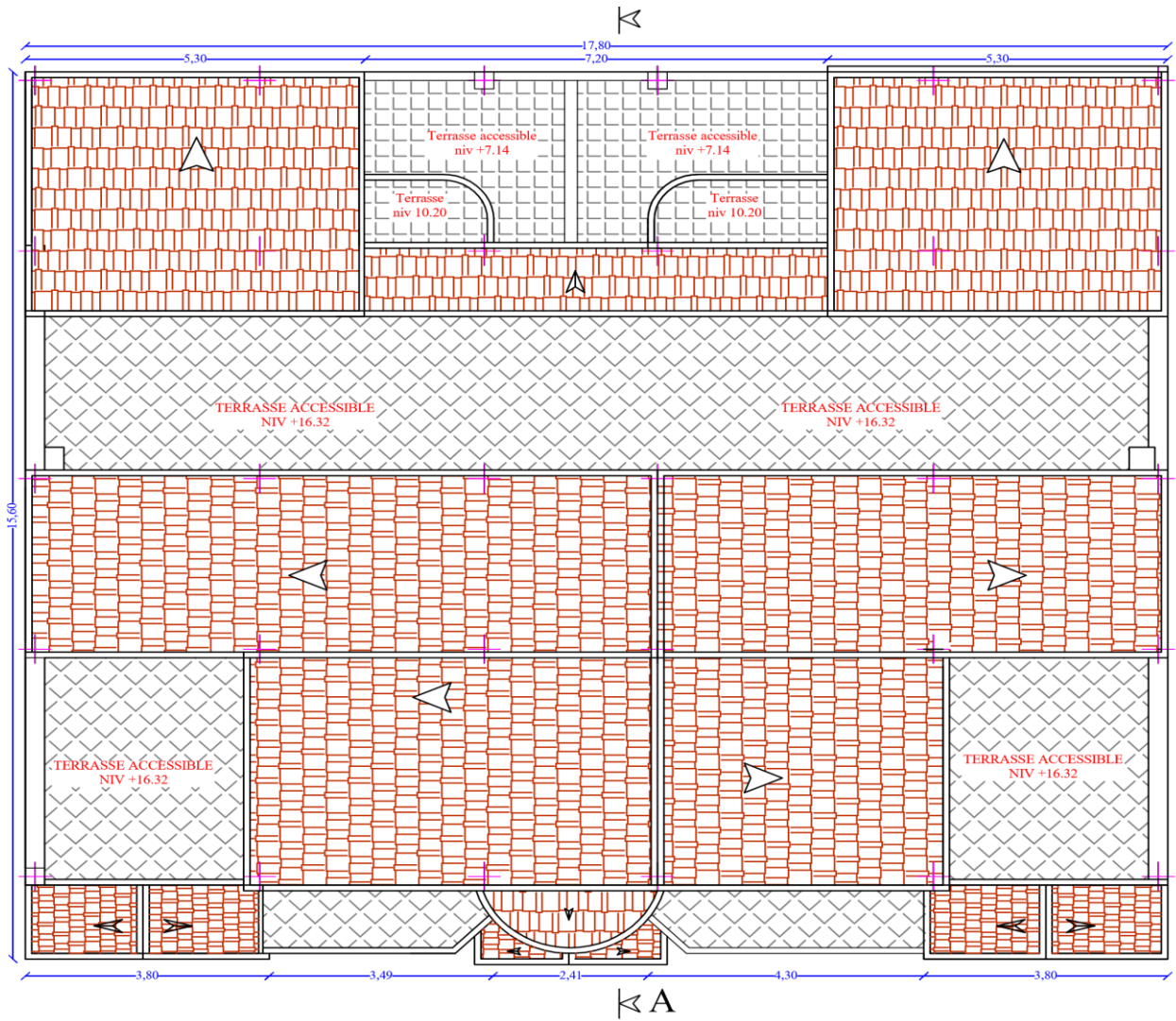


PLAN DE 4^{ème} ETAGE
ECH:1/50

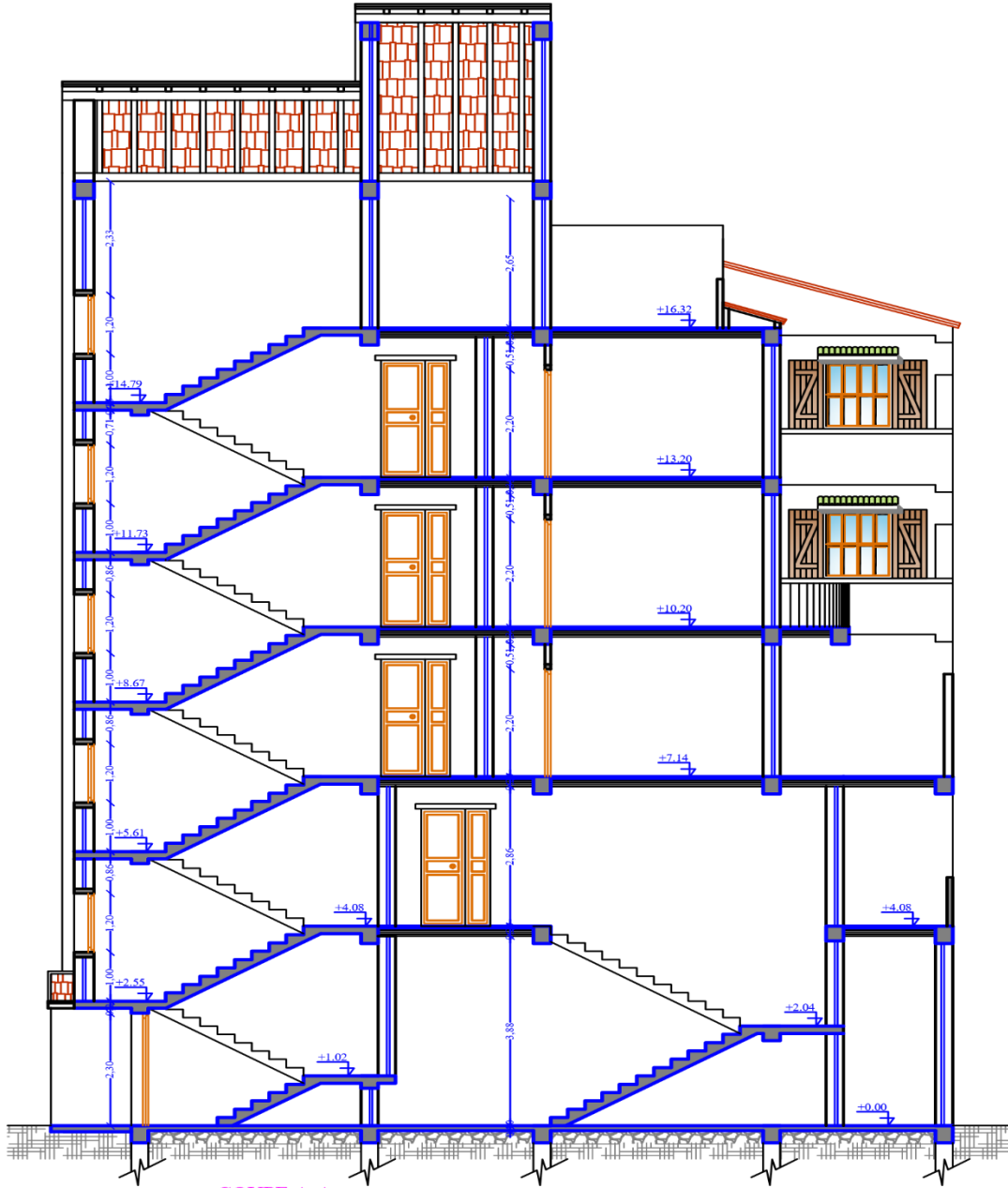
⊥ A



↖ A
 PLAN DE TERRASSE
 ECH:1/50
 ↖ A



PLAN DE TOITURE
ECH:1/50



COUPE A-A
ECH:1/50



FACADE PRINCIPALE
ECH:1/50

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1) Introduction :

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, On consacre ce chapitre pour donner la présentation globale de l'ouvrage ainsi que sa description.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à la réalisation d'un immeuble de structure à usage habitation et commercial. Ce bâtiment est en (R+4+ charpente en bois) de structure composée de portiques + voiles. Ce bâtiment est situé au niveau de la commune de Tizirt, wilaya de Tizi Ouzou. Cette zone est classée selon le R.P.A 99 modifié 2003 zone de moyenne sismicité **Ila** et de groupe d'usage 2.

Ce bâtiment comporte :

- Un RDC à usage commercial
- Des étages courants à usage habitation
- Deux cages d'escalier
- Une couverture en bois

Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.3) BAEL 91/version 99.

I.4) Caractéristiques de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimensions suivantes :

Longueur totale du bâtimentLx=17.80 m
Largeur totale du bâtimentLy= 15.60 m
-Hauteur totale du bâtimentH= 19,38 m
- Hauteur de RDC.....h = 4,08 m
- Hauteur d'étage courant.....h= 3, 06m

I.5) Définition des éléments de l'ouvrage :

D'une manière générale on distingue dans une construction la partie qui se trouve dans le sol appelée « infrastructure » et la partie qui se trouve au-dessus du sol appelée « structure ou superstructure ».

I.4.1) Infrastructure :

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide. Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4.1.1. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle sert à transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol de fondation. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation de l'importance de l'ouvrage.

D'après les résultats des différents essais préconisés par le règlement R.P.A 99 modifié 2003 la catégorie du site sur lequel sera implanté l'ouvrage est de type **S3 Site Meuble**.

Le choix et le calcul de la fondation seront traités dans le chapitre Fondation

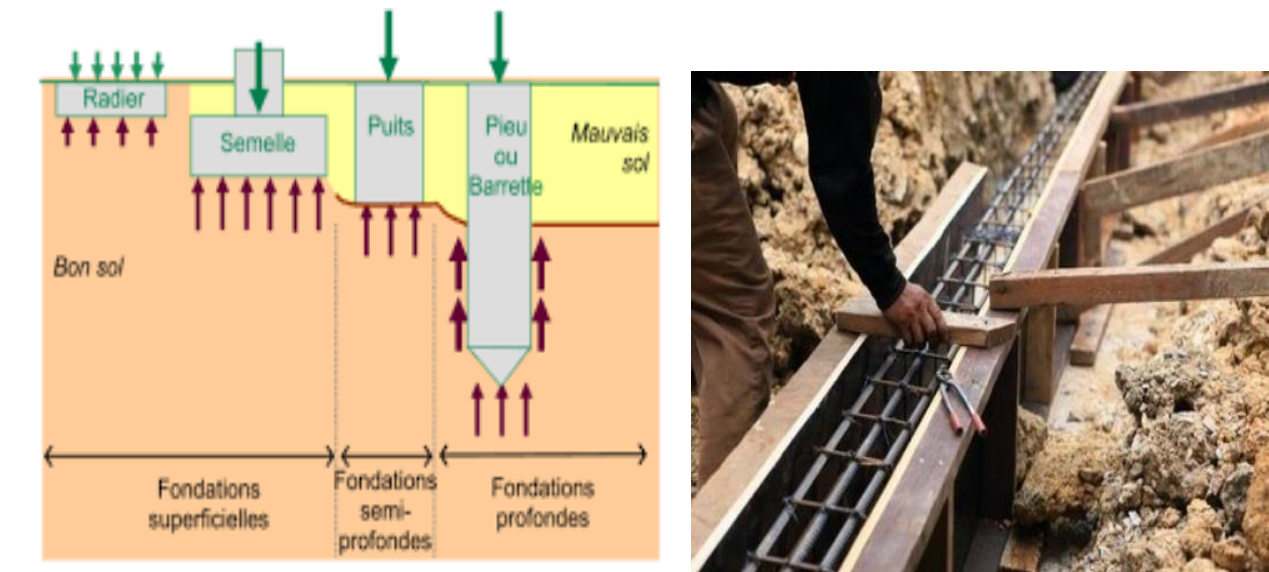


Figure I 01:Schéma descriptif des fondations Figure I 02:coulage des fondations d'une maison

I.4.2) Les éléments structuraux :

Les planche

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression collée sur place, reposant sur des poutrelles

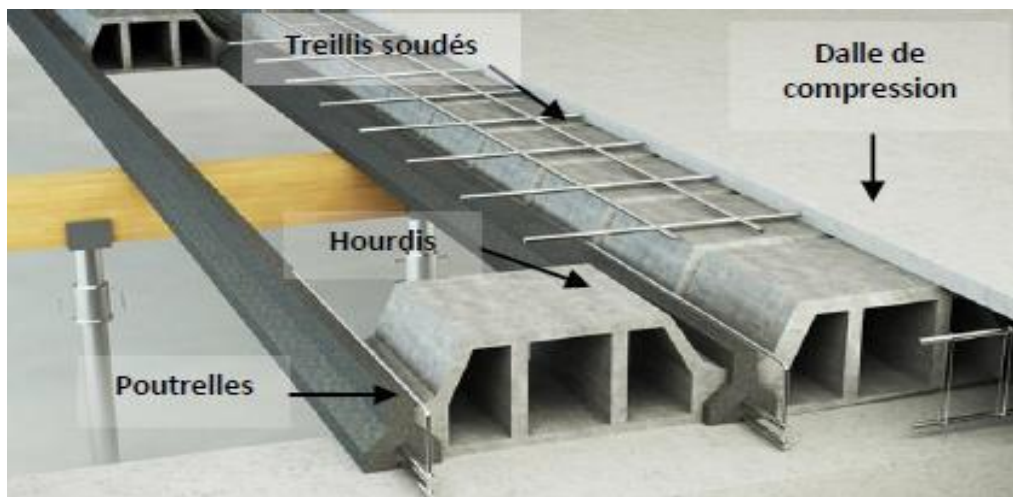


Figure I 03:Schéma descriptif d'un plancher a corps creux

- **Dalles pleines en béton armé**

Les dalles pleines sont prévues au niveau des balcons .

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les règles

BAEL91.6.2.2 :

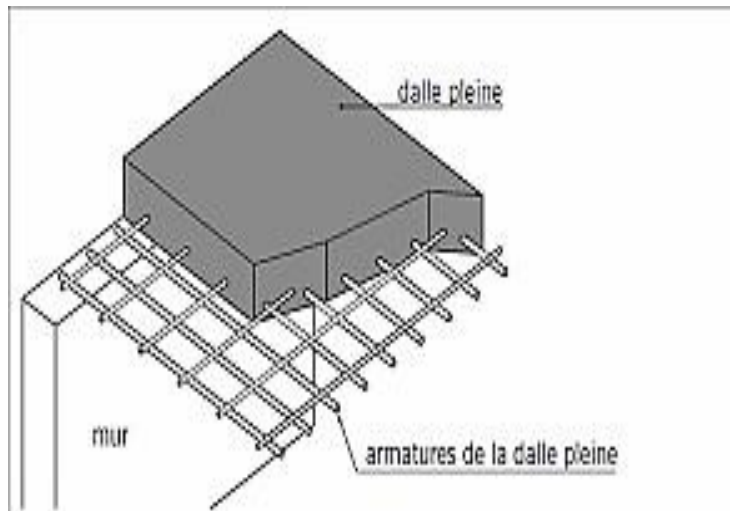


Figure I 04 :Schéma descriptif d'un plancher a dalle pleine

Ossature :

L'ossature de bâtiment est composée des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

En se référant au **RPA version 2003** qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent prendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait, le projet objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA

Un chapitre entier sera consacré à l'étude au contreventement pour déterminer le choix du système de contreventement du bâtiment

Escalier :

C'est un élément de la construction qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier ; la première dessert le premier niveau et la seconde desservant la totalité des niveaux.

-Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

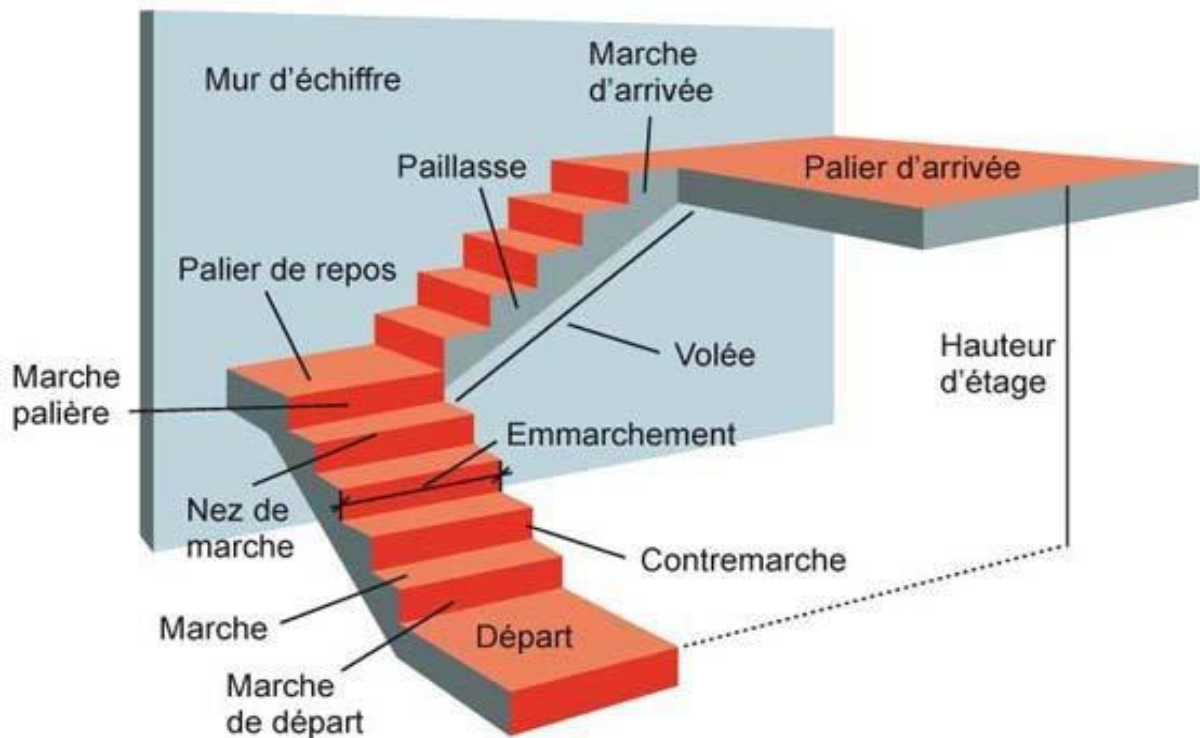


Figure I 05 : détails d'un escalier

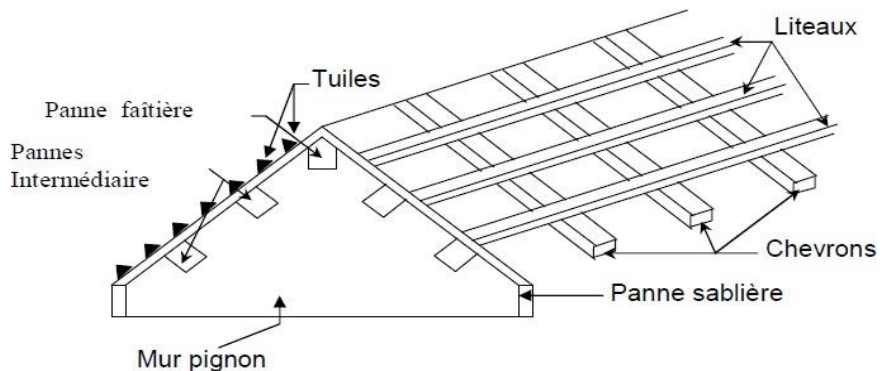
Balcons:

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle Pleine pour les formes arrondies et en corps creux pour les formes rectangulaires.

La toiture :

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieure des édifices contre l'infiltration d'eau leur des intempéries et l'humidité.

Une charpente en bois constituée de pannes, de chevrons, de liteaux et de tuiles



Maçonnerie :

- Murs extérieurs : seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique. $(10+5+10)=25\text{cm}$.

- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Les revêtements :

⊕ Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs

⊕ Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtus par un mortier du ciment

⊕ Carrelage : pour les planchers et les escaliers

⊖ Céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau

Systeme de coffrage :

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.5.1) les états limites

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

1. Etat limite de l'équilibre statique.
2. Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
3. Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

1. Etat limite d'ouverture des fissures.
2. Etat limite de déformation : flèche maximale.
3. Etat limite de compression du béton.

I.5.2) BAEL 91/version 99 :

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages

I.5.3) Les matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec le béton et l'acier qui sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

-Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ bars

I.5.4) Le béton:**Définition :**

Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau, 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.

Les constituants du béton**- Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable

-Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés

I.5.5) Résistance caractéristique du béton :

I.5.5.1) La résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, la résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28}=25\text{MPa}$. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindrique normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur

Pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} (j \leq 28 \text{ jours}) \text{BAEL Art}(A.2.1.1.1) \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \end{array} \right.$$

I.5.5.2) La résistance caractéristique du béton à la traction : (Art A-2.12 BAEL)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } : f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ A2 .1.12})$$

$$\text{D'où : } f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

I.5.6) La Contraintes de compression

ELU (Etat limite ultime) : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{En situation courante}$$

$$\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{En situation accidentelle}$$

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

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des

charges considérée est > à 24 heures,

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À $j = 28$ jours en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable) :

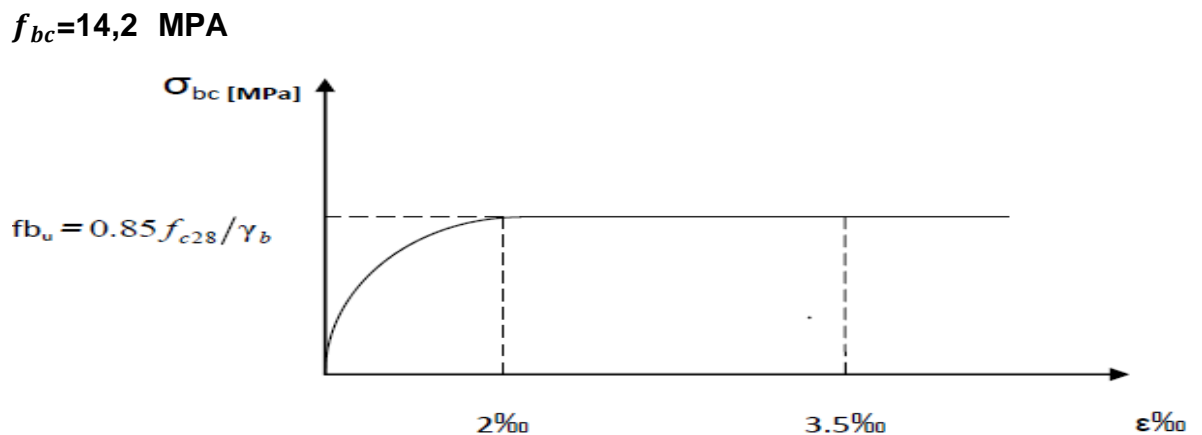


Figure I 09: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Remarque : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

ELS (Etat ultime de service) :

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites ; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

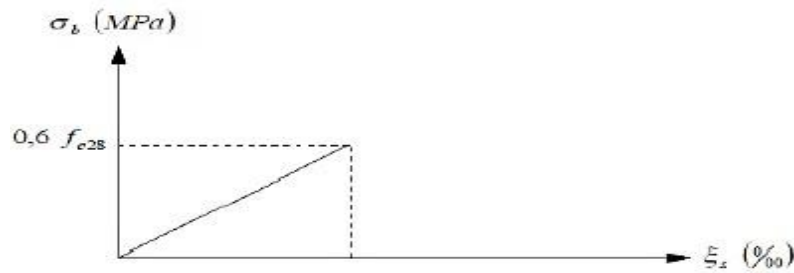


Figure I 09: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Remarque : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

ELS (Etat ultime de service) :

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites ; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

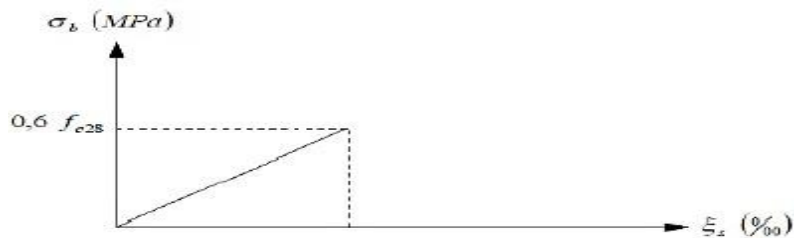


Figure I 10 : Diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

I.5.7) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{\vartheta_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1, 1}).$$

ϑ_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Elle dépend de la nature de fissuration :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

I.5.8) module de déformation :

Module de déformation longitudinal :

La connaissance du module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

Instantanée : c'est une déformation résistante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24H

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en MPA}$$

Différée : les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage .ce dernier a pour des charges de longue durée.

$$E_{vj} = 3700^3 (f_{cj})^{1/3}$$

Pour un béton dont $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$; $E_{ij} = 10818,86 \text{ MPA}$

$$E_{vj} = 32164,20 \text{ MPA}$$

Module de déformation transversal :

Le module de déformation transversal d'après le (BAEL 91 modifiés

99, art A.2.1, 3). Est donné par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de Young

ν : Déformation relative (trans)/déformation relative (long)

ν : Coefficients de poisson 0,2..... à L'ELS
0 à L'ELU

I.6) L'acier :

I.6.1) Définition:

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

❖ Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et de diamètre normalisé. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e = 400\text{MPa}$

- Contrainte admissible: $\sigma_s = 348\text{MPa}$



Figure I 11: Les aciers à haute adhérence (H.A)

Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50 ($\phi > 6\text{mm}$): Fe=500MPA

TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$): Fe=520MPA

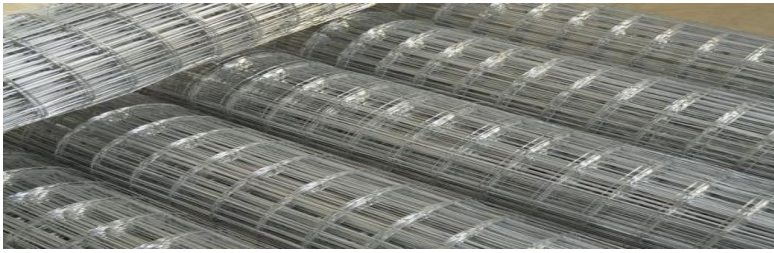


Figure I 12: Treillis soudés

I.6 .2) Diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit:

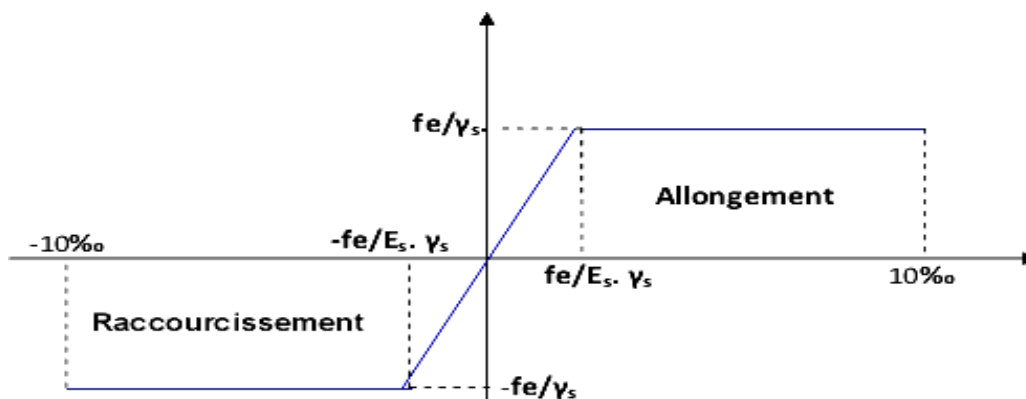


Figure I 13 : diagramme des contraintes de déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît la déformation relative ε_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

I.6 .3) Contrainte limite des aciers :

Etat limite ultime :

La contrainte de l'acier est : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s= 1,15$ situation durable

$\gamma_s= 1$ situation accidentel

Etat limite de service:

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles **BAEL 91 (A, 4, 5,3)**, on distingue les cas suivants:

1) fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

2) Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

3) Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

Où η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6mm

$\eta = 1,6$ pour les HA $\geq 6mm$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

I.6 .4) Protection des armatures :

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

1/ c \geq 5cm :

pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

2/ c \geq 3cm :

pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)

3/ c \geq 1cm:

pour les parois situées dans les locaux condensés

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

A ce niveau du travail, nous avons définis tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massique des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL 91/version 99), et le règlement parasismique algérien (RPA 99). pour garantir la conformité et la sécurité de notre projet. Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le prédimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage.

Chapitre 02 :

Prédimensionnement des éléments

Introduction

Le Prédimensionnement est (le pré-calcul) des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux), Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela on procède au pré dimensionnement des éléments les recommandations selon :

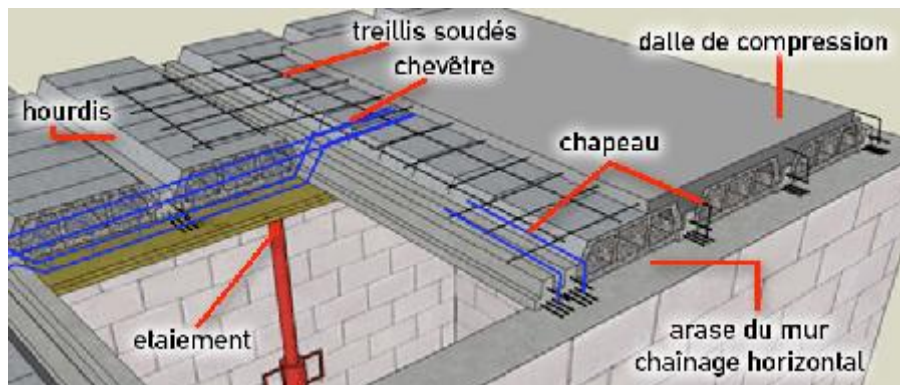
« **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », ainsi que le « **CBA 93**»

Nous commençons le Prédimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les semelles.

II.1-Les plancher :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des Niveaux extrêmes.



II.1-pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1- Plancher en corps creux :

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles) qui sont disposées suivant le sens de la grande portée, et par des éléments de remplissage (Hourdis).Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur 4 cm. plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donne par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots [BAEL \text{ B. 6. 8; 421}]$$

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle + corps creux

L_{max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm^2 exigée par le RPA la section minimale d'un poteau en zone IIa.

$$L_{max} = L - b = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

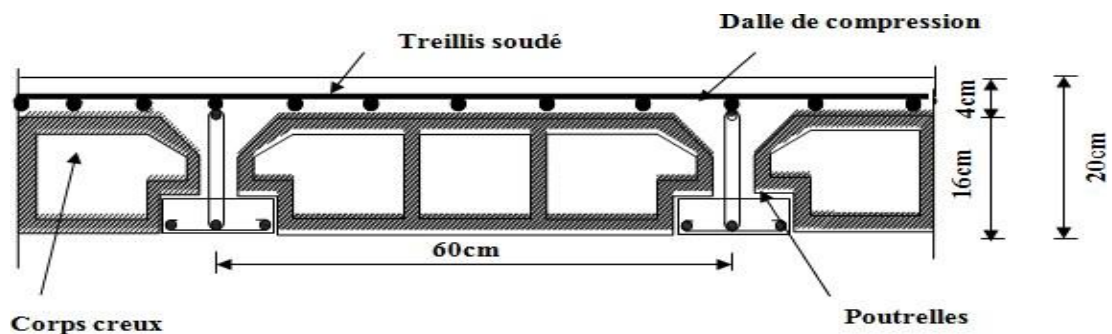
$$L_{max} = \underline{405 \text{ cm}}$$

$$h_t \geq 375 / 22, 5 = 18 (\text{cm})$$

Alors $h_t = 20 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$:

- Epaisseur du corps creux 20 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression 5 cm.



- Figure II 02: Coupe d'un plancher à corps creux

- **Remarque** : cette hauteur sera valable pour tous les planchers

II-1-2) Les dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes

- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique (phonique).
- La résistance à la flexion.

Résistance au feu : (Guide d'isolation thermique)

- $e_p \geq 7 \text{ cm}$ 1 heures coupe-feu.
- $e_p \geq 11 \text{ cm}$ 2 heures coupe-feu.
- $e_p \geq 17,5 \text{ cm}$ 4 heures coupe-feu.

pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être

supérieure ou égale à 11cm (d'après le règlement de la protection civil **Article GR8**

Isolation phonique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la Masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M est Supérieure à 350Kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} \rightarrow e = 14\text{cm}$$

ρ : Masse volumique du béton est égale à 2500kg/m³.

Donc : $e = \max(15, 11, 14) = 15\text{cm}$.

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on prend **$e = 15\text{cm}$** .

Condition de résistance à la flexion :

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

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

$L_0=1,40$ m : portée libre du porte à faux.

épaisseur de la dalle.

$$e \geq 140 / 10 \rightarrow e \geq 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**

II.1.2: Les poutres :

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

On distingue :

1. Les poutres principales
2. Les poutres secondaires

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent

être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91_modifiées.99**», les poutres seront prédimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\text{Hauteur : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Largeur : } 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

L_{max} : la portée libre de la plus grande travée considérée entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1).

Hauteur : $h \geq 30$ cm. Rapport : $h/b \leq 4$

Largeur : $b \geq 20$ cm

$$b_{max} \leq 1,5h + b_1$$

Avec :

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

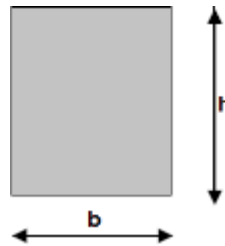


Figure II 03: Dimensions de la poutre.

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

Poutres secondaires qui assurent le chaînage

II.1.2.1 : Poutres secondaire : (sens transversal) :

Elles sont déposées parallèles aux poutrelles, elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure, leurs rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe X-X.

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 400 - 30 = 370$ cm.

$$370/15 \leq h_t \leq 370/10$$

$$4.66\text{cm} \leq h_t \leq 37\text{cm}$$

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

La largeur : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend :
 $b = 30 \text{ cm}$.

La section de la **poutre secondaire (b×h)** est de **(30×35) cm²**.

II.1.2.2:Poutres principales : (sens longitudinale):

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elle reposent sur des éléments porteurs.

Dans notre plan les poutres principales sont suivant Y-Y.

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a: } L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm.}$$

$$400/15 \leq h_t \leq 400/10$$

$$26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend: $h=40$
 cm .

La largeur : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend :
 $b = 30 \text{ cm}$.

La section de la **poutre principales (b×h)** est de **(30×40) cm²**

II.1.2.4:poutres inclinées de la toiture :Leurs dimensions dépendent de la portée de la pente

Nous prendrons : $h= 35\text{cm}$

Nous prendrons : $b=30\text{cm}$

Vérification selon le (RPA 99 version 2003)

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.3	1.16	vérifiée
$b_{max} \leq 1.5h + b$	90	82.5	vérifiée

Tableau II.1: Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA995MODIFIER 2003

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront Comme suit :

Poutres principales : **(30 x 40) cm²**

Poutres secondaire : **(30 x 35) cm²**.

poutres inclinées de la toiture : **(30 x 35) cm²**

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.



Figure II 06 : les dimensions des poutres principales et secondaires

II.2-prédimensionnement des éléments principaux

II-2.1 les voile :

Élément de contreventement vertical mince et continu en béton armé coulés sur place ou préfabriqué, ils jouent un rôle primordial pour la sécurité. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux

1. Epaisseur du voile

D'après le **RPA 99 /Version2003 article7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : e : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités : $e \geq \max \left[\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right]$

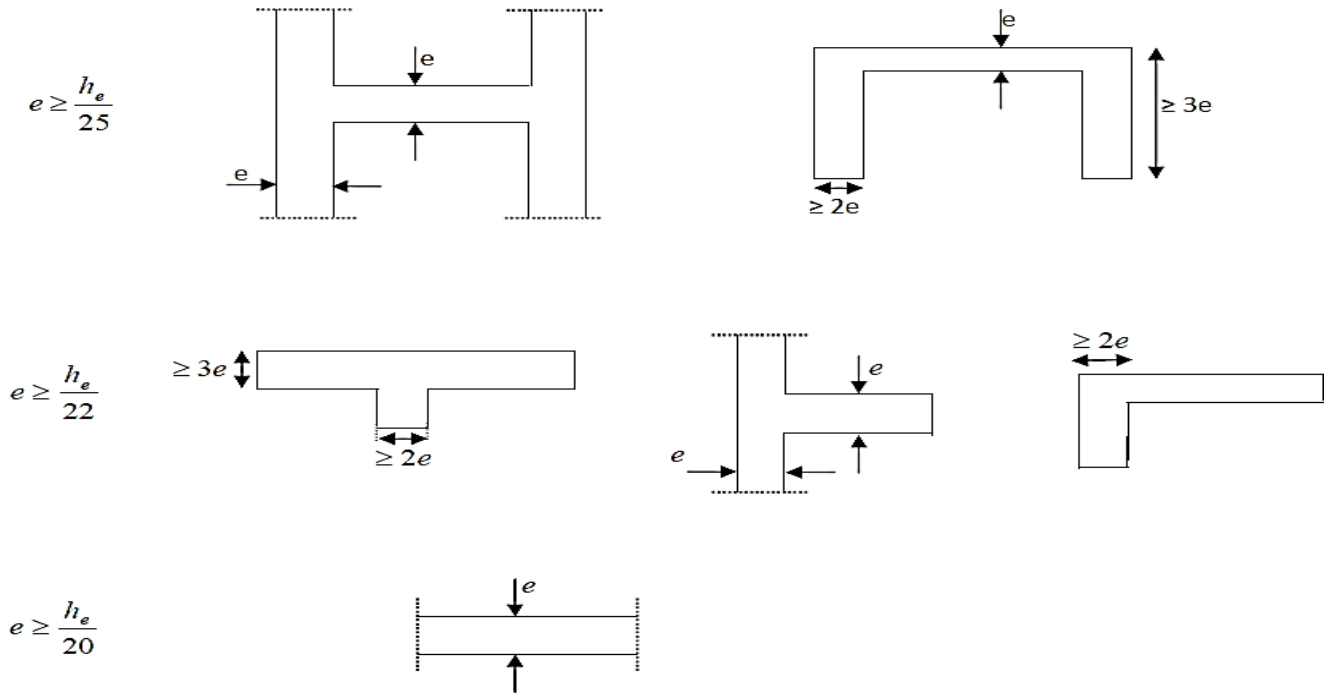


Figure . II 07 coupe des voiles en plan

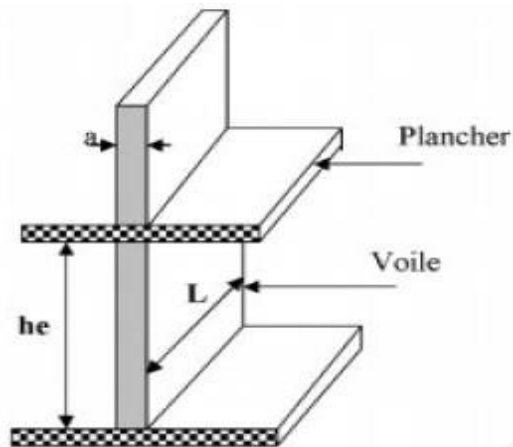


Figure II 8 : coupe de voile en élévation.

Pour notre cas : L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec } h = h_e - e_p$$

Pour le RDC : $e \geq 408/20 = 20.4 \text{ cm}$. $E_p = 25 \text{ cm}$

hauteur du plancher **(20+5)**

$L \geq 4a$ $L = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$ **condition**

vérifiée

Avec :

L : la portée minimale du voile.

h : Hauteur de l'étage

	RDC	Les étages courants
$h \text{ (cm)}$	408	306
$h_e \text{ (cm)}$	20,4	15.3
$e_p \text{ (cm)}$	25	20

D'où on opte pour un voile de 25cm d'épaisseur pour le RDC et un voile de 20 cm pour les autres étages

RDC = 25cm \geq 15cm **condition**

vérifiée

étages courants = 20cm \geq 15cm..... **condition**

vérifiée

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur **$e = 25 \text{ cm}$** du RDC jusqu'au dernier étage .l'ouvrage sera implanté à Tizi Ouzou zone de moyenne sismicité selon le **(RPA 99 /Version2003 article7.7.1)**.

L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$e_{p \text{ min}} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow e_{p \text{ min}} = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

2.Longueur du voile

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre (4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1 RPA99 VERSION 2003)**.

$$L \geq L_{min} = 4 \times e_p$$

Avec :

L_{min} : portée minimale des voiles.

$L_{min}=4 \times 25 = 100 \text{ cm} \rightarrow L \geq 100 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Donc les voiles doivent avoir une longueur $> 1 \text{ m}$

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm \rightarrow Condition vérifiée

L'ouvrage est implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité(IIa)

$e = 25 \text{ cm} \geq e_{min} = 15 \text{ cm}$

Donc la condition du RPA est vérifiée. Tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II-2.2.les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé participants à la reprise des efforts sismiques et verticaux pour les acheminer vers la base. Le prédimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critères de résistance
2. Critères de stabilité de forme (flambement)
3. Conditions de RPA

La dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes

1. **$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$**
2. **$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$**
3. **$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$**

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande Surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; La section

du poteau est donnée par la formule suivante :
$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G+Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

G : charges permanentes ;

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

$\bar{\sigma}$: Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Remarque :

On considère en premier lieu pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de **(25X25) cm²**.

II.3 déterminations des charges et surcharges :

II.3.1 Charges permanentes (G) :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**).

Tous ces résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

1. **Charges permanentes du plancher terrasse accessible :**

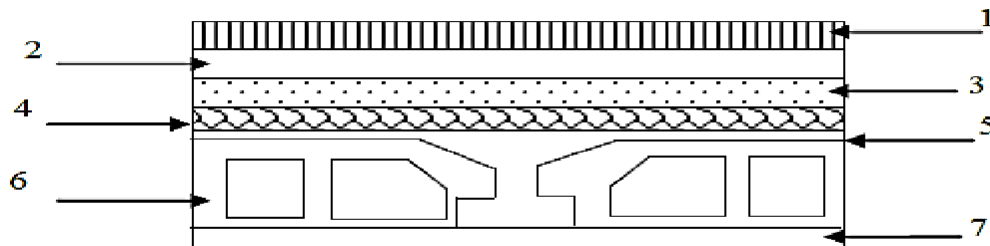


Figure-II-1. Coupe d'un plancher terrasse accessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10,00	0,20
				G_{pt}=5,78

Tableau II-2: valeur de la charge permanente Gt plancher terrasse accessible

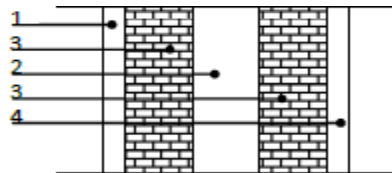
Figure II.3 : Coupe d'un plancher étage courant et RDC

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				G_c=5,28

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente de plancher étage courant, RDC

3.Maçonnerie : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs

Mur extérieur : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur



égale à 25 cm

Figure II-5 : Coupe verticale de mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (KN / m ³)	G (KN/ m ²)
1	Enduit ciment	0,02	20,00	0.40
2	Lame d'air	0,05	/	0.00
3	Briques creuses	0,10+0,10	9,00	1,80
4	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
G Total				2.40

Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

Murs intérieurs:

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et enduit plâtre des 2 faces.

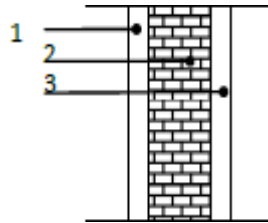


Figure II-6 : Coupe horizontale de mur intérieur

Quant à la charge des murs intérieurs elle est déjà prise en considération dans la charge des planchers.

4.Toiture

Elément	La charge (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (linteaux compris)	0.45
Chevrons et pannes de fixation	0.1
Isolation thermique en liège	0.16
Enduit de plâtre	0,2
	Gt=1,81

Tableau II-5 : Charges permanentes de la toiture

5.Dalle pleine (Balcon)

Elément	Epaisseur	La charge (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0 ,40
Mortier en pose	3	0,54
Couche de sable	3	0,66
Dalle pleine en BA	15	3,75
Mortier de ciment	2	0,20
		G=5,55

Tableau II-6: Valeur de la charge permanente de la dalle pleine

II.3.2- Surcharge d'exploitation :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
Charpente	1

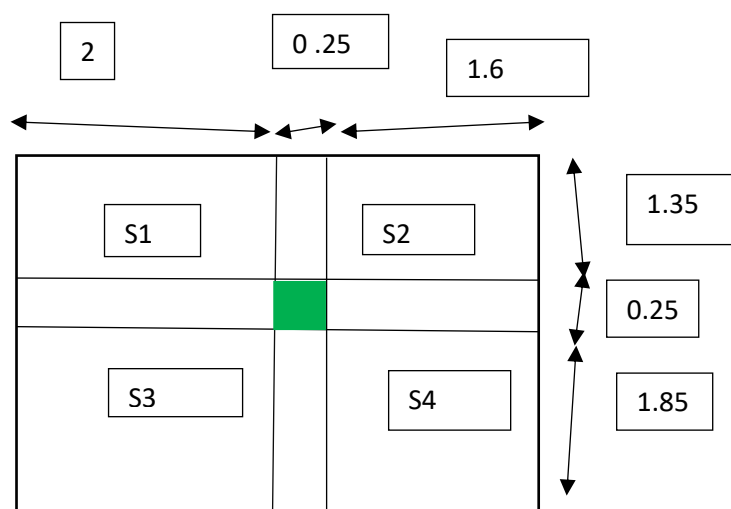
Tableau II-7- :Charges d'exploitation des différentes éléments.

II.4.Descente de charge

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

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour notre calcul la section des poteaux selon le minimum exigé par le (RPA 99 (version **2003**), **Art 7.4.1**), qui est de **(25x25) cm²**

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous :



Surface d'influence

S1	$(4.3-0.25) / 2 = 2$ $(3-0.25) / 2 = 1.35$	S2	$(3.5-0.25) / 2 = 1.6$ $(3-0.25) / 2 = 1.35$
S3	$(4.3-0.25) / 2 = 2$ $(4-0.25) / 2 = 1.85$	S4	$(3.5-0.25) / 2 = 1.6$ $(4-0.25) / 2 = 1.85$

L'aire des planchers revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2 \times 1.35 = 2.7 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.6 \times 1.35 = 2.16 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2 \times 1.85 = 3.7 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.6 \times 1.85 = 2.96 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4 \rightarrow S_{nette} = 11.52 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = (2 + 0.3 + 1.6) \times (1.35 + 0.3 + 1.85) = 13.65 \text{ m}^2$$

On obtient : $S_{nette} = 11.52 \text{ m}^2$ et $S_{brute} = 13.65 \text{ m}^2$

II.4.1: détermination du poids propre des éléments :**Charge permanente revenant à chaque plancher**

-Plancher étage courant : $G_t = 5,28 \text{ KN/m}^2$

-toiture : $G_t = 1,81 \text{ KN/m}^2$

II.4.1.1 : Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher : } P_{plancher} = G_{plancher} \times S$$

Plancher étage courant, RDC:

$$P = 5,28 \times 11,52 = 60,82 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la toiture : } P_{toiture} = G_{toiture} \times S$$

$$P = 1,81 \times 11,52 = 20,85 \text{ KN}$$

II.4.1.2 : Poids propre revenant à chaque poutre :

Les poutres : $P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec :

ρ : le poids volumique du béton égale 25 KN/m³

L : longueur de la poutre

a) Les poutres principales :

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times (4,30 - 0,30) = 12 \text{ (KN)}$$

b) Les poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times (4,00 - 0,30) = 9.71 \text{ (KN)}$$

D'où le poids total :

$$P = 12 + 9.71 = 21.71 \text{ KN}$$

Ce qui donne : P = 21.71 KN.

II.4.1.3 : Poids propre des poteaux :

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

$$P_{pot} = S \times \rho \times h_e$$

Avec :

S : section des poteaux en zone

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

a. Poids de poteaux étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$$

b. Poids de poteaux RDC

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN.}$$

II.4.2.les surcharges d'exploitation : $Q_{plancher} = Q \times S$

- **Toiture :** $Q = 1 \times 11,52 = 11,52 \text{ KN}$
- **étage courants :** $Q = 1,5 \times 11,52 = 17,28 \text{ KN}$
- **(RDC usage commerciale) :** $Q = 2,5 \times 11,52 = 28,8 \text{ KN}$

II.4.3.calcul des surcharges d'exploitations cumulé selon la loi de dégression des charges :

La loi de dégression :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes Soit : $Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des plancher

des étages 1, 2, 3,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des ponts d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

-sous la terrasse	Q_0
-sous le 1 ^{er} étage à partir du sommet (i-1)	Q_0+Q_1
-sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
-sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
-sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
-sous le n étage ($n \geq 5$)	

II.4.4.Coefficients de dégression de surcharge :

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

Niveau d'étage	Toiture	4	3	2	1	RDC
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau II-8 :coefficients de dégression de charges

Les surcharges d'exploitation cumulées d'après la loi de dégression des charges :

- **Toitures:** Q_0
- **Niveau4 :** $Q_0 + Q_1$
- **Niveau 3:** $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- **Niveau2:** $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- **Niveau1:** $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- **RDC :** $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

On a :

Toiture : $Q=11.52$ KN

étage courants : $Q=17.28$ KN

RDC (usage commerciale) : $Q=28.8$ KN

Application numérique :

- **Toitures:** $Q_0=1 \times 11.52=11.52$ KN
- **Niveau 4 :** $Q_0 + Q_1=11.52+17.28 =28.8$ KN
- **Niveau 3 :** $11.52+0.95 (17.28 \times 2)= 44.35$ KN
- **Niveau2 :** $11.52+0.90 (17.28 \times 3)= 58.17$ KN
- **Niveau1 :** $11.52+0.85 (17.28 \times 4)= 70.27$ KN
- **Niveau RDC :** $11.52+0.80 (17.28 \times 4 +28.8)= 89.85$ KN

- Dimensions des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation	Effort normale (KN)	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section Mini limité par RPA (cm ²)	Section adopté (cm ²)
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	Gcum	Qcumulé	Effort normale $N_s = G_c + Q_c$			
Toiture	20,85	21.71	6.88	49.44	49.44	11.52	60.96	40.64	25× 25	40X40
4	60,82	21.71	6.88	89.41	138.85	28.8	167.65	111.76	25× 25	40X40
3	60,82	21.71	6.88	89.41	228.26	44.35	272.61	181.74	25× 25	40X40
2	60,82	21.71	6.88	89.41	317.67	58.17	375.84	250.56	25× 25	45x45
1	60,82	21.71	6.88	89.41	407.08	70.27	477.35	318.233	25× 25	45x45
RDC	60.82	21.71	9.18	91.71	498.79	89.85	588.64	392.42	25× 25	45x45

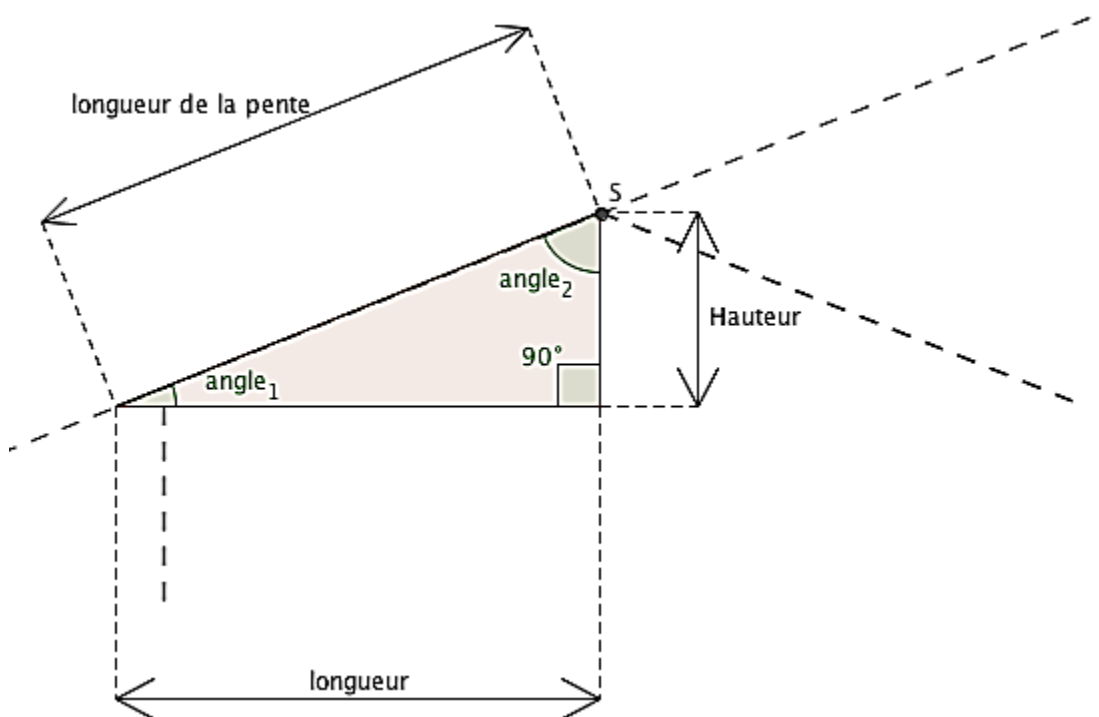
Tableau II 9. Récapitulatif de la descente de charge

Chapitre 03 :

Calcul des éléments

III .1. Etude de la Charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture En tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 25° et 30° et Reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette Charpente , nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, cheverons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.



Les différents éléments de la charpente :

tuiles

liteaux

chevrons

pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.

murs pignons.

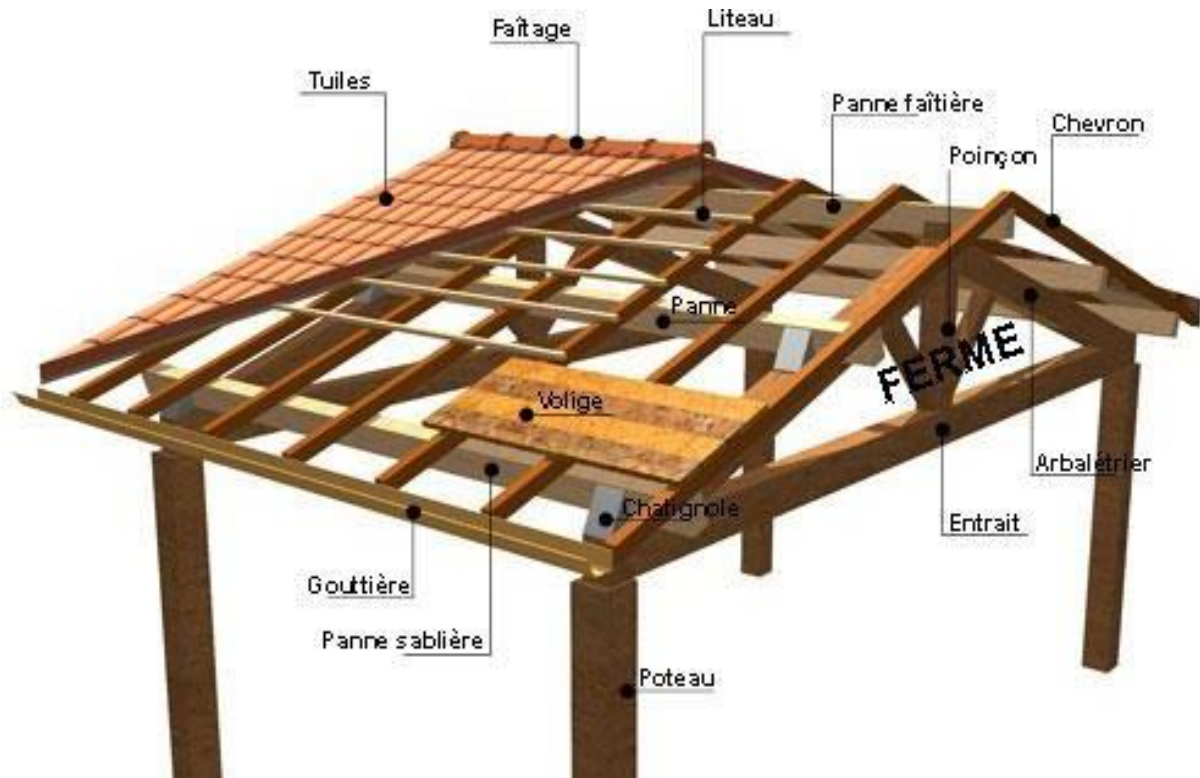


Figure III.1 .1 les éléments de la charpente

I.1 .1) Détermination Des Charges Et Surcharges :

charges permanentes (G) :

Poids de la tuiles (liteaux
compris) = 0.4 KN/m^2

Poids des pannes et
chevrons = 0.1 KN/m^2

$$\mathbf{G=0.5 \text{ KN/m}^2}$$

charges d'exploitation (Q) :

$$\mathbf{Q= 1\text{KN/m}^2}$$

Combinaisons des charges :

A l'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0,5) + (1.5 \times 1) = 2.175$$

$$q_u = 2.175 \text{ KN/m}^2$$

A l'E.L.S:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III .1 .1 .Détermination des efforts revenant à chaque élément :

Les pannes : La panne est considérée comme poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p

III.1 .2.1.1. Efforts revenants aux pannes :

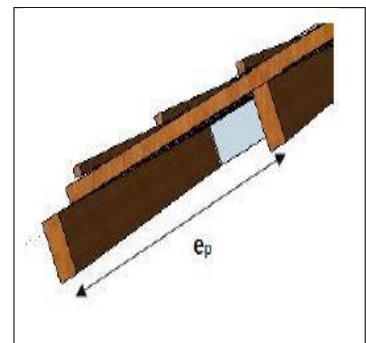
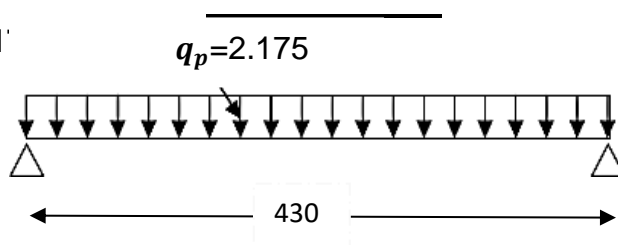
- Espacement des pannes :

$$80\text{m} \leq e_p \leq 1,8\text{m} \text{ On prend: } e_p = 100 \text{ cm}$$

- Portée des pannes : $l_p = 4\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2.175 \times 1 = 2.175 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 2.175$$



III.1 .2.2. Efforts revenant aux chevrons:

- Espacement des chevrons :
- $0,2\text{m} \leq e \leq 0,6\text{m}$ On prend $e_c = 0,5\text{m}$
- Portée des chevrons : $L_c = 1,65\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2,175 \times 0,5 = 1,0875 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.0875 \text{ KN/ml}$$

III.1 .2.3.Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux : $e_l = 0,30\text{m}$
- Portée des liteaux : $l = 0.50\text{ m}$

$$q_1 = q_u \times e_l$$

$$q_1 = 2.175 \times 0,30 = 0.652\text{KN/ml}$$

$$q_1 = 0.652\text{ KN/ml}$$

III.1 .3.Détermination des sections :

III.1 .3.1.Calcul des pannes :

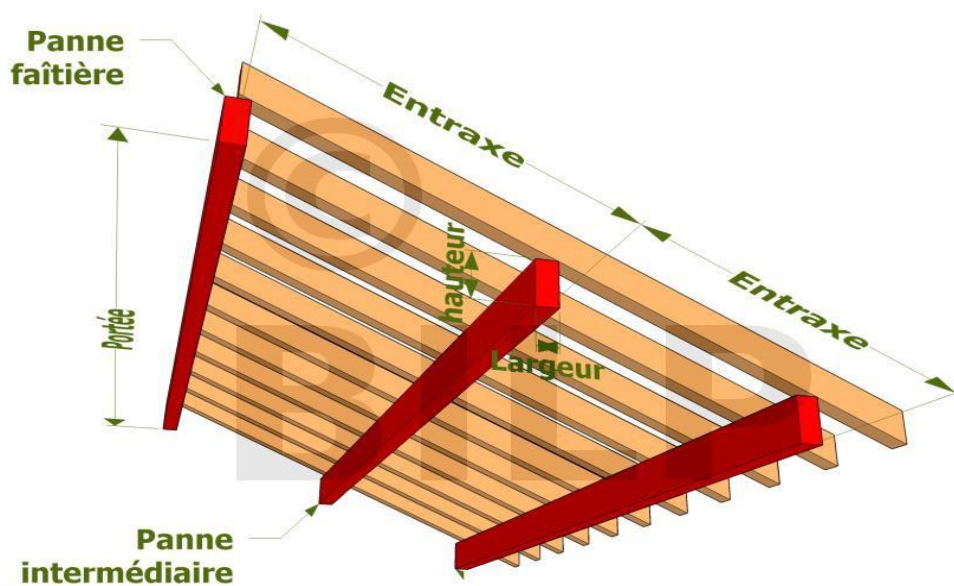


Figure: III .1 .3.Schéma de la panne

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée

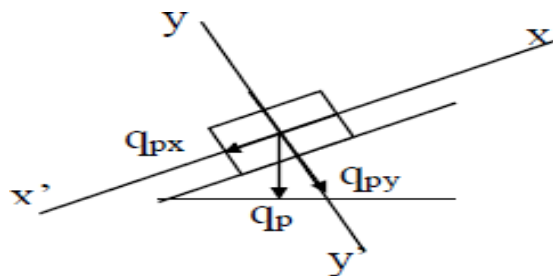


Figure: III.1 .4.Schéma statique de la panne.

- versant $\alpha = 25^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = q_p \cdot \sin\alpha = 3,59 \times$

$0.423 = 1,518\text{KN/ml}$ Suivant l'axe (y, y') :

$q_y = q_p \cdot \cos\alpha = 3,59 \times 0,906 = 3,253\text{KN/ml}$

III.1.3.2. Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » d'après les règles **CB 71** la Contrainte admissible : $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Moments de flexions :

$$\text{Suivant l'axe (x ; x')} : M_{fx} = \frac{1}{8} q_x \times L_p^2 = \frac{1}{8} \times 1,518 \times 4,3^2 = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant l'axe (y ; y')} : M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = \frac{1}{8} \times 3,253 \times 4,3^2 = 7,51 \text{ KN.m}$$

III.1.3.3. Choix de la section des pannes :

Soit une section de (20x25) cm²

Module de résistance :

$$I_{xx'} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{20 \times 25^2}{6} = 2083 \text{ cm}^3$$

$$w_x = 2083 \text{ cm}^3$$

$$I_{yy'} = \frac{h \times h^3}{12} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{25 \times 20^2}{6} = 1666 \text{ cm}^3$$

$$w_y = 1666 \text{ cm}^3$$

Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} \times v}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy'}} = \frac{3,50 \times 10^4}{2083} + \frac{7,51 \times 10^4}{1666} = 16,8 + 45,0 = 61,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 61,8 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \quad \text{La section adoptée est admise}$$

III.1.3.3. Vérification de la flèche pour les pannes: (Art 4.962/CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1,65 = 2,475 \text{ KN/ml}$$

Versant $\alpha = 25^\circ$

$$\text{Suivant l'axe (x, x')} : q_x = 2,475 \times 0,422 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (y, y')} : q_y = 2,475 \times 0,906 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{300} \quad \text{avec L : la portée de la panne}$$

$$f = \frac{430}{300} = 1.4$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times lp^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

$$E_f = 11000 \times \sqrt[3]{\sigma_f}$$

E_f : est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \times \sqrt[3]{142} = 131080.128 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 61.8 \times 430^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{25}{2}} = 0.72 < 1,4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La section de la panne choisie (20x25) cm² est admise.

III.1 .3.2.Calcul des chevrons :



Figure I.1 .5 : la mise en œuvre des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après. La section du chevron est de (50 x70) mm².

On doit vérifier que:

$$\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 4/5 M_0$

En travée : $M_{ft} = 2/3 M_0$

III.1 .3.2.1. Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier :

$$\frac{M_f}{I} \leq \overline{\sigma}_f$$

$$q_c = 2,175 \times 0,5 = 1,0875 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = \mathbf{1.0875 \text{ KN/ml}}$$

III.1 .3.2.2. Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique : $M_0 = 1/8 q_c L_c^2 = 0,125 \times 1,0875 \times 1,65^2$

$$\underline{M_0 = 0,370 \text{ KN.m}}$$

Aux appuis :

$$M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0,296 \text{ KN.m}$$

Aux travées :

$$M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0,246 \text{ KN.m}$$

Essaie : pour un chevron de section (5x7) cm²

III.1 .3.2.3. Module de résistance :

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{\frac{1}{\vartheta}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ KN.m}$$

III.1 .3.2.4. Vérification :

Aux appuis:

$$\sigma = \frac{M_a}{W_{xx}} = \frac{0,296 \times 10^4}{40,83} = 72,49 \leq 142 \text{ dan/cm}^2$$

Aux travée:

$$\sigma = \frac{M_t}{W_{xx}} = \frac{0,246 \times 10^4}{40,83} = 60,25 \leq 142 \text{ dan/cm}^2$$

III.1 .3.2.5. Vérification de la flèche :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est :

L_c : La portée de la pièce (chevrons)

La valeur de la flèche réelle est :

$$f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{165}{200} = 0.825 \text{ cm}$$

Aux appuis :

$$f = \frac{5 \times 72.49 \times 165^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.448 < \mathbf{0,825 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$f = \frac{5 \times 60.25 \times 165^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.372 < \mathbf{0,825 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$f < \bar{f} = \mathbf{0,825 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient

La section choisie, soit (5,7) cm²



Figure III.1.6 : chevrons de section (5,7) cm²

III.1.3.3. Calcul des liteaux :

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes
 $e_p = \mathbf{0.3m}$

La portée des liteaux égal à l'espacement des chevrons

$$L_l = 0,5m. \text{ A l'ELU: } q_{ul} = 2.175 \times 0.3 = \mathbf{\underline{0,652kn/ml}}$$

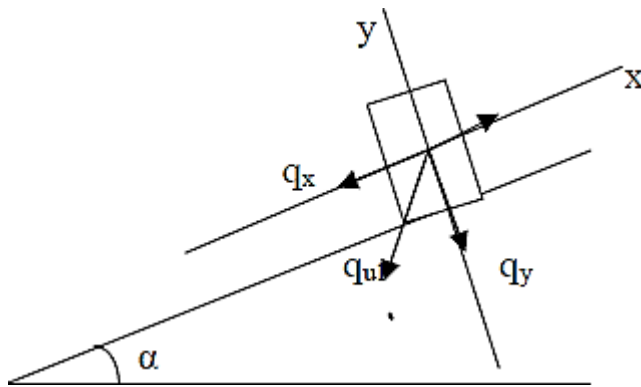


Figure III .1.6: Chargement des liteaux à l'ELU. III .1.3.3.1. Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_f$$

III.1.3.3.2. Moments de flexions :

- versant $\alpha = 25^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = q_l \cdot \sin \alpha = 0,652 \times 0,423 = 0,275 \text{ KN/ml}$
 Suivant l'axe (y, y') :
 $q_y = q_l \cdot \cos \alpha = 0,652 \times 0,906 = 0,590 \text{ KN/ml}$

III.1.3.3.3. Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » d'après les règles **CB 71** la Contrainte admissible : $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moments de flexions:

Suivant l'axe (x, x) : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_x \times L_p^2 = 0,125 \times 0,275 \times 0,5^2 = 0,0086 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 0,590 \times 0,5^2 = 0,018 \text{ KN.m}$

III.1.3.3.4. Choix de la section des liteaux :

Soit une section de **(3x4) cm²**

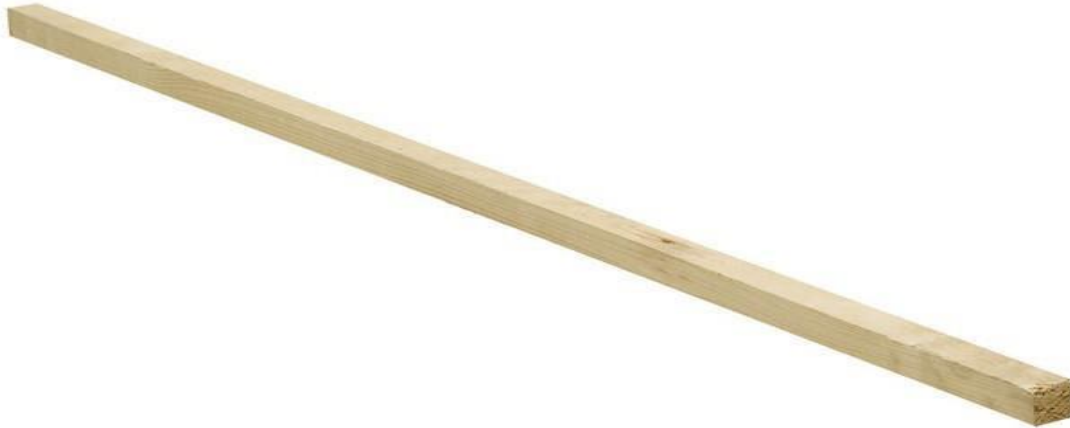


Figure III .1.7: liteau de section (3x4) cm²

III.1.3.3.5. Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{1}{8} q_c \times L_c^2 = 0.125 \times 0.625 \times 0.5^2 = \mathbf{0.02KN.m}$$

$$\mathbf{M_0 = 0,02KN.m}$$

Aux appuis : $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0.016 \text{ KN.m}$

Aux travée : $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0.013 \text{ KN.m}$

Essaie : pour un chevron de section (3x4) cm²

III.1.3.3.6. Module de résistance :

$$W_{xx'} = \frac{I_{xx}}{\frac{1}{\vartheta}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ KN.m}$$

$$W_{yy'} = \frac{I_{yy}}{\frac{1}{\vartheta}} = \frac{h \times b^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ KN.m}$$

Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} \times \vartheta}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy} \times \vartheta}{I_{yy'}} = \frac{0.0086 \times 10^4}{8} + \frac{0.018 \times 10^4}{6} = 40.75 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 40.75 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \quad \text{La section adoptée est admise}$$

III.1.3.3.7. Vérification de la flèche pour les liteaux: (Art 4.962 CB71 :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces Supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1,65 = 2,475 \text{ KN/ml}$$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

avec L : La portée de la pièce (chevrons).

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

Avec

E_f : est le module de déformation de la flèche.

$$E_f := 11000 \times \sqrt[3]{(142)} = 131080.128 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 40.75 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{4}{2}} = 0.040 \text{ cm} < 0.25 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

f = 0.040 cm < \bar{f} = 0.25 cm La section adoptée est bonne.

III.1.4. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des cloués soit en fonction de son épaisseur ;

$$\begin{array}{l}
 e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\
 e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\
 e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\
 e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{11}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : Épaisseur du bois le plus mince à assembler.

d : Diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargissent par dessiccation de bois.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est

$$d = \frac{4}{9} = 0.44\text{cm}$$

Sachant que :

e : Épaisseur des liteaux (4cm).

Remarque : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment

Conclusion :

Les sections de la toiture :

Section des pannes : (20X 25) cm^2 .

Section des chevrons : (5X 7) cm^2 .

Section des liteaux : (3X 4) cm^2 .

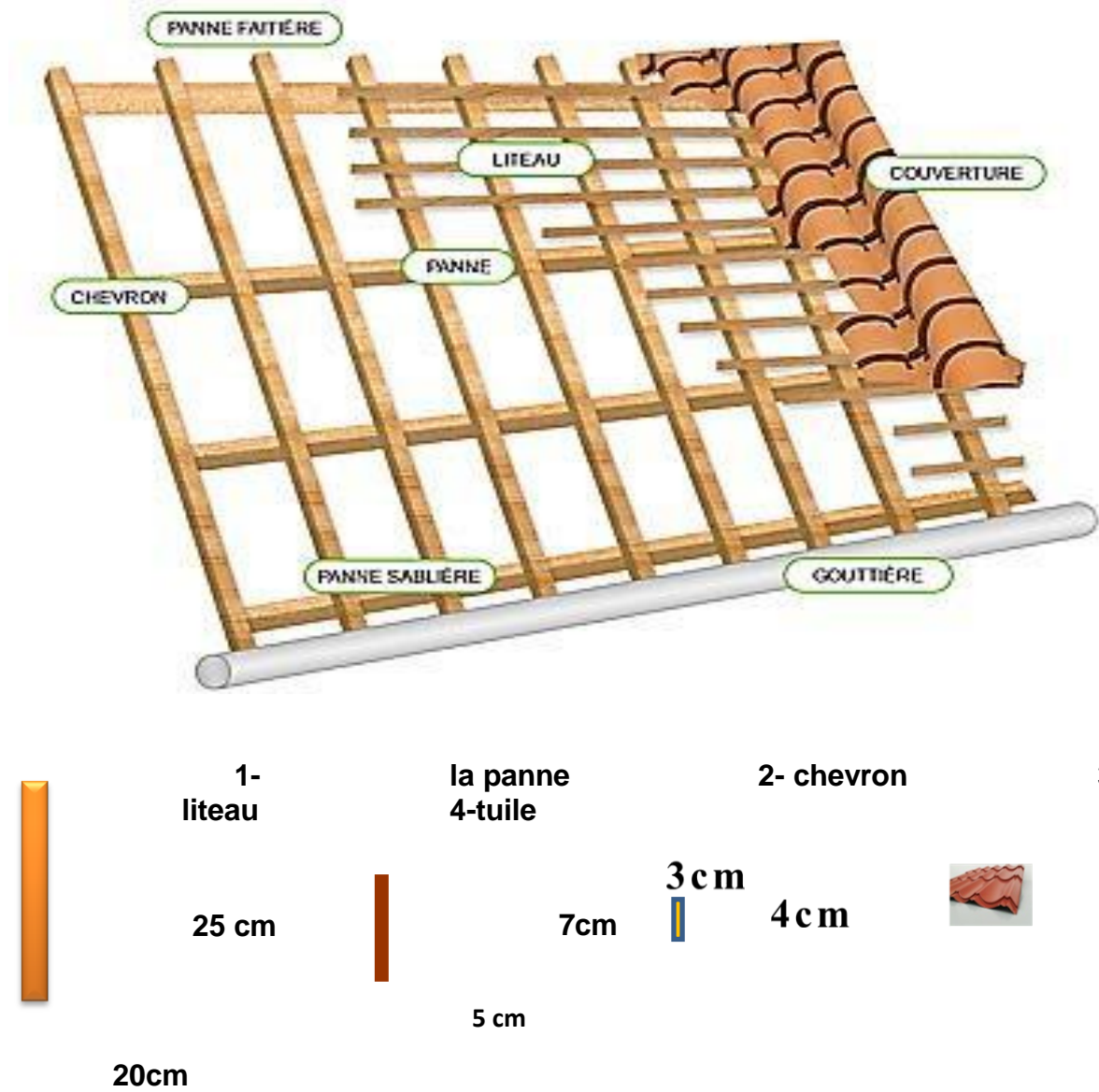


Figure III .1.8 : représentation de charpente en bois

III -2- Etude des portes à faux

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons ; le premier est en corps Creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en Dalle pleine.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Hypothèse de calcul :

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur.
L'épaisseur de la dalle est de 15 cm

Fissurations préjudiciables

Le calcul se fait à la flexion simple

III.2.1. Prédimensionnement de la dalle pleine (balcon) :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14cm \quad \text{On prend } e_p = 15cm$$

Avec L : largeur du balcon

III.2.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

a) Charge permanente :

$$G_{TOTAL} = 5.55 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Déterminer dans le chapitre II})$$

Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1m = 3,75[\text{KN/ml}]$

b) Charge concentrée (garde-corps) :

Poids propre du garde-corps :

Brique (10 cm) $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ KN/ml}$.

Enduit de ciment (2cm) $18 \times 0,02 \times 2 = 0,72 \text{ KN/ml}$.

$P = 1,62 \text{ KN/ml}$

III.2.3. combinaison des charges (BAEL):**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,55) + (1,5 \times 3,5) (1) = \underline{12,74 \text{ KN/m}\ell}$$

$$\text{Le garde-corps : } P_{ui} = 1,35 \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1\text{m} = \underline{2,19 \text{ KN/ml.}}$$

ELS

$$q_s = G + Q = (5,55) + (3,5) (1) = \underline{9,05 \text{ KN/m}\ell}$$

$$\text{Le garde-corps : } P_{si} = P_i \times 1\text{m} = 1,62 \times 1\text{m} = \underline{1,62 \text{ KN/ml.}}$$

III.2.4. Calcul les moments :

à l'ELU:

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = \frac{12,74 \times 1,4^2}{2} + 2,19 \times 1,4 = 15,551 \text{ KN.m}$$

à l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{9,05 \times 1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,4 = 11,137 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Ferrailage :**III.2.5.1. Armatures principales :**

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

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

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

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

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu = \frac{15,551 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu = 0,392 \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.551 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² Avec : S_t = 20cm

III.2.5.1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.55}{4} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA8 = 1.00 cm² avec un espacement : S_t = 35 cm

III.2.6. Vérification à l'ELU :

III.2. 6.1. Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{adopte} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.6.2. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = 12.74 \times 1.4 + 2.19 = 20. \text{ KN}$$

ψ_s : coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.12 = 1.50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20}{0.9 \times 130 \times 1.5} = 0.113 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

C) vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{20 \times 10}{100 \times 13} = 0.15 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D)-Vérification de l'écartement des barres :

-Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ **C.V**

-Armatures secondaires : $S_t = 35 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ **C.V**

III.2.7. Vérification a l'ELS :

III.2.7. 1. Vérification des contraintes dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Avec : $\eta=1.2 \Rightarrow \text{HA}$.

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\varphi = 0.347 \rightarrow \beta = 0.908 \rightarrow k = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{11.137 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 208.73 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= k \times \sigma_s = \frac{1}{39.35} \times 208.73 = 5.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ &= 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

III.2.8. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 &\geq \frac{M_s}{10 \times M_s} = \frac{11.137}{10 \times 11.137} \\ &= 0.1 \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.55}{100 \times 13} = 0.00273 &\leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \\ &= 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{aligned}$$

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

Conclusion :

ep = 15cm

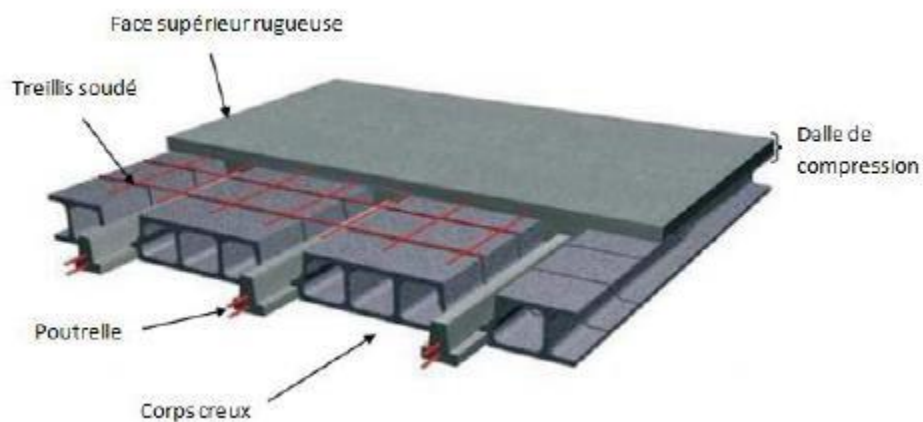
Armatures principales : **4HA12= 4.52 cm² Avec : St =20cm**

Armatures de répartition : **2HA8 = 1.00 cm² avec un espacement : St = 35 cm**

III.3. Etude des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux. Comme nous l'avons déjà indiqué au chapitre I, dont les poutrelles (Nervures) sont préfabriquées disposées transversalement suivant (yy), avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

Nervures : appelés «poutrelles» qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.



. Plancher en corps creux

Remarque :

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

III.3.1.1 Plancher en corps creux :

1/Ferraillage de la Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé, ayant pour but de :

Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites

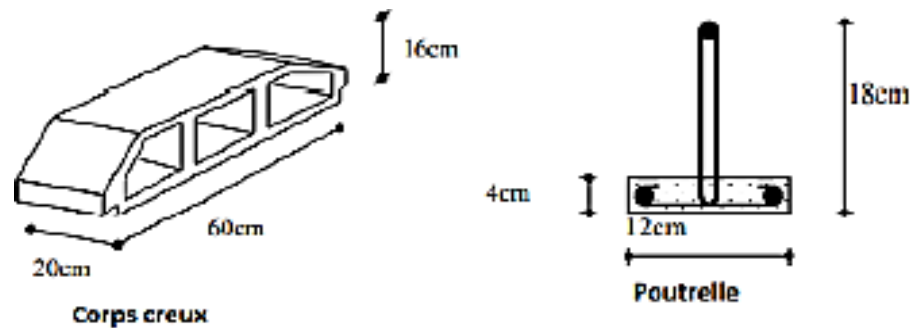
Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions du [BAEL 91/B.6.8,423] :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.



Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions définies:

L_x : est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm

L' : Entre axes des poutrelles, égal a 65 [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise, exprime en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : **2HA8 = 1.00 cm²** avec un espacement : **S_t = 35 cm**

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \text{ (cm}^2\text{/ml) } \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

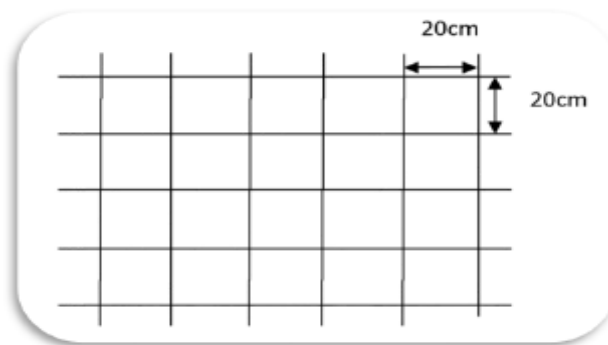
$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 0.50 \text{ cm}^2 = 1\text{HA8 cm}^2. \quad \text{Avec } \underline{S_t = 50\text{cm.}}$$

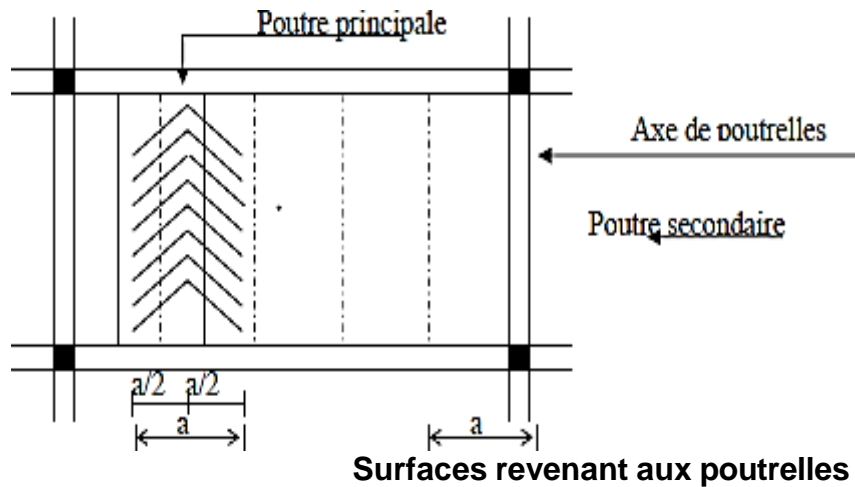
On adoptera : **1HA8 = 0.50 cm²** avec un espacement : **S_t = 50 cm**

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé
(**TLE 520**) de de diamètre $\varnothing 5$ et de mailles (**200 x 200**) mm².



Treillis soudé de (20x20) cm²

Etude des poutrelles :

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Calcul de poutrelle :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T

2/Avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités . Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²**et la surcharge de l'ouvrier.

a. Charges et surcharges :

- Le poids propre de la poutrelle : $G_1 = S \times \rho_{beton} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$
- Le poids de corps creux : $G_2 = 0,98 \times 0,65 = 0,637 \text{KN/ ml}$
- La surcharge de la main d'ouvre : $Q = 1 \text{KN/ml}$

b. Combinaison des charges :

- Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,637 = 0,757 \text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{KN/ml}$

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle

pourra suffire à elle-même.

c. Ferrailage à l'état limite ultime :

$$\underline{\text{L'ELU}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5(1) = \underline{\underline{2,5 \text{ KN/ml.}}}$$

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a: $L = 430 \text{ cm}$

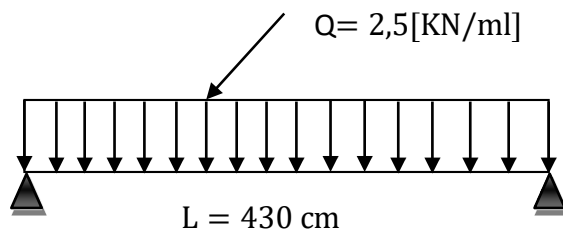


Schéma statique de la poutrelle

$$M_u = \frac{2,52 \times 4,3^2}{8} = 5,82 \text{ KN/ml}$$

$$V_{max} = \frac{2,52 \times 4,3}{2} = 5,41 \text{ KN/ml}$$

$C = 2 \text{ cm}$

$d = 4,3 - 2 = 2,3 \text{ cm.}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20$$

$$u_b = \frac{5,82 \times 10^6}{12 \times 2,3^2 \times 14,2 \times 10^3} = 6,45$$

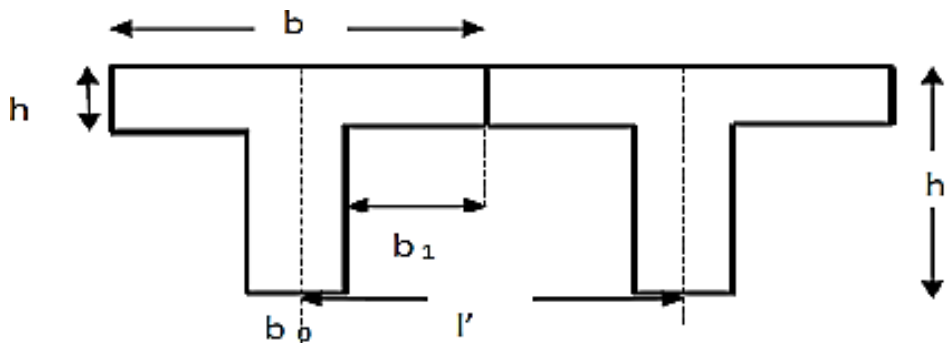
$6,45 > u_1 = 0,392 \rightarrow S.D.A$

On remarque que la hauteur de la poutrelle $h = 4 \text{ cm}$ est faible ; de là, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges

avant coulage de la dalle de compression.

Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en Té reposant sur plusieurs Appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes :



Schématisation de la section des poutrelles.

b : largeur de la dalle de compression

$$b = 2b_1 + b_0$$

b_0 : largeur de la poutrelle

$$b_0 = 12\text{cm}$$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

$$h_0 = 4\text{cm}$$

l' : entre axes des poutrelles.

$$l' = 65\text{cm}$$

h_t : hauteur totale de poutrelle.

$$h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$$

3/Dimension de la section en Té :

Dimensionnement de la poutrelle :

D'après [art A.4.1.3 BAEL91] la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque cote d'une poutrelle est limitée par :

$$b_1 \leq \frac{430 - 25}{10} = 40.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(26.5 ; 40.5)$$

$$\mathbf{b_1 = 26.5 \text{ cm}}$$

$$b = 22 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}}$$

Calcul des poutrelles :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées Uniformément réparties sur elle : Charge permanente $G = 5.28 \times 0.65 = \mathbf{3,432}$ kN/ml

Poids du plancher :

Plancher étage terrasse accessible :

$$\text{Poids de plancher : } G = 5,78 \times 0,65 = 3,757 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Surcharges d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,757) + 1,5(0,65) = 6,046 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,757 + 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du plancher étage courant a usage d'habitation :

$$\text{Charges permanentes : } G = 5.28 \times 0.65 = 3,432 \text{ kN/ml}$$

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

Combinaison de charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(2,231) + 1,5(0,975) = 6,095 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de RDC à usage commerciale

$$\text{Charges permanentes : } G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$$

Combinaison de charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,43) + 1,5(1,625) = 7,07 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 3,43 + 1,625 = 5,05 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher de RDC à usage commerciale est le plus Défavorable. On utilisera celui de plancher de RDC à usage commerciale pour le calcul du ferrailage.

Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,43) + 1,5(1,625) = 7,07 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 3,43 + 1,625 = 5,05 \text{ KN/ml}$$

Choix de la méthode de calcul :

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.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

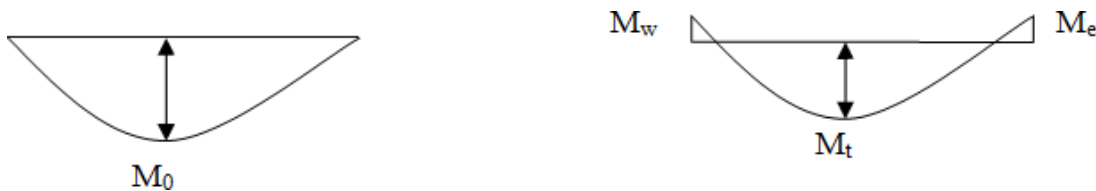


Figure II.6: Diagramme des moments (principe de la méthode)

1.principe de la méthode : (BAEL91/ (modifier 99) Art**B.6.2.211) : Hypothèses :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

2.Domains d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2 .210) :

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges D'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\}$

II. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2, 210):

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus Défavorable

a)- $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\}$

plancher de RDC(usage commerciale) :

$$2 \times G = 2 \times 3,43 = 6,86 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,625 \leq \max (6,86 ; 5) = 6,86 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **condition est vérifiée.**

c)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

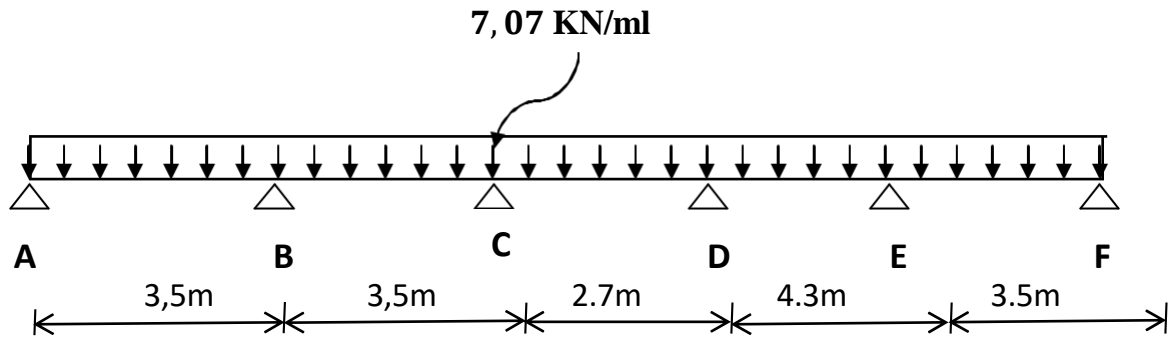
$\frac{l_i}{l_{i+1}}$	$\frac{l_i}{l_{i+1}}$ en chiffre	Condition vérifié
$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{3.5}{3.5} = 1$	oui
$\frac{l_2}{l_3}$	$\frac{3.5}{2.7} = 1.29$	non
$\frac{l_3}{l_4}$	$\frac{2.7}{4.3} = 0.62$	non
$\frac{l_4}{l_5}$	$\frac{4.3}{3.5} = 1.22$	oui

Deux valeurs sont pas comprissent dans l'intervalle.... **Condition non vérifiée**

d) La fissuration est non préjudiciable **Condition vérifiée**

Donc on applique la Méthode de Caquot.

Calcul de plancher RDC:



Calcul a l'ELU des moments max sur l'appui :

Appui A :

$$M^A = 0$$

Appui B :

$$L'_{WB} = 3,5 \text{ m}$$

$$L'_{eB} = 0,8 \times 3,5 = 2,8 \text{ m}$$

$$M^B = \frac{7,07 \times 3,5^3 + 7,07 \times 2,8^3}{8,5 \times (3,5 + 2,8)} = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$M^B = 8,55 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$L'_{WC} = 0,8 \times 3,5 = 2,8 \text{ m}$$

$$L'_{eC} = 0,8 \times 2,7 = 2,16 \text{ m}$$

$$M^C = \frac{7,07 \times 2,8^3 + 7,07 \times 2,16^3}{8,5 \times (2,8 + 2,16)} = 5,37$$

$$M^C = 5,37 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$L'_{WD} = 0,8 \times 2,7 = 2,16 \text{ m}$$

$$L'_{eD} = 0.8 \times 4.3 = 3.44m$$

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 7.07 \cdot 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.54KN.m$$

$$M^D = 7.54KN.m$$

Appui E :

$$L'_{WE} = 0.8 \times 4.3 = 3.44m$$

$$L'_{eE} = 3.5m$$

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 7.07 \cdot 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 10.01KN.m$$

$$M^E = 10.01KN.m$$

Appui F :

$$M^F = 0$$

Calcul des moments sur appuis correspondant au moment max en travées :

Travée AB :

Appui B :

$$M^B = \frac{7.07 \times 3.5^3 + 4.63 \times 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 7.55KN.m$$

$$M^A = 0KN.m$$

$$M^B = 7.55KN.m$$

Travée BC :

Appui B :

$$M^B = \frac{4.63 \times 3.5^3 + 7.07 \cdot 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 6.60KN.m$$

$$M^C = \frac{7.07 \times 2.8^3 + 4.63 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 4.78$$

$$M^B = 6.60KN.m$$

$$M^C = 4.78KN.m$$

Travée CD :

Appui C :

$$M^C = \frac{4.63 \times 2.8^3 + 7.07 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 4.10 \text{KN.m}$$

Appui D:

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 4.63 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 5.45 \text{KN.m}$$

$$M^C = 4.10 \text{KN.m}$$

$$M^D = 5.45 \text{KN.m}$$

Travée DE :

Appui D :

$$M^D = \frac{4.63 \times 2.16^3 + 7.07 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.02 \text{KN.m}$$

Appui E:

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 4.63 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 8.24 \text{KN.m}$$

$$M^D = 7.02 \text{KN.m}$$

$$M^E = 8.24 \text{KN.m}$$

Travée EF :

Appui E :

$$M^E = \frac{4.63 \times 3.44^3 + 7.07 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 8.33 \text{KN.m}$$

Appui F:

$$M^F = 0$$

$$M^E = 8.33 \text{KN.m}$$

$$M^F = 0 \text{KN.m}$$

Travée déchargé	Moment min sur appuis
AB	$M^A = 0$ $M^B = 6.65 \text{KN.m}$
BC	$M^B = 4.84 \text{KN.m}$ $M^C = 4.26 \text{KN.m}$
CD	$M^C = 2.95 \text{KN.m}$ $M^D = 3.57 \text{KN.m}$
DE	$M^D = 6.56 \text{KN.m}$ $M^E = 6.64 \text{KN.m}$
EF	$M^E = 6.81 \text{KN.m}$ $M^F = 0 \text{KN.m}$

Travée	M max en appuis	M correspondant	M max en travée	M correspondant	M min en travée	M correspondant
AB	$M^A = 0$ $M^B = 8.55KN.m$	$M_{tAB} = 10.39KN.m$	$M^A = 0$ $M^B = 7.55KN.m$	$M_{tAB} = 7.37KN.m$	$M^A = 0$ $M^B = 6.60KN.m$	$M_{tAB} = 7.75KN.m$
BC	$M^B = 8.55KN.m$ $M^C = 5.37KN.m$	$M_{tBC} = 3.93KN.m$	$M^B = 6.60KN.m$ $M^C = 4.78KN.m$	$M_{tBC} = 5.16KN.m$	$M^B = 7.55KN.m$ $M^C = 4.10KN.m$	$M_{tBC} = 5.05KN.m$
CD	$M^C = 5.37KN.m$ $M^D = 7.54KN.m$	$M_{tCD} = 0.04KN.m$	$M^C = 4.10KN.m$ $M^D = 5.45KN.m$	$M_{tCD} = 1.67KN.m$	$M^C = 4.78KN.m$ $M^D = 7.02KN.m$	$M_{tCD} = 0.59KN.m$
DE	$M^D = 7.54KN.m$ $M^E = 10.01KN.m$	$M_{tDE} = 7.6KN.m$	$M^D = 7.02KN.m$ $M^E = 8.24KN.m$	$M_{tDE} = 8.72KN.m$	$M^D = 5.45KN.m$ $M^E = 8.33KN.m$	$M_{tDE} = 9.49KN.m$
EF	$M^E = 10.01KN.m$ $M^F = 0KN.m$	$M_{tEF} = 4.06KN.m$	$M^E = 8.33KN.m$ $M^F = 0KN.m$	$M_{tEF} = 7.03KN.m$	$M^E = 8.24KN.m$ $M^F = 0KN.m$	$M_{tEF} = 7.07KN.m$

M max en appuis :

M_{tAB} :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q_u \times l_{AB}} = \frac{3.5}{2} + \frac{(-8.55) - 0}{7.07 \times 3.5} = 1.4m$$

$$X = 1.4m$$

$$M_{tAB} = q_u \times \frac{X}{2} \times (l_{AB} - X) + M^A \times \left(1 - \frac{X}{l_{AB}}\right) + M_B \times \frac{X}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB} = 7.07 \times \frac{1.4}{2} (3.5 - 1.4) + 0 + (-8.55) \times \frac{1.4}{3.5}$$

$$M_{tAB} = 10.39KN.m$$

M_{tBC} :

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(-5.37) - (-8.55)}{7.07 \times 3.5} = 1.87m$$

$$X = 1.87m$$

$$M_{tBC} = 7.07 \times \frac{1.87}{2} (3.5 - 1.87) + (-8.55)$$

$$\left(1 - \frac{1.87}{3.5}\right) + (-5.37) \times \frac{1.87}{3.5}$$

$$M_{tBC} = 10.77 - 3.98 - 2.86 = 3.93KN.m$$

$$M_{tBC} = 3.93KN.m$$

M_{tCD} :

$$X = \frac{2.7}{2} + \frac{(-7.54) - (-5.37)}{7.07 \times 2.7} = 1.23m$$

$$X = 1.23m$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{1.23}{2} (2.7 - 1.23) + (-5.37)$$

$$\left(1 - \frac{1.23}{2.7}\right) + (-7.54) \times \frac{1.23}{2.7} =$$

$$M_{tCD} = 6.39 - 2.92 - 3.43 = 0.04KN.m$$

$$M_{tCD} = 0.04KN.m$$

M_{tDE} :

$$X = \frac{4.3}{2} + \frac{(-10.01) - (-7.54)}{7.07 \times 4.3} = 2.06m$$

$$X = 2.06m$$

$$M_{tDE} = 7.07 \times \frac{2.06}{2} (4.3 - 2.06) + (-7.54)$$

$$\left(1 - \frac{2.06}{4.3}\right) + (-10.01) \times \frac{2.06}{4.3}$$

$$M_{tDE} = 16.31 - 3.92 - 4.79 = 7.6KN.m$$

$$M_{tDE} = 7.6KN.m$$

M_{tEF} :

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(0) - (-10.01)}{7.07 \times 3.5} = 1.34m$$

$$X = 1.34m$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{1.34}{2} (3.5 - 1.34) + (-10.01)$$

$$\left(1 - \frac{1.34}{3.5}\right) + 0 =$$

$$M_{tEF} = 10.23 - 6.17 + 0 = 4.06KN.m$$

$$M_{tEF} = 4.06 \text{KN.m}$$

M max en travée :

$$M_{tAB}:$$

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q_u \times l_{AB}} = \frac{3.5}{2} + \frac{(-7.55) - 0}{7.07 \times 3.5} = 1.4 \text{m}$$

$$X = 1.4 \text{m}$$

$$M_{tAB} = q_u \times \frac{X}{2} \times (l_{AB} - X) + M^A \times \left(1 - \frac{X}{l_{AB}}\right) + M_B \times \frac{X}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB} = 7.07 \times \frac{1.4}{2} (3.5 - 1.4) + 0 + (-7.55) \times \frac{1.4}{3.5}$$

$$M_{tAB} = 7.37 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC}:$$

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.78) - (-6.6)}{7.07 \times 3.5} = 1.8 \text{m}$$

$$X = 1.8 \text{m}$$

$$M_{tBC} = 7.07 \times \frac{1.8}{2} (3.5 - 1.8) + (-6.6)$$

$$\left(1 - \frac{1.8}{3.5}\right) + (-4.78) \times \frac{1.8}{3.5}$$

$$M_{tBC} = 10.81 - 3.2 - 2.45 = 5.16 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = 5.16 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD}:$$

$$X = \frac{2.7}{2} + \frac{(-5.45) - (-4.1)}{7.07 \times 2.7} = 1.2 \text{m}$$

$$X = 1.2 \text{m}$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{1.2}{2} (2.7 - 1.2) + (-4.1)$$

$$\left(1 - \frac{1.2}{2.7}\right) + (-5.45) \times \frac{1.2}{2.7} =$$

$$M_{tCD} = 6.36 - 2.27 - 2.42 = 1.67 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = 1.67 \text{KN.m}$$

$$M_{tDE}:$$

$$X = \frac{4.3}{2} + \frac{(-8.24) - (-7.02)}{7.07 \times 4.3} = 2.1 \text{m}$$

$$X = 2.1 \text{m}$$

$$M_{tDE} = 7.07 \times \frac{2.1}{2} (4.3 - 2.1) + (-7.02)$$

$$\left(1 - \frac{2.1}{4.3}\right) + (-8.24) \times \frac{2.1}{4.3} =$$

$$M_{tDE} = 16.33 - 3.59 - 4.02 = 8.72 \text{KN.m}$$

$$M_{tDE} = 8.72 \text{KN.m}$$

$$M_{tEF}:$$

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(0) - (-8.33)}{7.07 \times 3.5} = 2 \text{m}$$

$$X = 2 \text{m}$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{2}{2} (3.5 - 2) + (-8.33)$$

$$\left(1 - \frac{2}{3.5}\right) + 0 =$$

$$M_{tEF} = 10.6 - 3.57 + 0 = 7.03 \text{KN.m}$$

$$M_{tEF} = 7.03 \text{KN.m}$$

M min en travée :

M_{tAB} :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q_u \times l_{AB}} = \frac{3.5}{2} + \frac{(-6.6) - 0}{7.07 \times 3.5} = 1.4 \text{m}$$

$$X = 1.4 \text{m}$$

$$M_{tAB} = q_u \times \frac{X}{2} \times (l_{AB} - X) + M^A \times \left(1 - \frac{X}{l_{AB}}\right) + M_B \times \frac{X}{l_{AB}}$$

$$M_{tAB} = 7.07 \times \frac{1.4}{2} (3.5 - 1.4) + 0 + (-6.6) \times \frac{1.4}{3.5}$$

$$M_{tAB} = 7.75 \text{KN.m}$$

M_{tBC} :

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.1) - (-7.55)}{7.07 \times 3.5} = 1.8 \text{m}$$

$$X = 1.8 \text{m}$$

$$M_{tBC} = 7.07 \times \frac{1.8}{2} (3.5 - 1.8) + (-7.55) \left(1 - \frac{1.8}{3.5}\right) + (-4.1) \times \frac{1.8}{3.5}$$

$$M_{tBC} = 10.81 - 3.66 - 2.1 = 5.05 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = 5.05 \text{KN.m}$$

M_{tCD} :

$$X = \frac{2.7}{2} + \frac{(-7.02) - (-4.78)}{7.07 \times 2.7} = 1.2 \text{m}$$

$$X = 1.2 \text{m}$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{1.2}{2} (2.7 - 1.2) + (-4.78) \left(1 - \frac{1.2}{2.7}\right) + (-7.02) \times \frac{1.2}{2.7}$$

$$M_{tCD} = 6.36 - 2.65 - 3.12 = 0.59 \text{KN.m}$$

$M_{tCD} = 0.59 \text{KN.m}$

M_{tDE} :

$$X = \frac{4.3}{2} + \frac{(-8.33) - (-5.45)}{7.07 \times 4.3} = 2 \text{m}$$

$$X = 2.1 \text{m}$$

$$M_{tDE} = 7.07 \times \frac{2}{2} (4.3 - 2) + (-5.45) \left(1 - \frac{2}{4.3}\right) + (-8.33) \times \frac{2}{4.3}$$

$$M_{tDE} = 16.26 - 2.9 - 3.87 = 9.49 \text{KN.m}$$

$$M_{tDE} = 9.49 \text{KN.m}$$

M_{tEF} :

$$X = \frac{3.5}{2} + \frac{(0) - (-8.24)}{7.07 \times 3.5} = 2m$$

$$X = 2m$$

$$M_{tCD} = 7.07 \times \frac{2}{2} (3.5 - 2) + (-8.24)$$

$$\left(1 - \frac{2}{3.5}\right) + 0 =$$

$$M_{tEF} = 10.6 - 3.53 + 0 = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 7.07 \text{ KN.m}$$

	AB	BC	CD	DE	EF
1^{er} cas de changement	Travée AB chargé ; les autres déchargées	Travée BC chargé ; les autres déchargées	Travée CD chargé ; les autres déchargées	Travée DE chargé ; les autres déchargées	Travée EF chargé ; les autres déchargées
Effort correspondant	$V_{A1}^e = 10.22KN$ $V_{B1}^w = -14.52KN$	$V_{B1}^e = 12.89KN$ $V_{C1}^w = -11.85KN$	$V_{C1}^e = 9.04KN$ $V_{D1}^w = -10.04KN$	$V_{D1}^e = 14.92KN$ $V_{E1}^w = -15.48KN$	$V_{E1}^e = 14.75KN$ $V_{C1}^w = -9.99KN$
2^{eme} cas de changement	Travée AB et BC chargé ; les autres déchargées	/	Travée CD et DE chargé ; les autres déchargées	/	Travée DE et EF chargé ; les autres déchargées
Effort correspondant	$V_{A2}^e = 9.93KN$ $V_{B2}^w = -14.81KN$	/	$V_{C2}^e = 8.27KN$ $V_{D2}^w = -10.81KN$	/	$V_{E2}^e = 15.23KN$ $V_{C2}^w = -9.51KN$
3^{eme} cas de changement	Travée AB et BC déchargé ; les autres chargées	Travée AB et EF déchargé ; les autres chargées	/	Travée DE et EF déchargé ; les autres chargées	/
Effort correspondant	$V_{A3}^e = 10.77KN$ $V_{B3}^w = -13.97KN$	$V_{B3}^e = 12.72KN$ $V_{C3}^w = -12.02KN$	/	$V_{D3}^e = 14.95KN$ $V_{E3}^w = -15.45KN$	/
4^{eme} cas de changement	/	/	/	Travée AB déchargé ; les autres chargées	Travée EF déchargé ; les autres chargées
Effort correspondant	/	/	/	$V_{D4}^e = 14.63KN$ $V_{E4}^w = -15.77KN$	$V_{E4}^e = 14.72KN$ $V_{C4}^w = -10.02KN$
5^{eme} cas de changement	/	/	Toutes les travées sont chargées	/	/
Effort correspondant	/	/	$V_{C5}^e = 8.74KN$ $V_{D5}^w = -10.34KN$	/	/
effort max de chaque travée	$V_{A3}^e = 10.77KN$ $V_{B2}^w = -14.81KN$	$V_{B1}^e = 12.89KN$ $V_{C3}^w = -12.02KN$	$V_{C1}^e = 9.04KN$ $V_{D2}^w = -10.81KN$	$V_{D3}^e = 14.95KN$ $V_{E4}^w = -15.77KN$	$V_{E2}^e = 15.23KN$ $V_{C4}^w = -10.02KN$

1^{er} cas de chargement :

Travée AB chargé ; les autres déchargées :

$$M^B = \frac{7.07 \times 3.5^3 + 4.63 \times 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 7.55 \text{KN.m}$$

$$M^A = 0 \text{KN.m}$$

$$M^B = 7.55 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_A(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_A(x=0) = 12.37$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + \frac{-7.55 - 0}{3.5}$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + (-2.15)$$

$$V_A(x=0) = 10.22 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_B(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_B(x=0) = -12.37$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + \frac{-7.55 - 0}{3.5}$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + (-2.15)$$

$$V_B(x=0) = -14.52 \text{KN}$$

Travée BC chargé ; les autres déchargées :

$$M^B = \frac{4.63 \times 3.5^3 + 7.07 \times 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 6.60 \text{KN.m}$$

$$M^C = \frac{7.07 \times 2.8^3 + 4.63 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 4.78$$

$$M^B = 6.60 \text{KN.m}$$

$$M^C = 4.78 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_B(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_B(x=0) = 12.37$$

$$V_B(x=0) = 12.37 + \frac{-4.78 - (-6.6)}{3.5}$$

$$V_B(x=0)=12.37+(0.52)$$

$$V_B(x=0)=12.89\text{KN}$$

$$V(x)=O(x)+\frac{M_{i+1}-M_i}{l_A}$$

$$O(x)=q_u\left(\frac{l}{2}-x\right)$$

$$O_C(x=3.5)=7.07\left(\frac{3.5}{2}-3.5\right)=-12.37$$

$$O_C(x=0)=-12.37$$

$$V_C(x=0)=-12.37+\frac{-4.78-(-6.6)}{3.5}$$

$$V_C(x=0)=-12.37+(0.52)\rightarrow V_C(x=0)=-11.85\text{KN}$$

Travée CD chargé ; les autres déchargées :

$$M^C = \frac{4.63 \times 2.8^3 + 7.07 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 4.10\text{KN.m}$$

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 4.63 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 5.45\text{KN.m}$$

$$M^C = 4.10\text{KN.m}$$

$$M^D = 5.45\text{KN.m}$$

$$V(x)=O(x)+\frac{M_{i+1}-M_i}{l_A}$$

$$O(x)=q_u\left(\frac{l}{2}-x\right)$$

$$O_C(x=0)=7.07\left(\frac{2.7}{2}-0\right)=12.37$$

$$O_C(x=0)=9.54$$

$$V_C(x=0)=9.54+\frac{-5.45-(-4.10)}{2.7}$$

$$V_C(x=0)=9.54+(-0.5)$$

$$V_C(x=0)=9.04\text{KN}$$

$$V(x)=O(x)+\frac{M_{i+1}-M_i}{l_A}$$

$$O(x)=q_u\left(\frac{l}{2}-x\right)$$

$$O_D(x=2.7)=7.07\left(\frac{2.7}{2}-2.7\right)=-9.54$$

$$O_D(x=0)=-9.54$$

$$V_D(x=0)=-9.54+\frac{-5.45-(-4.10)}{2.7}$$

$$V_D(x=0)=-9.54+(-0.5)\rightarrow V_D(x=0)=-10.04\text{KN}$$

Travée DE chargé ; les autres déchargées :

$$M^D = \frac{4.63 \times 2.16^3 + 7.07 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.02\text{KN.m}$$

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 4.63 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 8.24\text{KN.m}$$

$$M^D = 7.02\text{KN.m}$$

$$M^E = 8.24\text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_D(x=0) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 0 \right) = 15.20$$

$$O_D(x=0) = 15.20$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + \frac{-8.24 - (-7.02)}{4.3}$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + (-0.28)$$

$$\mathbf{V_D(x=0) = 14.92KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=4.3) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 4.3 \right) = -15.20$$

$$O_E(x=0) = -15.20$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + \frac{-8.24 - (-7.02)}{4.3}$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + (-0.28) \rightarrow \mathbf{V_E(x=0) = -15.48KN}$$

Travée EF chargé ; les autres déchargées :

$$M^E = \frac{4.63 \times 3.44^3 + 7.07 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 8.33KN.m$$

$$M^E = 8.33KN.m$$

$$M^F = 0KN.m$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_E(x=0) = 12.37$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + \frac{0 - (-8.33)}{3.5}$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + (2.38)$$

$$\mathbf{V_E(x=0) = 14.75KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_F(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_F(x=0) = -12.37$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + \frac{0 - (-8.33)}{3.5}$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + (2.38) \rightarrow \mathbf{V_F(x=0) = -9.99KN}$$

2^{ème} cas de chargement :

Travée AB :

Travée AB et BC chargé ; les autres déchargées :

$$M^B = \frac{7.07 \times 3.5^3 + 7.07 \times 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 8.55 \text{KN.m}$$

$$M^B = 8.55 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_A(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_A(x=0) = 12.37$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + \frac{-8.55 - 0}{3.5}$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + (-2.44)$$

$$V_A(x=0) = 9.93 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_B(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_B(x=0) = -12.37$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + \frac{-8.55 - 0}{3.5}$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + (-2.44)$$

$$V_B(x=0) = -14.81 \text{KN.}$$

Travée CD :

Travée CD et DE chargé ; les autres déchargées :

$$M^C = \frac{4.63 \times 2.8^3 + 7.07 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 4.10 \text{KN.m}$$

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 7.07 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.54 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_C(x=0) = 7.07 \left(\frac{2.7}{2} - 0 \right) = 9.54$$

$$O_C(x=0) = 9.54$$

$$V_C(x=0) = 9.54 + \frac{-7.54 - (-4.10)}{2.7}$$

$$V_C(x=0) = 9.54 + (-1.27)$$

$$V_C(x=0) = 8.27 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_D(x=2.7) = 7.07 \left(\frac{2.7}{2} - 2.7 \right) = -9.54$$

$$O_D(x=0) = -9.54$$

$$V_D(x=0) = -9.54 + \frac{-7.54 - (-4.10)}{2.7}$$

$$V_D(x=0) = -9.54 + (-1.27) \rightarrow V_C(x=0) = -10.81 \text{KN}$$

Travée DE et EF chargé ; les autres déchargées :

Travée EF :

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 7.07 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 10.01 \text{KN.m}$$

$$M^F = 0$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_E(x=0) = 12.37$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + \frac{0 - (-10.01)}{3.5}$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + (2.86)$$

$$V_E(x=0) = 15.23 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_F(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_F(x=0) = -12.37$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + \frac{0 - (-10.01)}{3.5}$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + (2.86) \rightarrow V_F(x=0) = -9.51 \text{KN}$$

3^{eme} cas de chargement :

Travée AB et BC déchargé ; les autres

chargées Travée AB :

$$M^A = 0$$

$$M^B = \frac{4.63 \times 3.5^3 + 4.63 \times 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 5.6 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_A(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_A(x=0) = 12.37$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + \frac{-5.6-0}{3.5}$$

$$V_A(x=0) = 12.37 + (-1.6)$$

$$\mathbf{V_A(x=0)=10.77KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_B(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_B(x=0) = -12.37$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + \frac{-5.6-0}{3.5}$$

$$V_B(x=0) = -12.37 + (-1.6)$$

$$\mathbf{V_B(x=0)=-13.97KN.}$$

Travée AB et EF déchargé ; les autres chargées :

Travée BC :

$$M^B = \frac{4.63 \times 3.5^3 + 7.07 \cdot 2.8^3}{8.5 \times (3.5 + 2.8)} = 6.60 \text{KN.m}$$

$$M^C = \frac{7.07 \times 2.8^3 + 7.07 \cdot 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 5.37$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_B(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_B(x=0) = 12.37$$

$$V_B(x=0) = 12.37 + \frac{-5.37 - (-6.6)}{3.5}$$

$$V_B(x=0) = 12.37 + (0.35)$$

$$\mathbf{V_B(x=0)=12.72KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_C(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_C(x=0) = -12.37$$

$$V_C(x=0) = -12.37 + \frac{-5.37 - (-6.6)}{3.5}$$

$$V_C(x=0) = -12.37 + (0.35) \rightarrow \mathbf{V_C(x=0)=-12.02KN}$$

Travée DE et EF déchargé ; les autres chargées :

Travée BC :

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 4.63 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 5.45 \text{KN.m}$$

$$M^E = \frac{4.63 \times 3.44^3 + 4.63 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 6.56 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_D(x=0) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 0 \right) = 15.20$$

$$O_D(x=0) = 15.20$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + \frac{-6.56 - (-5.45)}{4.3}$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + (-0.25)$$

$$V_D(x=0) = 14.95 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=4.3) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 4.3 \right) = -15.20$$

$$O_E(x=0) = -15.20$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + \frac{-6.56 - (-5.45)}{4.3}$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + (-0.25) \rightarrow V_E(x=0) = -15.45 \text{KN}$$

4^{eme} cas de chargement :

Travée EF :

Travée EF déchargé ; les autres chargées

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 4.63 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 8.24 \text{KN.m}$$

$$M^F = 0 \text{KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=0) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 0 \right) = 12.37$$

$$O_E(x=0) = 12.37$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + \frac{0 - (-8.24)}{3.5}$$

$$V_E(x=0) = 12.37 + (2.35)$$

$$V_E(x=0) = 14.72 \text{KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_F(x=3.5) = 7.07 \left(\frac{3.5}{2} - 3.5 \right) = -12.37$$

$$O_F(x=0) = -12.37$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + \frac{0 - (-8.24)}{3.5}$$

$$V_F(x=0) = -12.37 + (2.35) \rightarrow V_F(x=0) = -9.99 \text{ KN}$$

Travée DE :

Travée AB déchargé ; les autres chargées

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 7.07 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M^E = \frac{7.07 \times 3.44^3 + 7.07 \times 3.5^3}{8.5 \times (3.44 + 3.5)} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_D(x=0) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 0 \right) = 15.20$$

$$O_D(x=0) = 15.20$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + \frac{-10.01 - (-7.54)}{4.3}$$

$$V_D(x=0) = 15.20 + (-0.57)$$

$$V_D(x=0) = 14.63 \text{ KN}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_E(x=4.3) = 7.07 \left(\frac{4.3}{2} - 4.3 \right) = -15.20$$

$$O_E(x=0) = -15.20$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + \frac{-10.01 - (-7.54)}{4.3}$$

$$V_E(x=0) = -15.20 + (-0.57) \rightarrow V_E(x=0) = -15.77 \text{ KN}$$

5^{ème} cas de chargement :

Travée CD :

CD : toutes les travées sont chargées:

$$M^C = \frac{7.07 \times 2.8^3 + 7.07 \times 2.16^3}{8.5 \times (2.8 + 2.16)} = 5.37$$

$$M^D = \frac{7.07 \times 2.16^3 + 7.07 \times 3.44^3}{8.5 \times (2.16 + 3.44)} = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_C(x=0) = 7.07 \left(\frac{2.7}{2} - 0 \right) = 9.54$$

$$O_C(x=0) = 9.54$$

$$V_C(x=0) = 9.54 + \frac{-7.54 - (-5.37)}{2.7}$$

$$V_C(x=0) = 9.54 + (-0.8)$$

$$V_C(x=0) = \mathbf{8.74\text{KN}}$$

$$V(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_A}$$

$$O(x) = q_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$O_D(x=2.7) = 7.07 \left(\frac{2.7}{2} - 2.7 \right) = -9.54$$

$$O_D(x=0) = -9.54$$

$$V_D(x=0) = -9.54 + \frac{-7.54 - (-5.37)}{2.7}$$

$$V_D(x=0) = -9.54 + (-0.8) \rightarrow V_C(x=0) = \mathbf{-10.34}$$

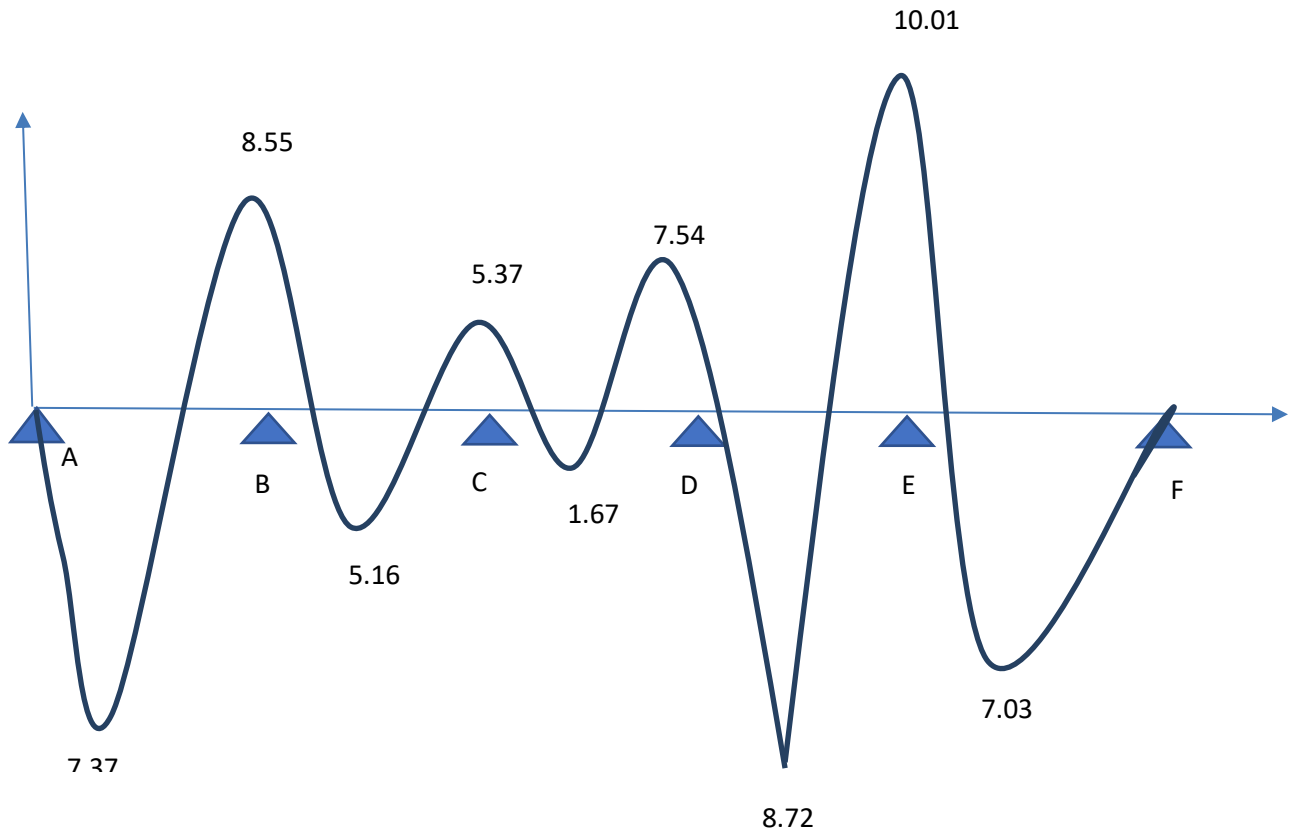


Diagramme des moments fléchissant max à l'ELU

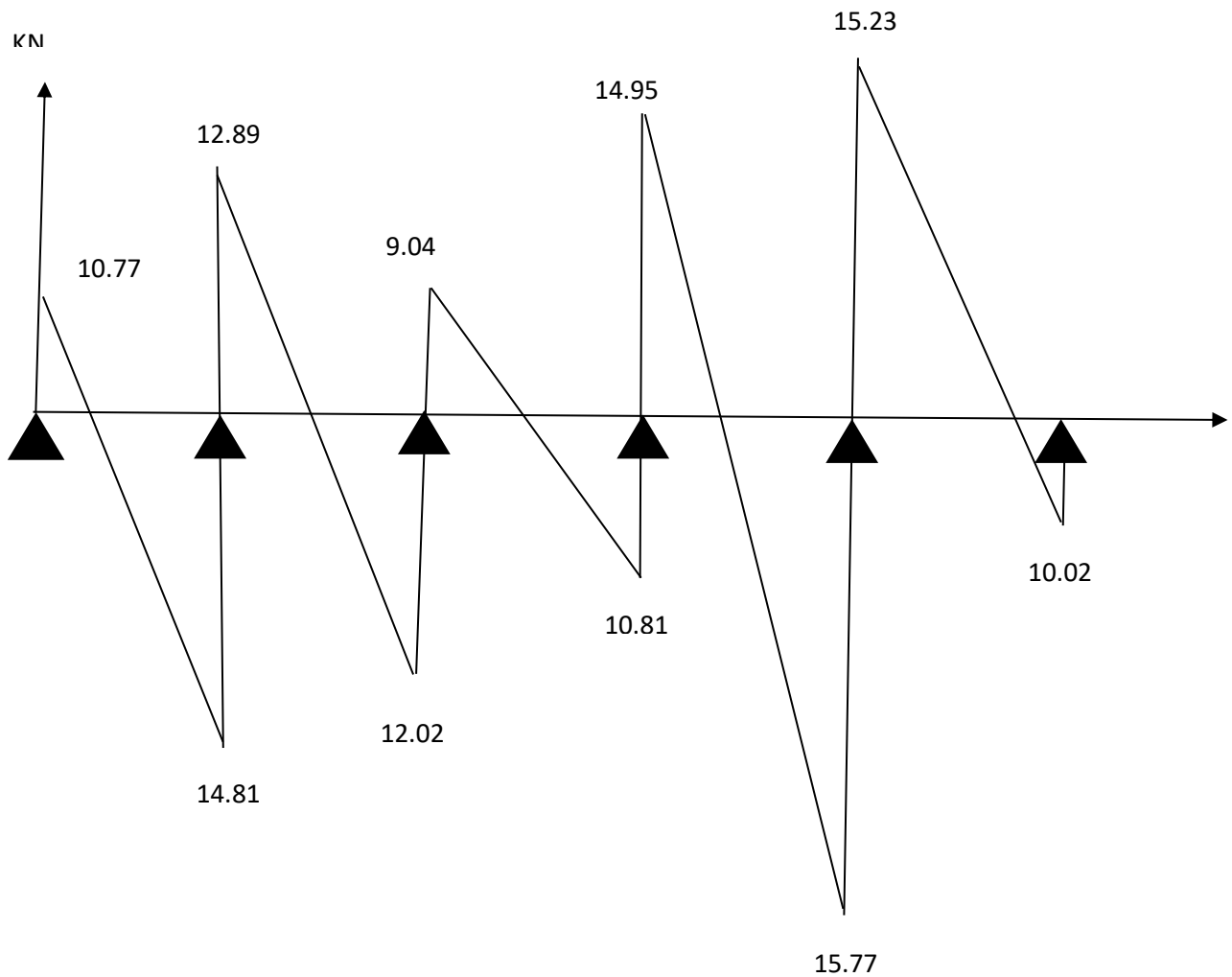


Diagramme des efforts tranchants max à l'ELU

Si $M_u > M_T$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN. m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN. m}$$

$M_0 > M_T^{Max} = 8.72 \text{ KN. m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, et

Comme la section du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section

Rectangulaire ($b \times h$) de dimension (20×65), soumise à un moment $M_T^{Max} = 8.72 \text{ KN. m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.72}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.029$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985.$$

$$A^t = \frac{M^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{SA}} = \frac{8.72 \times 10^3}{0.985 \times 0.18 \times 348 \times 10^2} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fait le calcul comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) de

dimension (12 ×
20) cm² soumise à un moment

$$M_a^{Max} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.01}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.181$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.181 \rightarrow \beta = 0.899.$$

$$A_a = \frac{M^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{SA}} = \frac{10.01 \times 10^3}{0.899 \times 0.18 \times 348 \times 10^2} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{min} \rightarrow$$

condition vérifier

En travée :

$$A_T = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{min} \rightarrow$$

condition vérifier

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

Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales. IL est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS. Les phénomènes de fissuration et de déformation dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié, la justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

Vérification de la contrainte tangente:

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

$$\tau_{\mu} = \frac{\vartheta_{\mu}}{b_0.d} \leq \overline{\tau_{\mu}} \text{ avec : } v_u^{Max} = 15.77 \text{KN}$$

pour les fissurations non préjudiciable:

$$\overline{\tau_{\mu}} = \min \left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) = 2.17 \text{MPa}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{15.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.73 \text{MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0.73 \text{MPa} \leq \overline{\tau_{\mu}} = 2.17 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures au niveau des appuis :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9.d} \right) \times \frac{1}{\sigma_s}$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \left(15.77 + \frac{10.01}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} <$$

0

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq 2.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes

Influence de l'effort tranchant sur le béton : On doit vérifier que :

$$v_u^{max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } a = 0.9d$$

$$v_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25$$

$$= 129.76KN$$

$$v_u^{max} \leq 129.76KN$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_\mu = \frac{\vartheta_\mu(b-b_0)}{1.8.b.d.h_0} = \frac{15.77 \times 10^3(650-120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.99$$

$$\tau_\mu = 0.99MPa \leq \bar{\tau}_\mu = 2.17MPa \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Au appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_\mu = \frac{2\vartheta_\mu}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33MPa$$

$$\tau_\mu = \frac{2 \times 15.77 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.62 \leq 13.33MPa \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau d'appuis : Art

A.6.1.21, B.A.E.L91

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

$$\bar{\tau}_\mu = 0.6 \cdot \Psi \cdot f_{t28} = 3.15MPa; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

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

$$\tau_\mu = \frac{\vartheta_\mu}{0.9.d.\sum U_i} \leq \frac{15.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 12} = 1.29MPa$$

$$\tau_\mu = 1.29MPa < \bar{\tau}_\mu = 3.15MPa \rightarrow \text{condition vérifié}$$

→ pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier nécessaire pour que l'effort de traction de ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33cm.$$

Les règles de BAEL 91(Art.A6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins à $0.4L_s$ pour les aciers HA .

$$L_a = 0.4L_s = 16.93cm$$

Calcul les armatures transversales :**Le diamètre minimale des armatures transversales :**

Le diamètre minimale des armatures transversales est donné par (Art.A.7.2.12 ;BAEL91)

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l\right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 6$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

L'espace des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{0.9 \times 0.18; 40 \text{ cm}\} = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 12.36 \text{ cm}$$

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

La condition de non fragilité : se traduit par la formule [Art A.5.3 ;BAEL91] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right\} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 15} = 0.74 \text{ MPa} > 0.45 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Conclusion :**Les plancher :**

$$\text{Soit : } A^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\text{Soit : } A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

III.4 Les escaliers :

III.4 .1 Définition :

L'escalier est une structure composée de marches et de paliers, ayant pour fonctions principales de connecter sécuritairement les niveaux distincts d'une construction et de résister aux charges appliquées conformément aux normes et critères de conception en vigueur.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.4.1**).

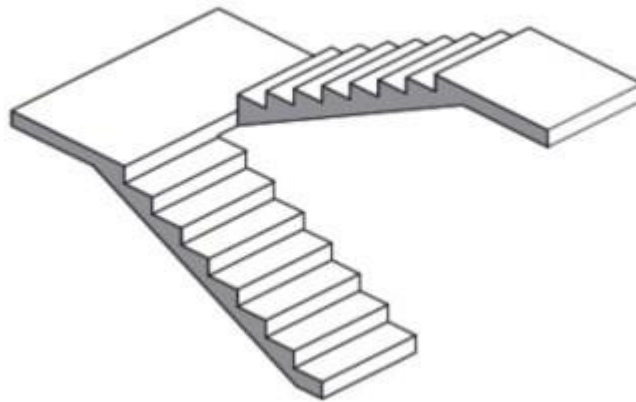


Figure III.4.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.4.1. 1.Terminologie :

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, arrondie...etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{à}17$ cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs

Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

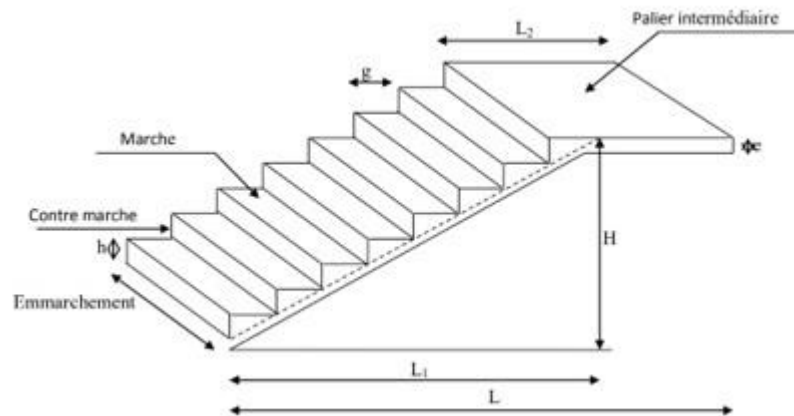


Figure III.4.2 : Schéma de l'Escalier.

Calcul de l'escalier des étagés courants :

L'escalier de l'étage courant comporte 2 volets identiques et un palier intermédiaire. L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de deux volées et un palier intermédiaire. Nous calculerons l'escaliers des étages courant et nous adopterons le même ferrailages pour le RDC.

III.4.1. 2. Pré dimensionnement :

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

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

Le prédimensionnement consiste à déterminer:

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

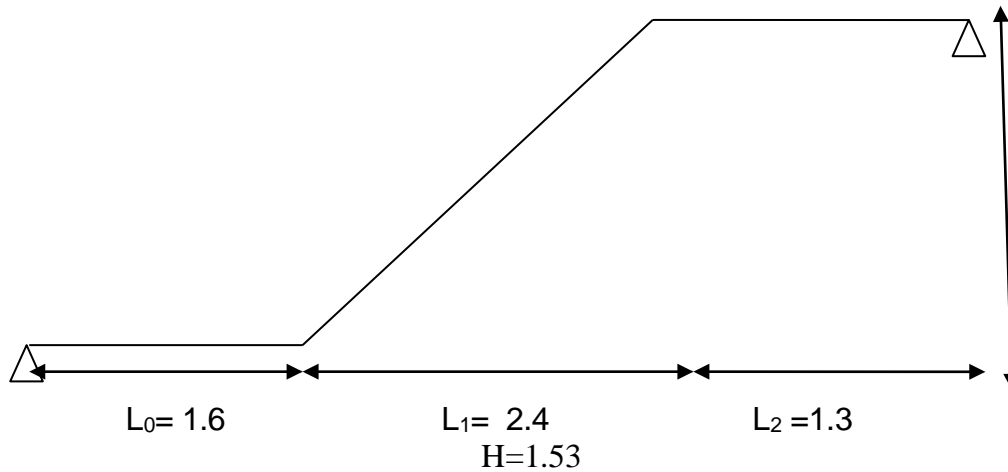


Figure III.4.3 :schéma statique

La hauteur de la contremarche h et du giron :

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

Nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

Donc le nombre de marches est **$M = n - 1 = 8$ marches**

Calcul du giron :

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

Relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Soit : $g = 30 \text{ cm}$.

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées. Donc l'escalier est confort.

Alors :

$$h = 17\text{cm}$$

$$g = 30\text{ cm}$$

$$n = 8\text{ cm}$$

III.4.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

Pente de l'escalier :

$$H=153\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.63$$

$$\alpha = 32.51$$

La paillasse :

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 encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante

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

Avec : $L_0 = L_1 + L_2$

L_0 : portée de la paillasse (longueur totale entre nus des appuis.)

$$L = (n-1) g = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

$$L_1 = \sqrt{(L^2 + H^2)} = \sqrt{(2.4^2 + 1.53^2)} = 2.846\text{m}$$

$$L_0 = 2.846 + 1.3 = 4.146\text{m}$$

$$\frac{4.146}{30} \leq e_p \leq \frac{4.146}{20} \rightarrow 0.13 \leq e_p \leq 0.20$$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15 cm (d'après le RPA 99) alors, On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 20\text{cm}$

III.4.2.1. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) charges permanentes :

Paillasse :

Matériaux	Epaisseur x1 ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{0.20 \times 1}{\cos 32.51}$	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde-corps	-	-	0.20
$\sum Gi = G_{paillasse}$			10.67

Figure III.4.4: Tableau Détermination du poids propre de la paillasse

Palier :

Matériaux	Epaisseur x1 ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre du palier	0.20	25	5.00
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	$\sum Gi = G_{palier}$		6.58

Figure III.4.5: Tableau Détermination du poids propre du palier

b) surcharges d'exploitation :

D'après le **DTR.B.C.2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q=2.5\text{KN/ml}$$

c) combinaison des charges :**A l'ELU :**

$$q_{u.ps}=1.35G+1.5Q=1.35 \times 10.67 + 1.5 \times 2.5 = 18.15 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{u.ps}=18.15\text{KN/ml}}$$

$$q_{u.pl}=1.35G+1.5Q=1.35 \times 6.58 + 1.5 \times 2.5 = 12.63 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{u.pl}=12.63\text{KN/ml}}$$

A l'ELS :

$$q_{s.ps}=G+Q=10.67+2.5=13.17 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{s.ps}=13.17\text{KN/ml}}$$

$$q_{s.pl}=G+Q=6.58+2.5=9.08 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{s.pl}=9.08\text{KN/ml}}$$

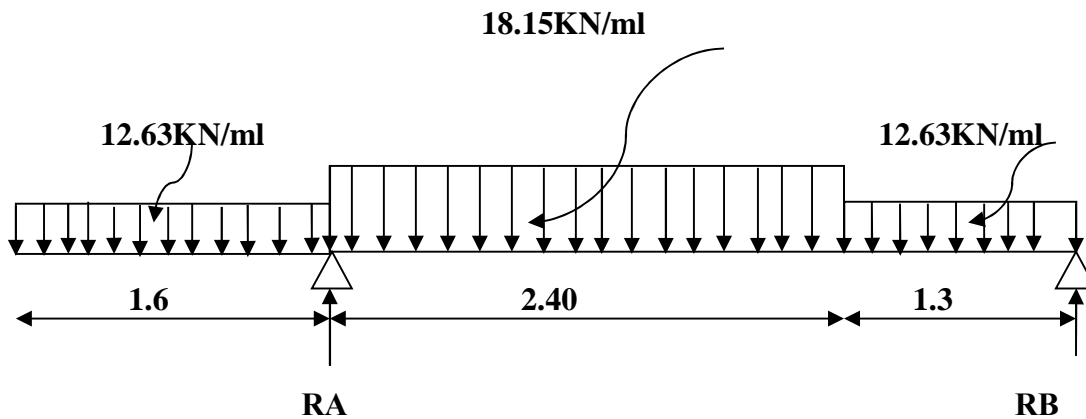


Figure III.4.6: Ferrailage et calcul des efforts à L'ELU

III.4.2.2.détermination des efforts internes dans l'escalier a L'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_P = 2,40$ m.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB - 12.63 \times 1.6 - 18.15 \times 2.4 - 12.63 \times 1.3 = 0$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB = 80.18$$

$$\begin{aligned} \sum_B^M = 0 \Rightarrow & -12.63 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 + 1.3 \right) - 18.15 \times 2.4 \times (1.2 + 1.3) + RA (2.4 + 1.3) \\ & - 12.63 \times \frac{1.3^2}{2} = 0 \end{aligned}$$

D'où: $\sum_B^M = -210.5 + RA \times 3.7 = 0$

$\Rightarrow RA = 56.89 \text{ KN}$

Donc:

$$RB = 80.18 - 56.89 = 23.29 \text{ KN}$$

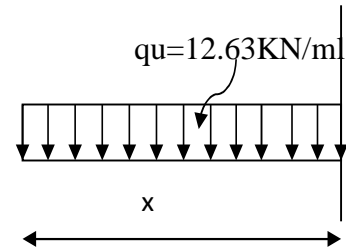
$\Rightarrow RB = 23.29 \text{ KN}$

III.4.2.3.calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 < x < 1.45m$

$$T_y = -12.63 \times x$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = 0$
- Pour $x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow T_y = -20.20 \text{ KN}$
- $M_z = -12.63 \times \frac{x^2}{2}$ **Pour $x=0$;** $M_z = 0 \text{ KN.m}$



$x=1.6$; $M_z = -16.16 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1.6m < X < 4m$

$$T_y = 56.89 - 12.63X + 18.15(X - 1.6)$$

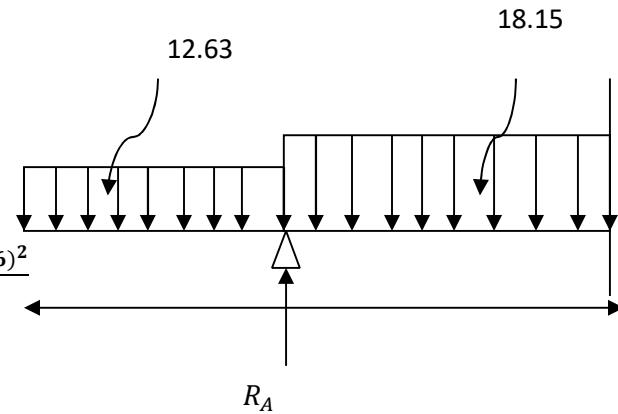
Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow T_y = 36.68 \text{ KN}$

Pour $x = 4 \text{ m} \rightarrow T_y = -6.8 \text{ KN}$

$$M_z = 56.89x - 12.63x^2 + 18.15(x - 1.6)^2$$

Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow M_z = -16.16 \text{ KN.m}$

Pour $x = 4 \text{ m} \rightarrow M_z = 19.6 \text{ KN.m}$



3^{ème} tronçon : $0m < x < 1.3m$

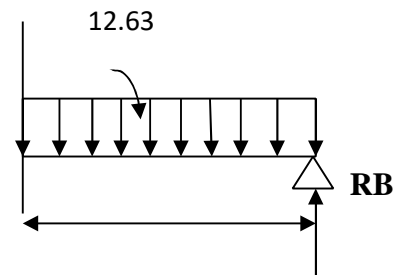
$$T_y = -23.29 + 12.63 \times x$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = -23.29 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T_y = -6.8 \text{ KN}$
- $M_z = 23.29 \times x - 12.63 \times \frac{x^2}{2}$

Pour

$x=0$; $M_z = 0 \text{ KN.m}$

$x=1.3$; $M_z = 19.6 \text{ KN.m}$



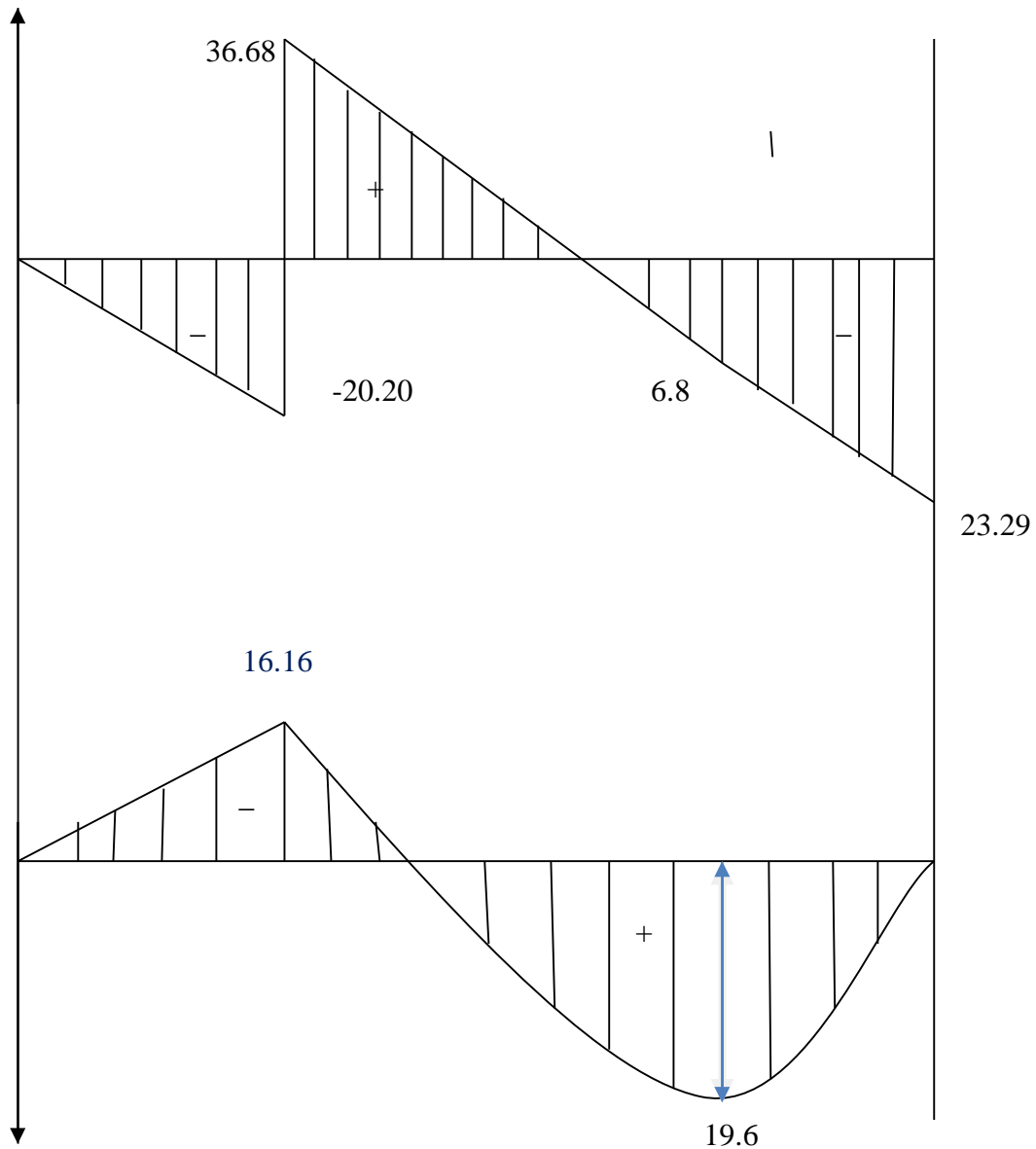
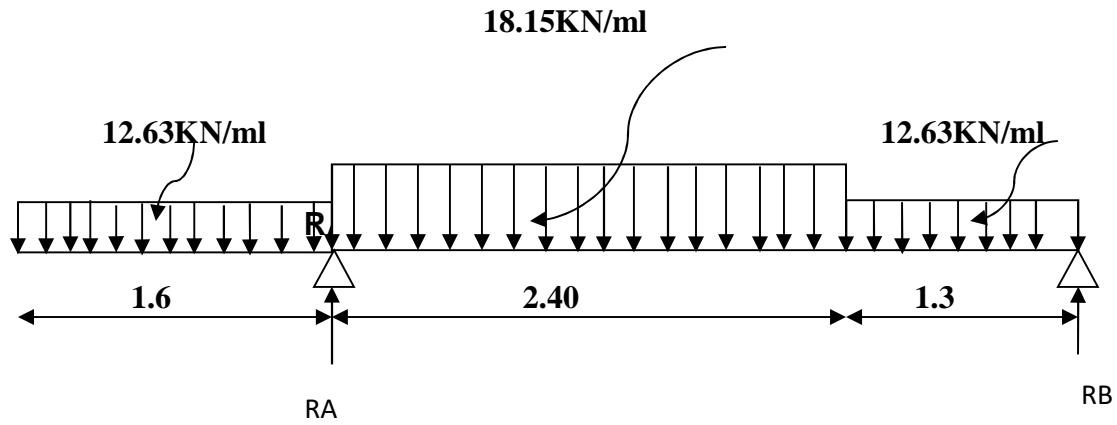
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des

Coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** : $M_u(a) = -0.3 \times M_z^{max} = -0.3 \times 19.59 = -5.87 \text{ KN.m}$

- **En travées** : $M_u(t) = 0.85 \times M_z^{max} = 0.85 \times 19.59 = 16.65 \text{ KN.m}$

- Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



III.4.3 Ferrailage des paillasses (calcul d'armatures à l'ELU):

- Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et D'épaisseur ($ep=20cm$)
- **Aux appuis** : $M_u(a) = -0.3 \times M_Z^{max} = -0.3 \times 19.59 = -5.87 \text{ KN.m}$
- **En travées** : $M_u(t) = 0.85 \times M_Z^{max} = 0.85 \times 19.59 = 16.65 \text{ KN.m}$

EN travée :

$$b = 100cm / h = 20cm / d = 18cm / c = 2cm$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{16.65 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982.$$

$$A^t = \frac{M^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{SA}} = \frac{16.65 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Avec un espacements $St=15 \text{ cm}$

Armateur de répartition :

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r^a = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Avec un espacements $St=35 \text{ cm}$

Aux appuis :

Armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.87 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994.$$

$$A^t = \frac{M^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{SA}} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Avec un espacements $S_t=20\text{cm}$

Armateur de répartition :

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Avec un espacements $S_t=35 \text{ cm}$

III.4.4. Vérifications à l'état limite ultime (ELU)

A. Condition de non fragilité / BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2, 1)

$$A > A_{min}$$

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

En travée :

$$A^t = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Aux appuis:

$$A^t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min}

donc la condition est vérifier

B. Espacement des barres (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

Armatures longitudinales : $S_t < \min \{2h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

C. Vérification de la condition d'adhérence**BAEL91modifié99 (Art :A.6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9.d.\Sigma U_i} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} \rightarrow \Psi_s = 1.5$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Paillasse

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9.d.\Sigma U_i} = \frac{36.68 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.00 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D. La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi_{traverse} \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm.}$$

Le BAEL propose d'adopter le crochet normal à 180° (A.6.1,253) de longueur d'encombrement de l'ancrage

$l_a = 0,4 \times l_s$ pour des aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $L_a = 12 \text{ cm}$

E. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**a./ Influence de l'effort tranchant sur le béton****BAEL91modifié99 (A.5. 1,313)**

$$\frac{T_u}{b \cdot 0.9d} \leq 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \cdot T_u}{b \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 36.68 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.T_u}{b.0.9d} = 0.45 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée .}$$

b./ Influence de l'effort tranchant sur les armatures BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section

D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{min} \geq A_s = \frac{\gamma_s \times \vartheta_u}{f_u}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times \vartheta_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 36.68 \times 10^3}{400} = 1.05 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_{min} = 2.17 >$

1.05. cm² condition vérifier

F. contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1,211)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

Avec : $T_{max} = 36.68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{36.68 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Conclusion :

Ferraillage des paillasses (calcul d'armatures à l'ELU):

En travée :

Armatures longitudinales :

$$\text{Soit : } A^t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Avec un espacements $St = 15 \text{ cm}$

Armateur de répartition :

$$\text{Soit : } A_r^a = 2HA8 = 1.00\text{cm}^2$$

Avec un espacements $St=35$ cm

Aux appuis :

Armatures longitudinales :

$$\text{Soit : } A^t = 2HA10 = 1.57\text{cm}^2$$

Avec un espacements $St=20$ cm

Armateur de répartition :

$$\text{Soit : } A_r^a = 2HA8 = 1.00\text{cm}^2$$

Avec un espacements $St=35$ cm

CHAPITRE 04:

Modélisation sur robot

IV PRESENTATION DE LOGICIEL :

IV .1. Description générale du logiciel ROBOT 2016 :

Le logiciel Robot est un outil de CAO/DAO développé par Autodesk dédié à la modélisation, à l'analyse et au dimensionnement de diverses structures. Il permet de créer des modèles de structures, de réaliser des calculs, de vérifier les résultats, de dimensionner les éléments spécifiques, et enfin, de générer la documentation nécessaire pour les structures calculées. Il est largement utilisé dans le domaine de la construction pour concevoir, analyser et simuler des structures complexes comme les bâtiments et les ponts, en fournissant une solution complète pour les ingénieurs.



Figure.IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2019.

Modélisation avec le logiciel ROBOT :

Choix de la méthode de calcul :

La méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99/MOD 2003] :

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. Si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.

b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II , groupe d'usage II a).

La méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.1.3 RPA 99/MOD 2003] :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4.1.3 RPA 99/MOD 2003]:

IV .1.1. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a dû suivre plusieurs étapes qui sont :

A. Création du model géométrique :

1. Choix du type de structure :

Pour notre cas on choisit "Etude d'une Coque" comme montré sur la figure IV.2.

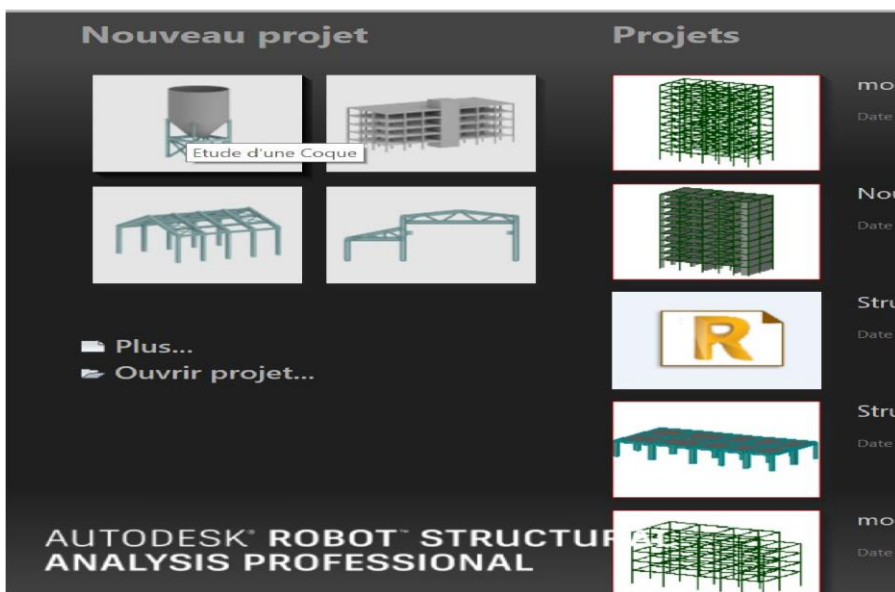


Figure IV.2 : Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; **Désactiver la grille** :

→Outils => mode d'accrochage => décocher la case de la grille.

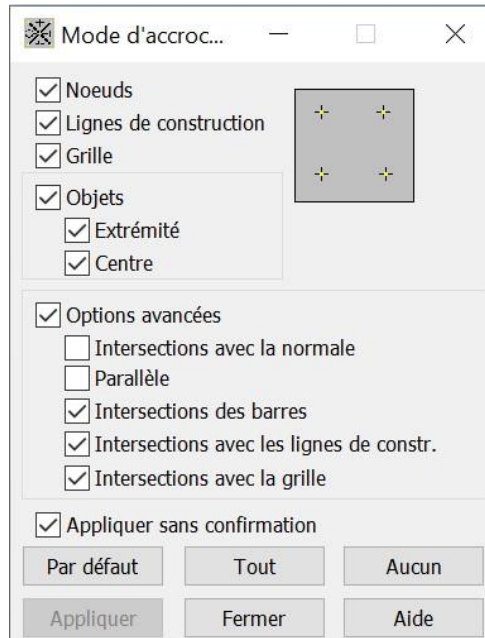
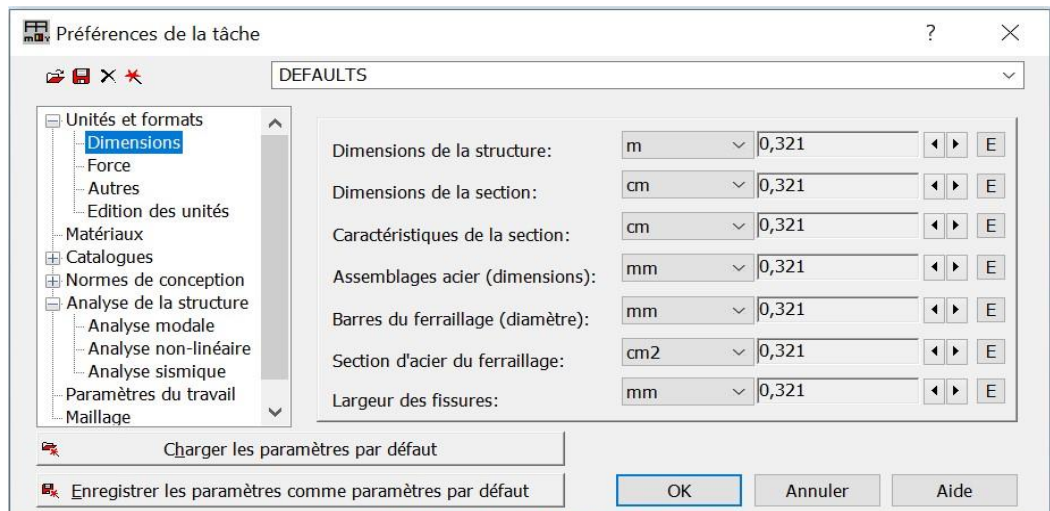


Figure IV. 3 : Désactivation de la Grille.

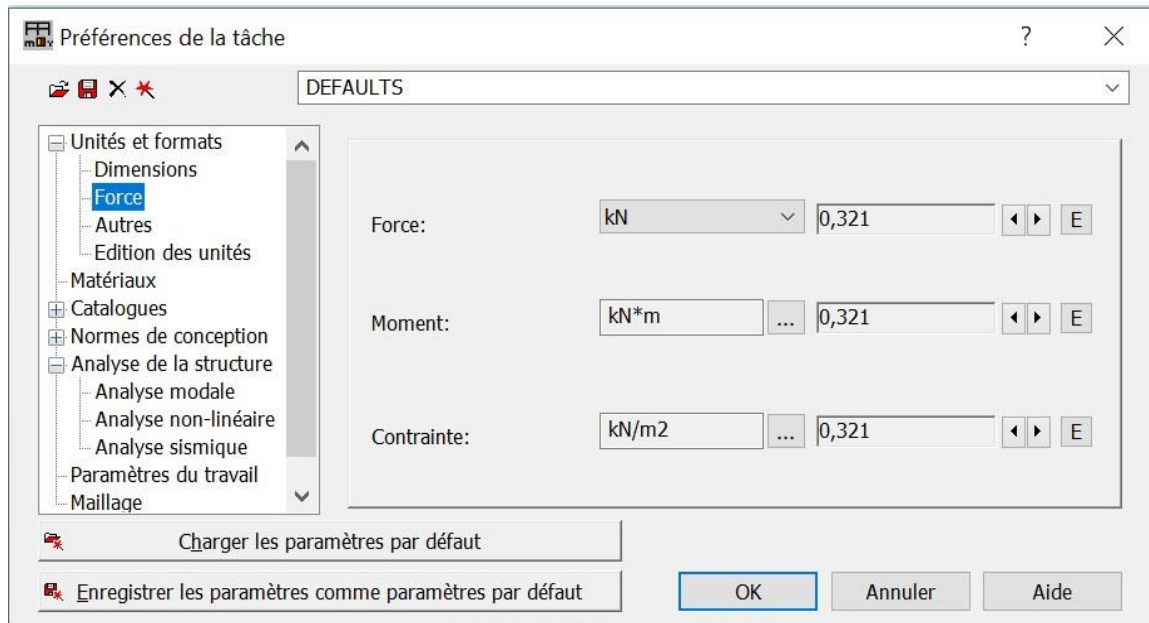
2. Configuration des paramètres du travail :

Dans le menu « outils » on choisit « préférences de l’affaire » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l’affaire.

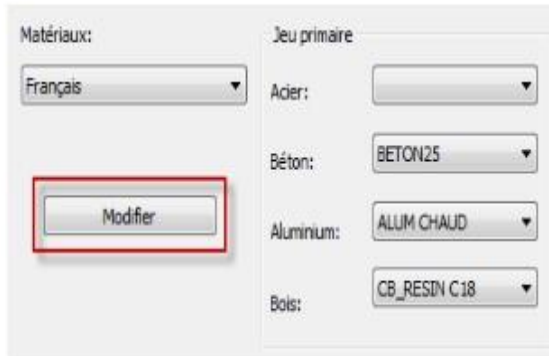
⇒ **Dimensions :**



⇒ Forces :



⇒ Matériaux :

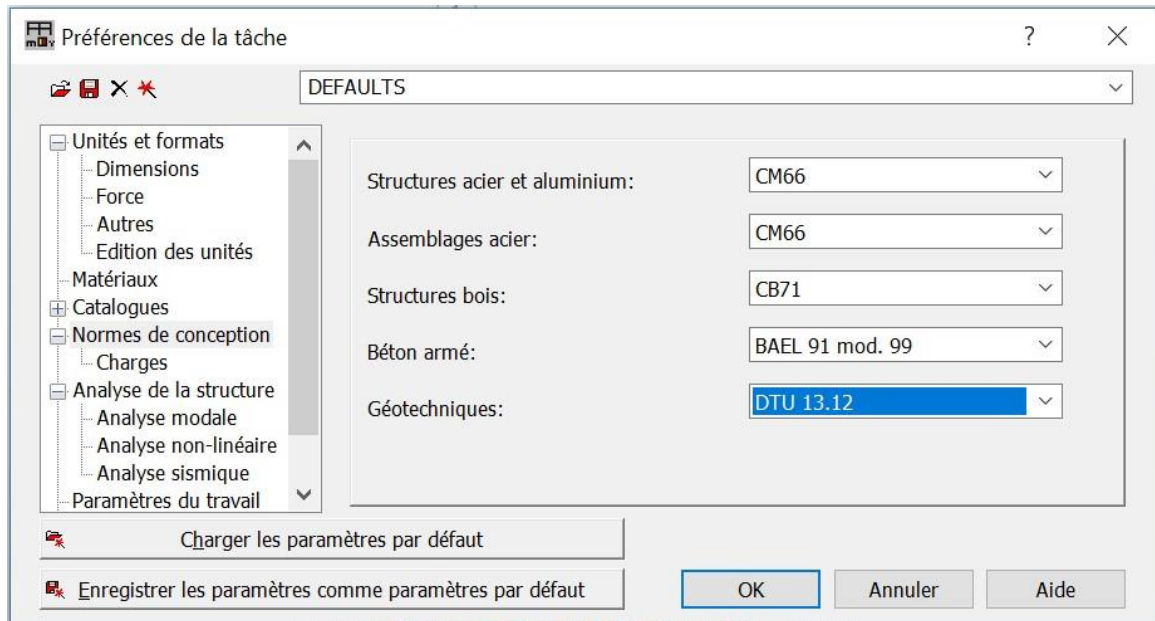


Nom: Descrip:

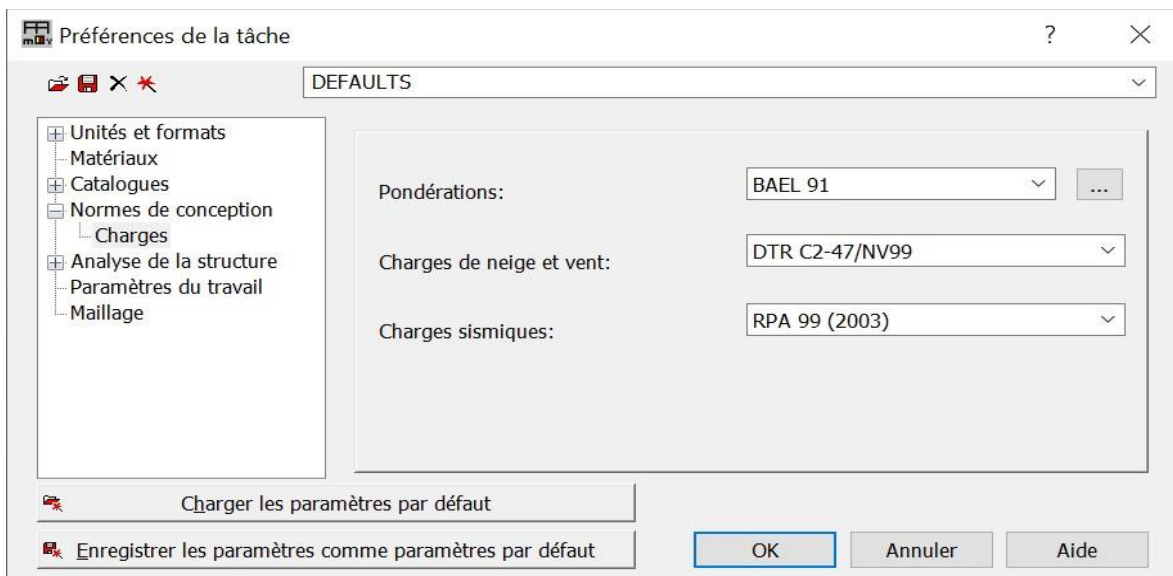
Elasticité		
module de Young E:	32161,200	(MPa)
coefficient de Poisson ν:	0,2	
module de cisaillement G:	13300,000	(MPa)
Poids spécifique (poids unitaire):	25,000	(kN/m ³)
Expansion thermique:	0,000010	(1/°C)
Coefficient d'amortissement:	0,04	



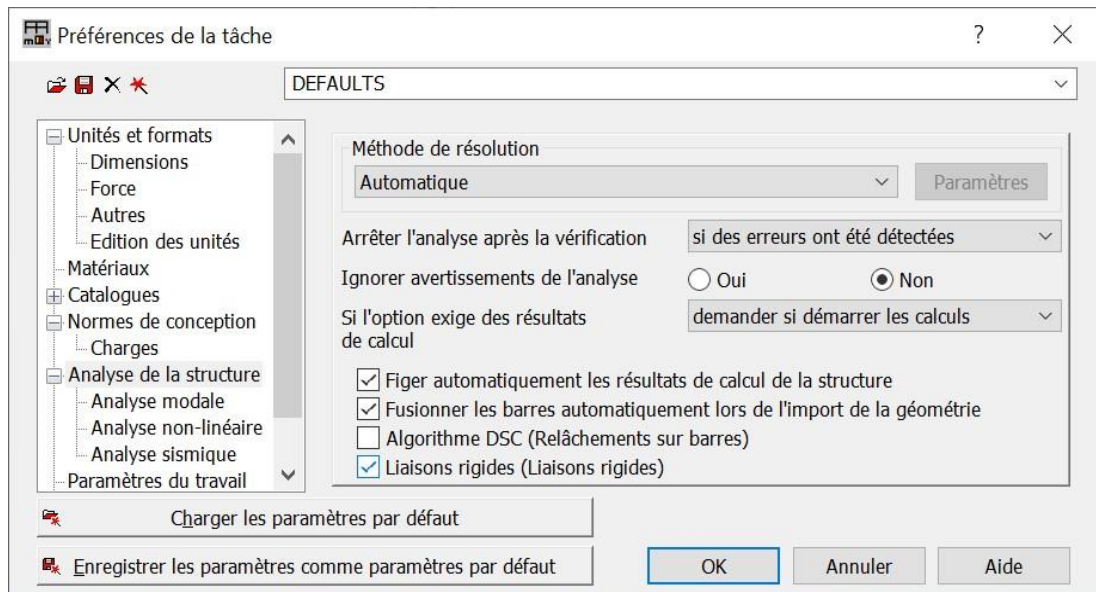
⇒ Normes de conception :



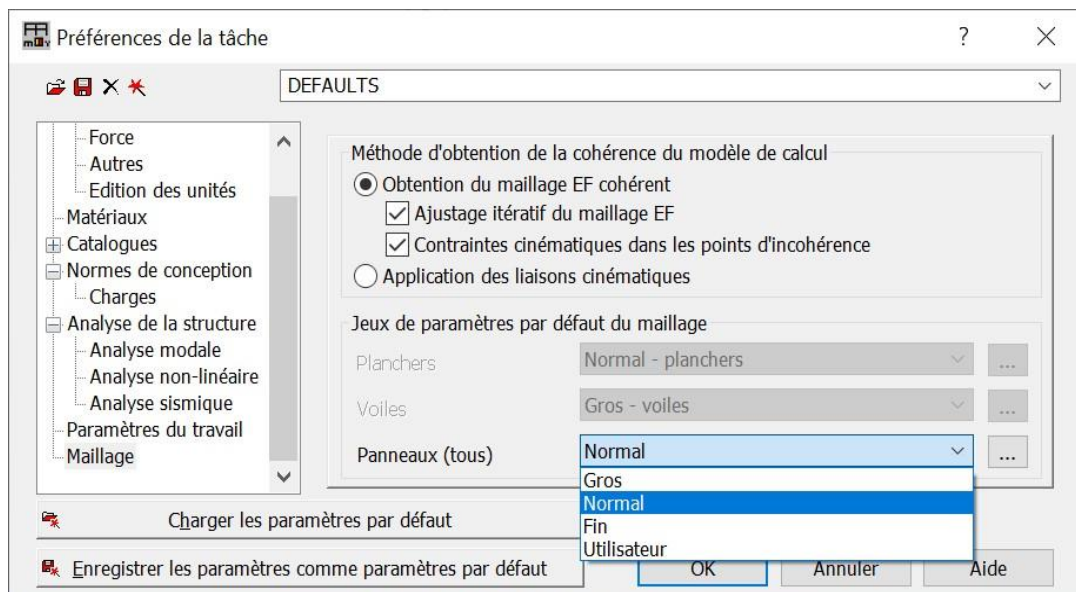
⇒ Charges :



⇒ Analyse de la structure :



⇒ Maillage :



3. Lignes de construction :

→Structure => lignes de constructions => introduire les cotes des lignes de construction de la structure dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

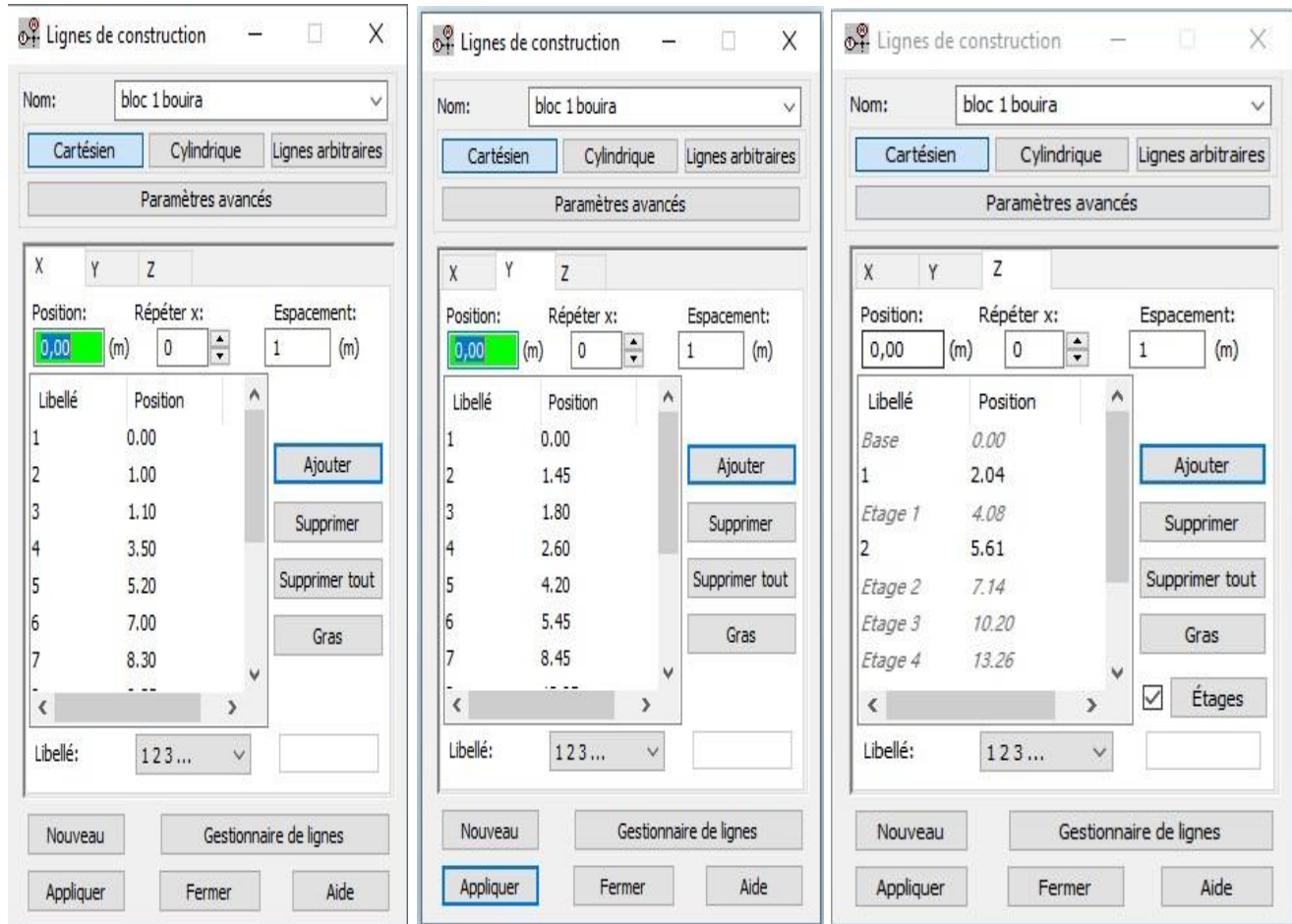



Figure IV. 4 : Lignes de construction.

4. Définition des éléments :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure => Caractéristiques => Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur  l'icône :

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments

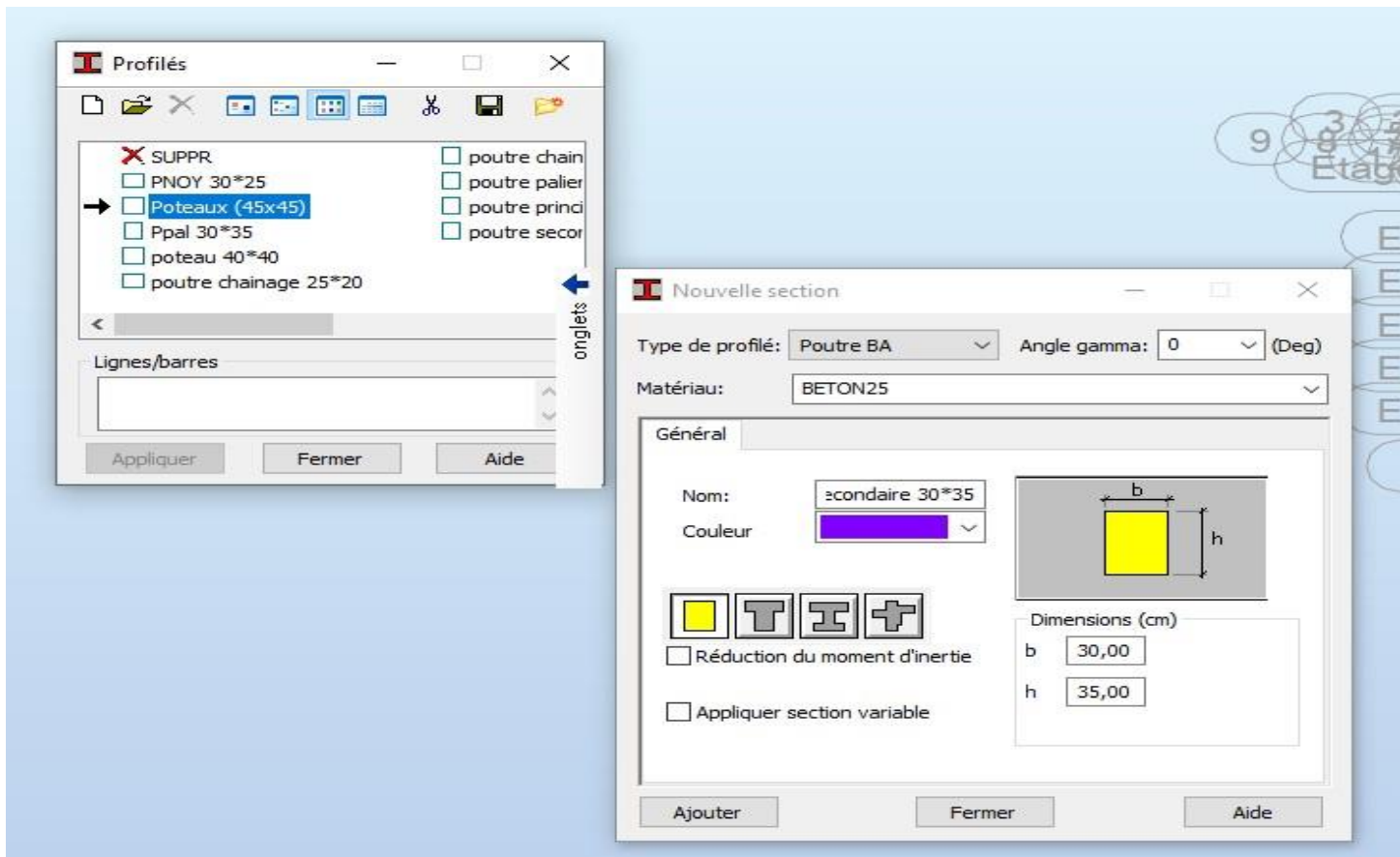


Figure IV. 5 : choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

5.1 Eléments barres :

Structure => barre => choisir le type et la section de l'élément.

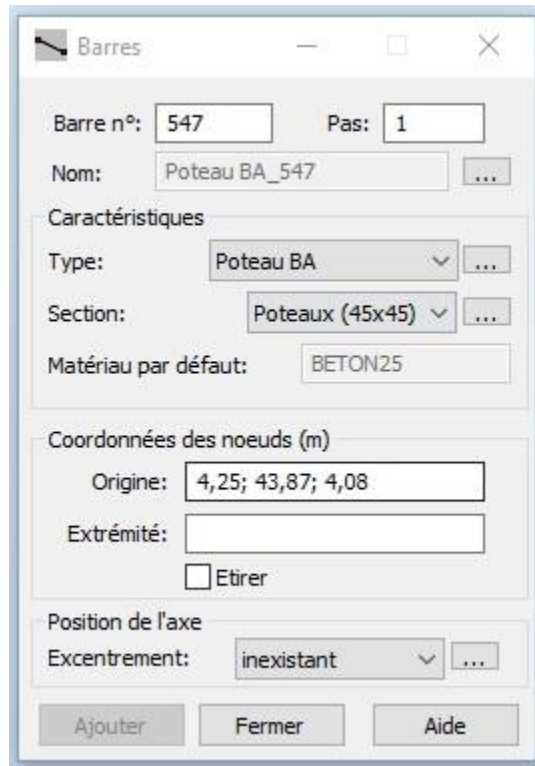



Figure IV. 6 : Modélisation des éléments barre.

5.2 Eléments surfaciques :

→ Plancher :

1^{ère} étape :

Définition de l'épaisseur : Structure => caractéristiques => Epaisseur EF. 

La direction : toujours dans la direction des poutrelles

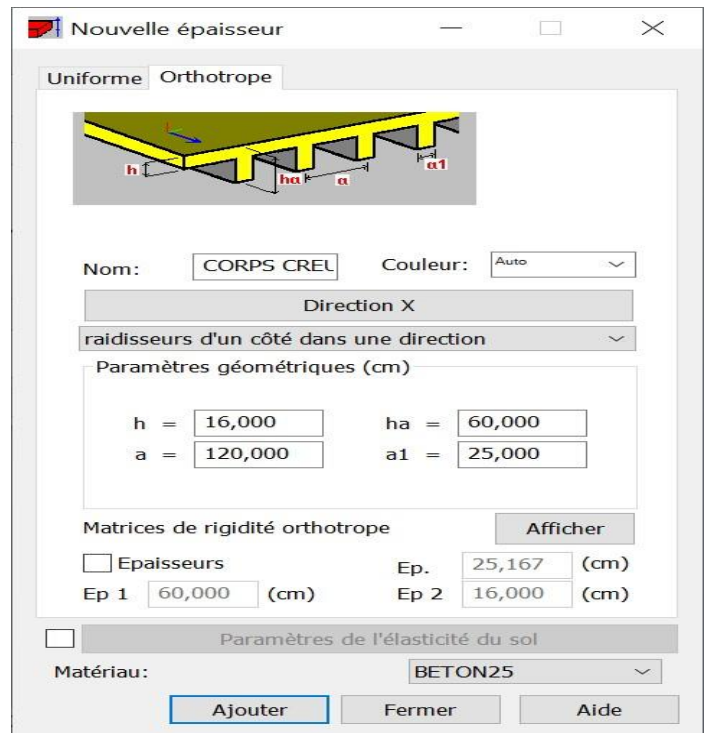


Figure IV. 7 : Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape :

Affectation du plancher : Structure
=> plancher

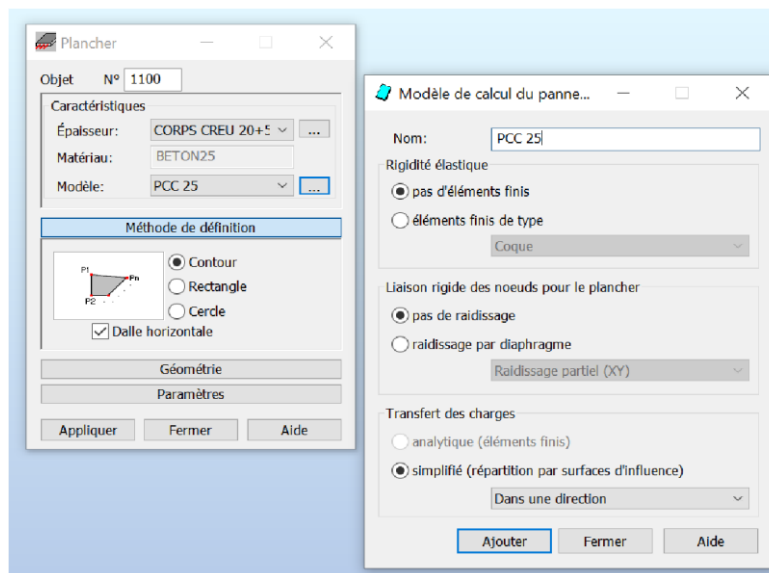


Figure IV.8 : Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

• Dalle pleine :

Structure => caractéristiques => épaisseur EF => définir nouvelle épaisseur.

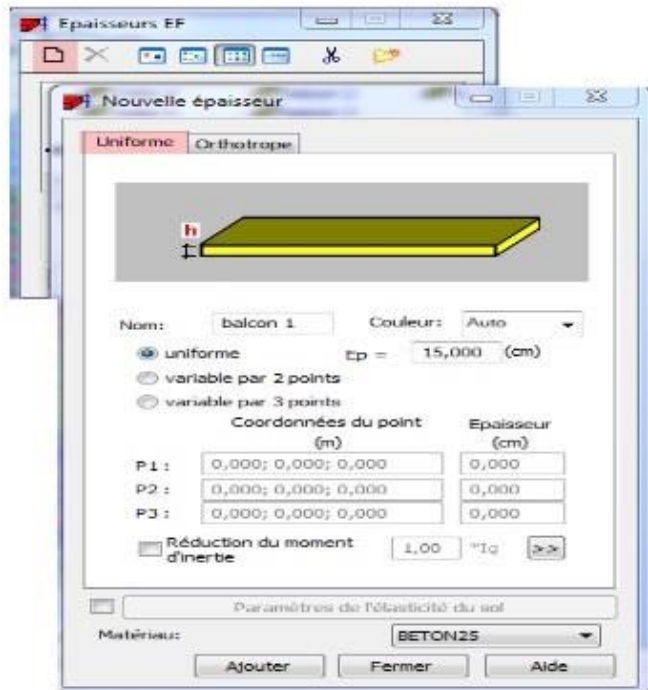


Figure IV.9 : Définition d'une dalle pleine.

Structure => objet => polyline-contour => paramètres => choisir panneau => délimiter la surface de la dalle pleine.

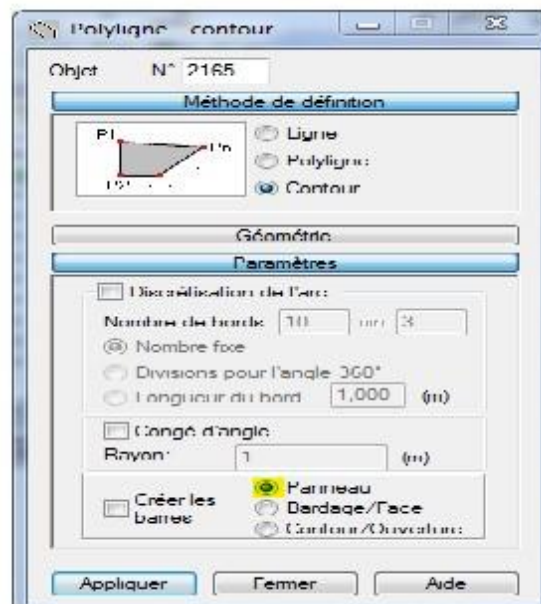


Figure IV.10: Affectation d'un élément surfacique (DP).

Définition des voiles :


Cliquer sur l'icône  => Définir nouvelle épaisseur => choisir l'onglet "Uniforme" => introduire le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Figure IV.11: Définition des voiles.

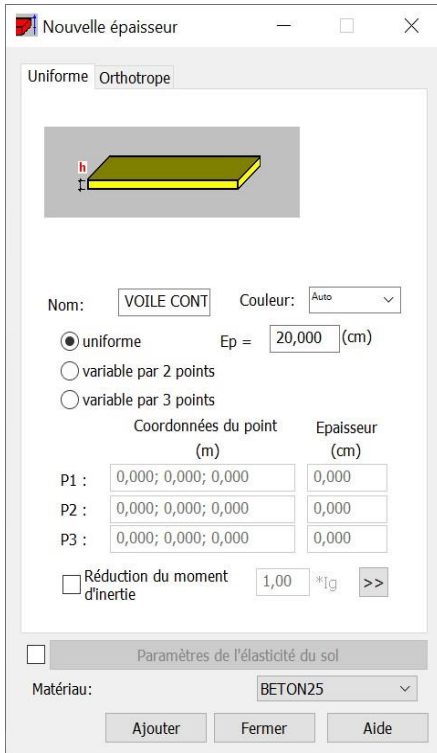
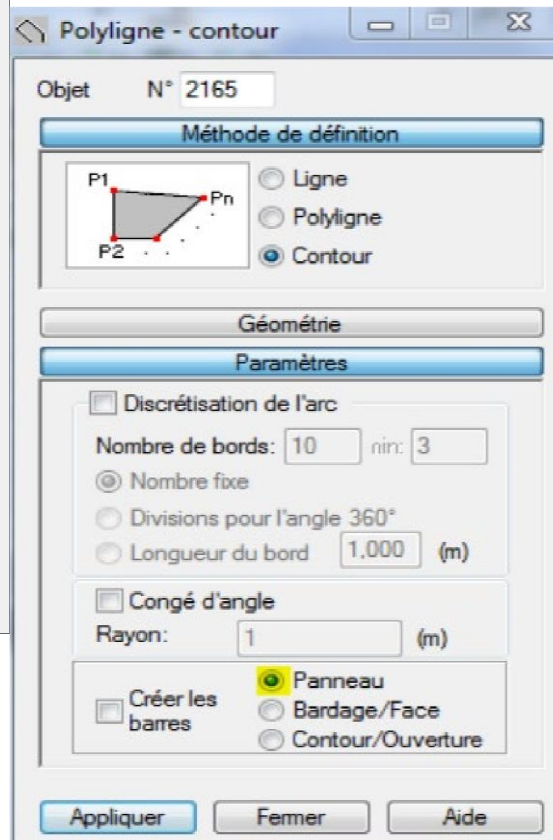


Figure IV.12: Modélisation

des voiles.



Cliquer sur l'icône "Polyligne - contour" => Paramètres => cocher la case contour et panneau

7.Encastrement de la structure :

Pour l'encastrement des poteaux :

Afficher le plan XY => afficher le numéro des nœuds => sélectionner les nœuds => structure => appuis => nodaux => encastrement.

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers :

Sélectionner les voiles et la volée => cliquer sur l'onglet "Linéaires" => Encastrement.

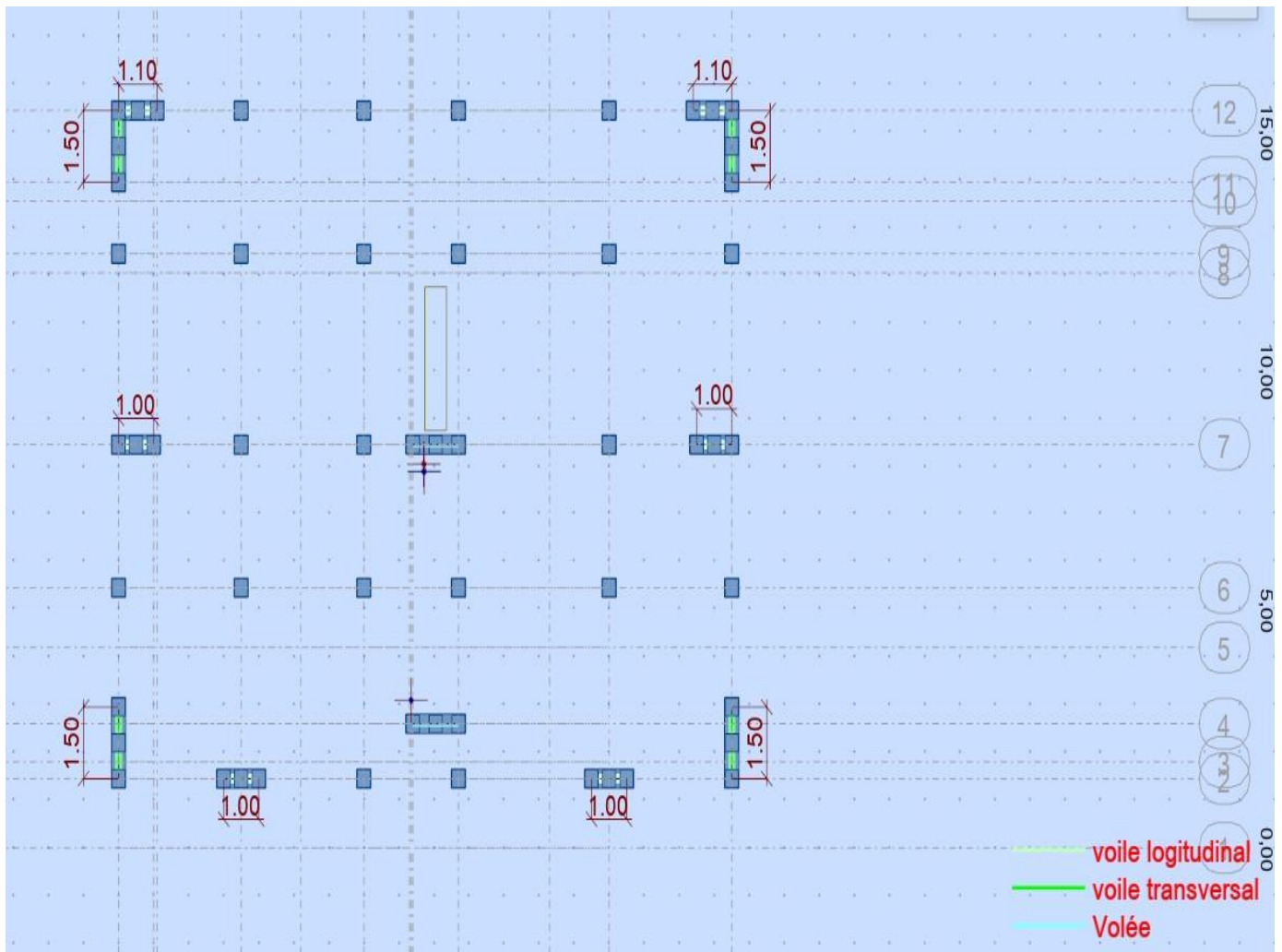


Figure IV.13 : position des voiles

8. Définitions des cas de charges statiques (G et Q) :

Chargement => Cas de charge => choisir la nature et le nom => cliquer sur "Nouveau"

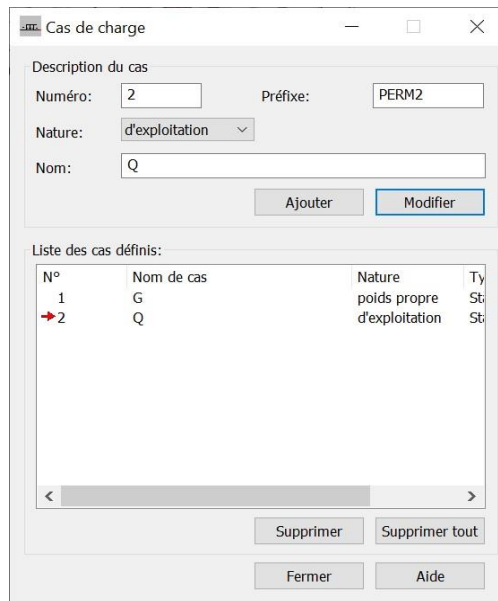


Figure IV.14 : Définition des charges.

a. Poids de la structure : $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$

⇒ Analyse => type d'analyse => masse.

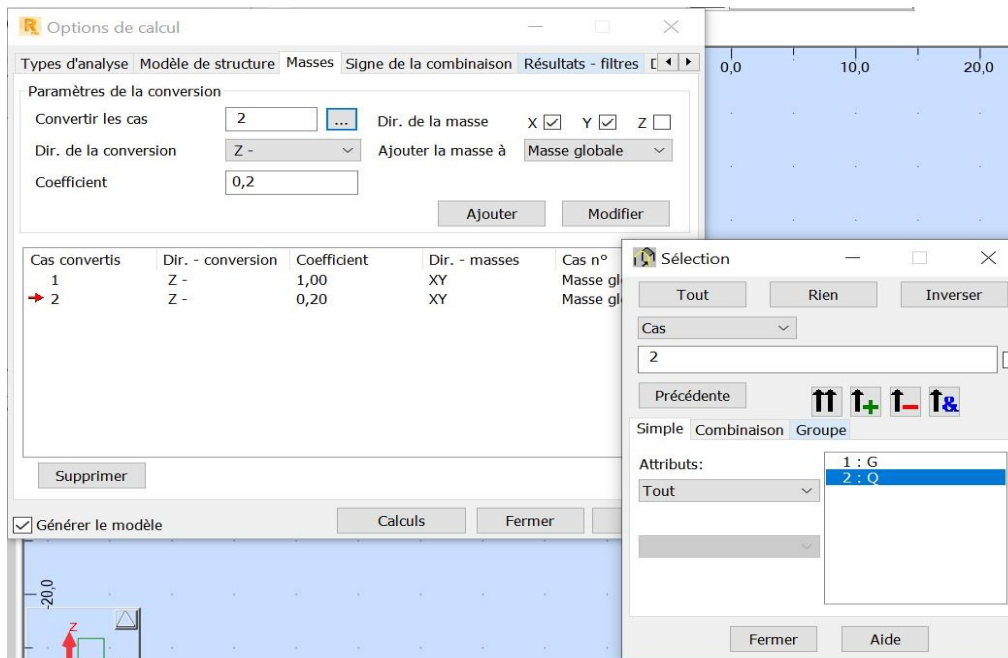


Figure IV.17 : Définition de la masse sismique.

b. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

⇒ Analyse ⇒ type d'analyse ⇒ type d'analyse ⇒ Nouveau ⇒ Modale
⇒ OK.

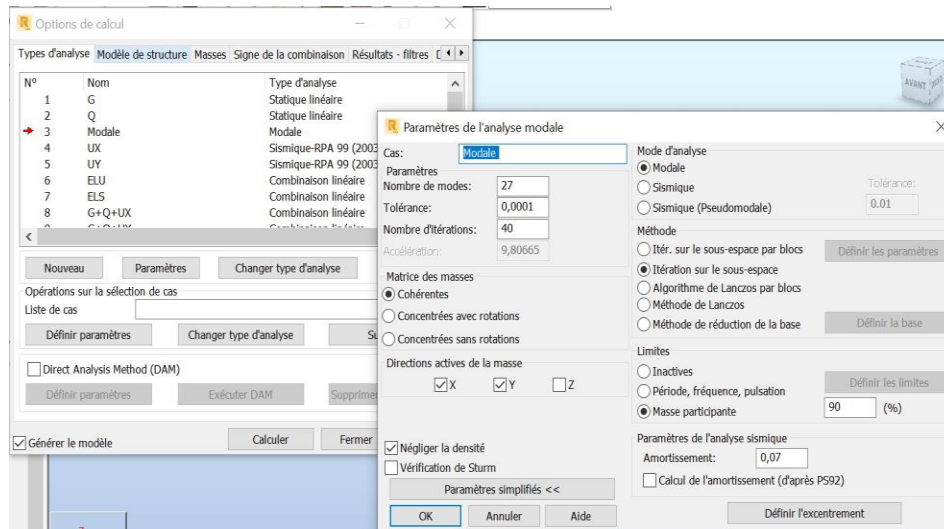


Figure IV.18 : Paramètres de l'analyse modale.

c. Analyse sismique :

Vérification du comportement de la structure vis-à-vis du séisme UX et UY.

Analyse ⇒ type d'analyse ⇒ type d'analyse ⇒ Nouveau ⇒ Sismique.

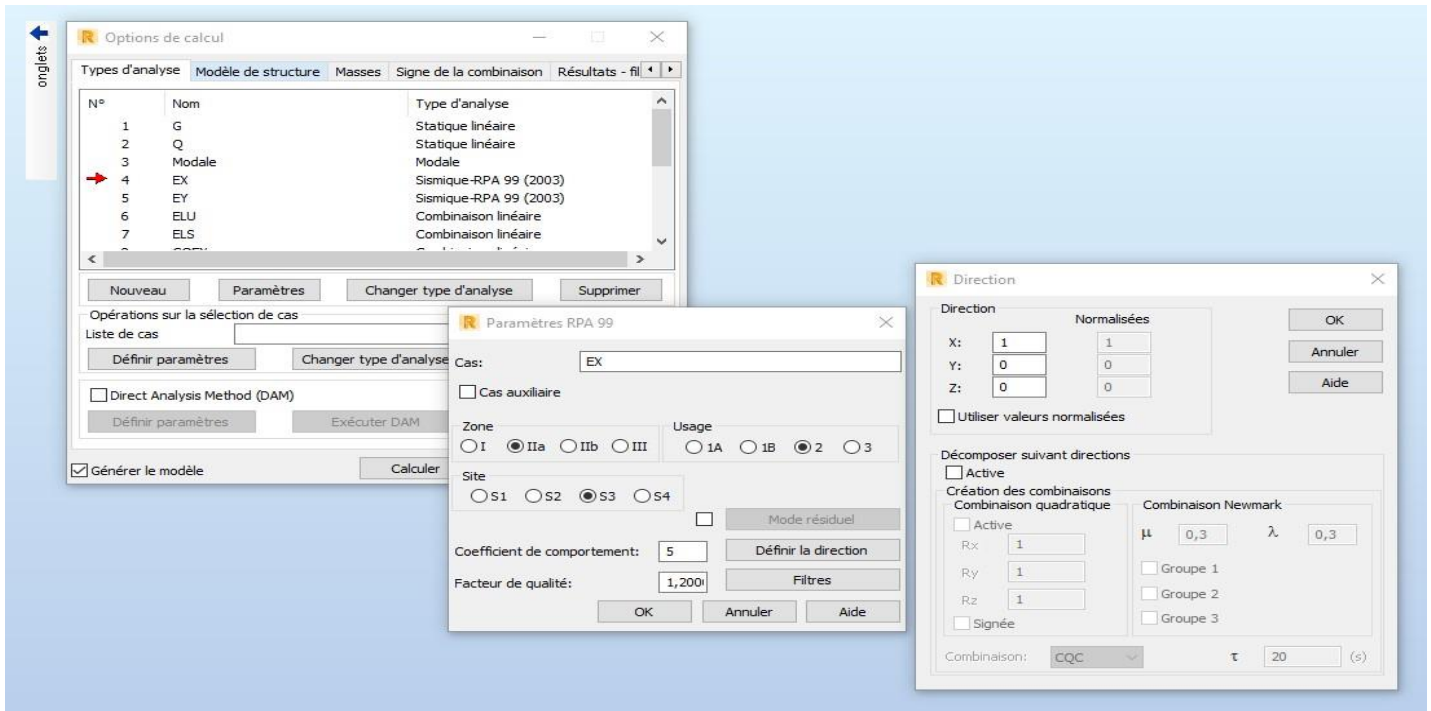


Figure IV.19 : Paramètres de l'analyse sismique.

d. Les combinaisons d'actions :

Charge => combinaison manuel => choisir le type de la combinaison et sa nature.

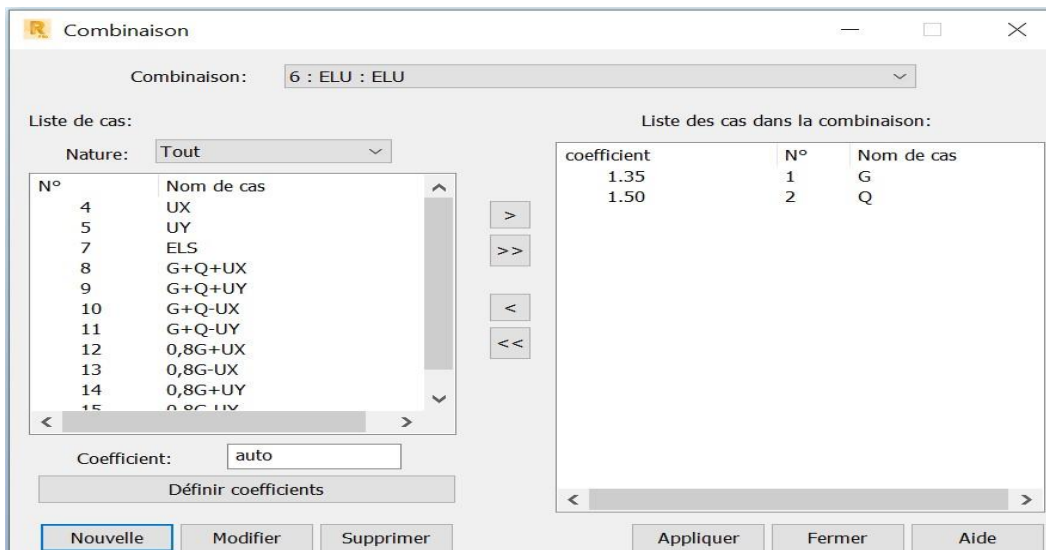


Figure IV.20 : Définition des combinaisons d'actions.

Introduire les charges statiques " ELU, ELS ", le poids et les combinaisons sismiques "G + Q ± E ; 0.8 G ± E".

e. Le maillage :



- Sélectionner barres => famille panneau => on sélectionne le tout sauf les PEC et PET.
- Analyse => maillage => options de maillage.
- Analyse => Générer le modèle de calcul => le maillage se fait automatiquement.

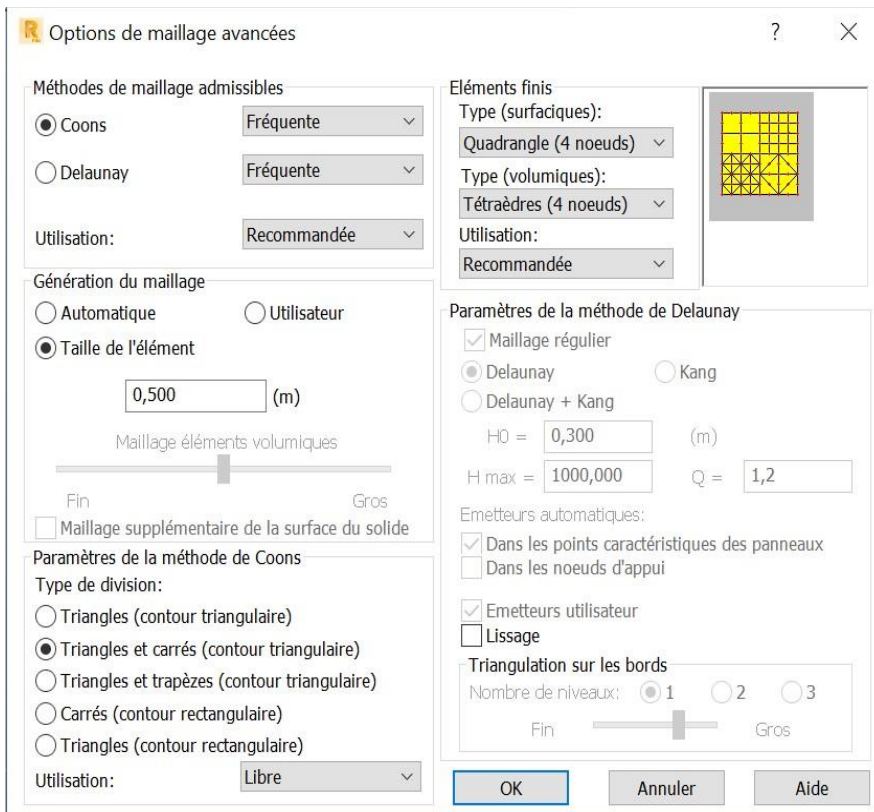


Figure IV.21 : Définition de maillage.

f. Liaisons rigides (diaphragme) :

- Structure => caractéristiques additionnelles => liaisons rigides.
- Double clic sur membrane.
- Afficher les numéros des nœuds => cliquer dans la zone "**nœuds maitres**" => sélectionner graphiquement le nœud maitre ou écrire son numéro => cliquer dans la zone "**sélectionner les nœuds esclaves**" => sélectionner

graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros => cliquer sur "appliquer".

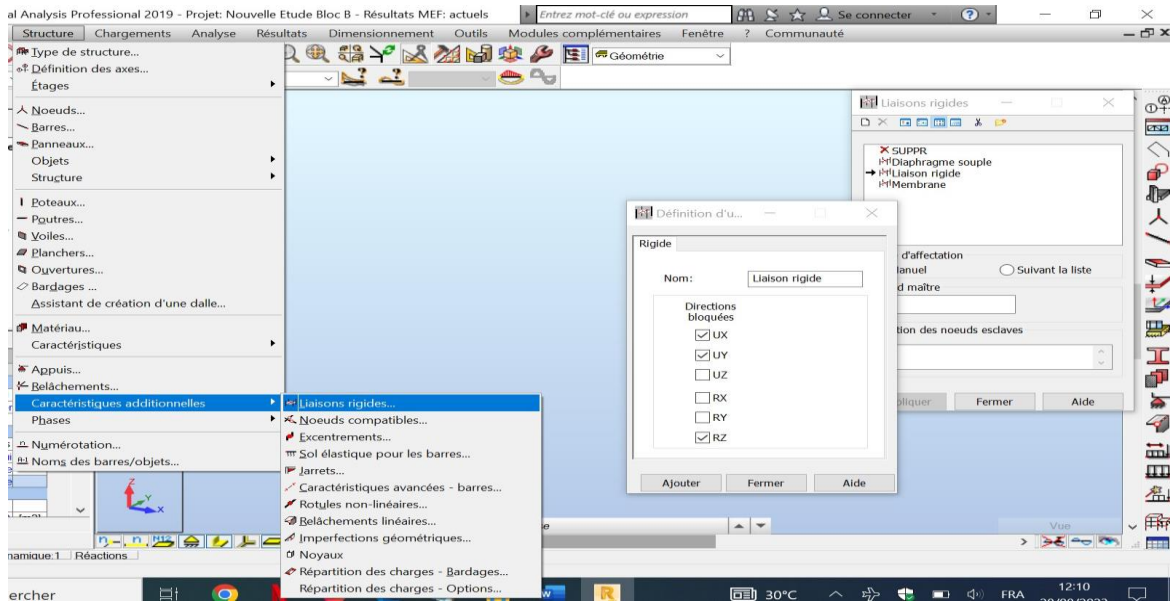


Figure IV.22 :Liaisons rigides.

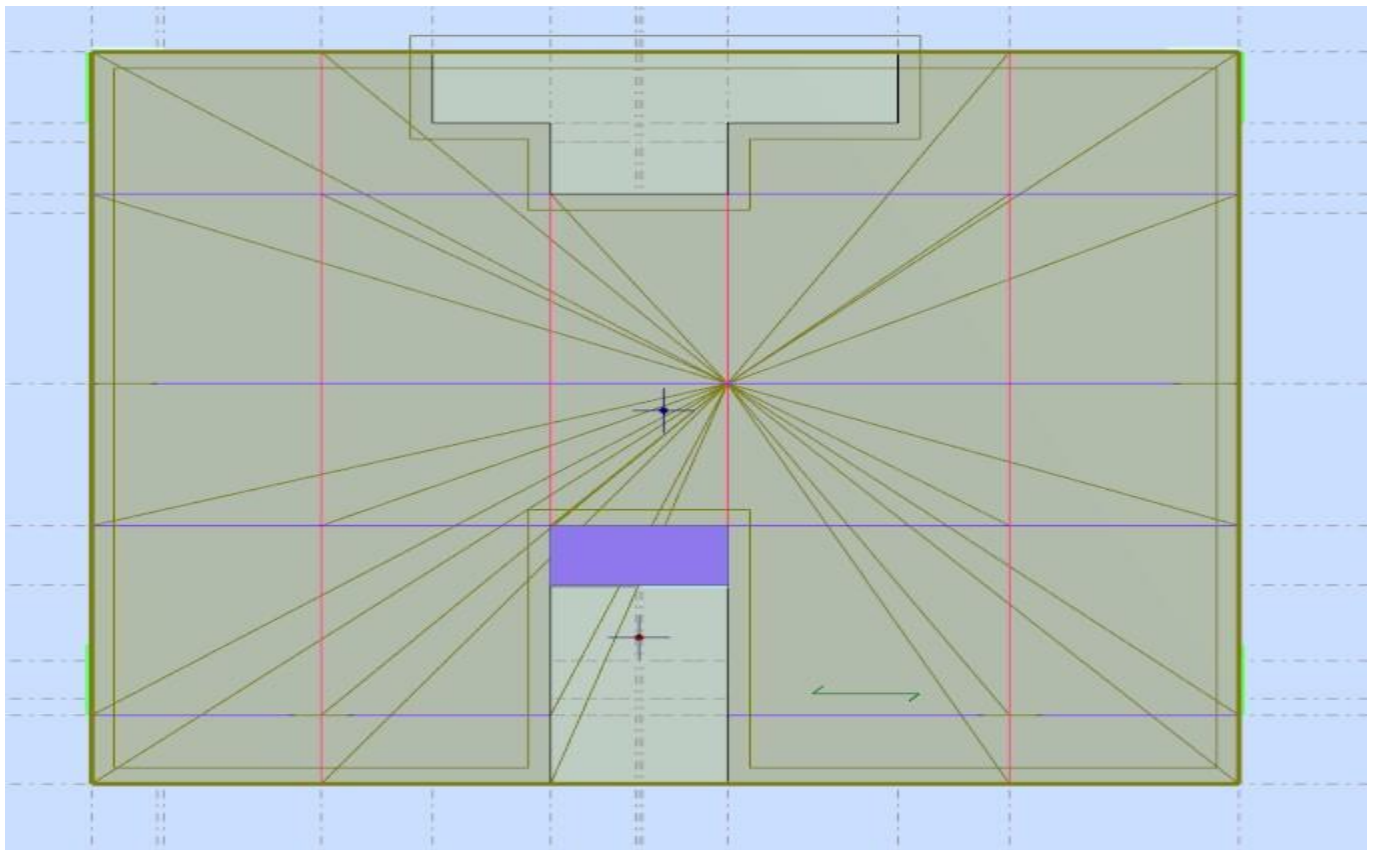


Figure IV.23 : Application de la liaison rigide.

- Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

g. Définition des étages :

- Afficher le plan XZ ou YZ => Structure => étage.
- Cliquer sur "définition graphique" => définir graphiquement

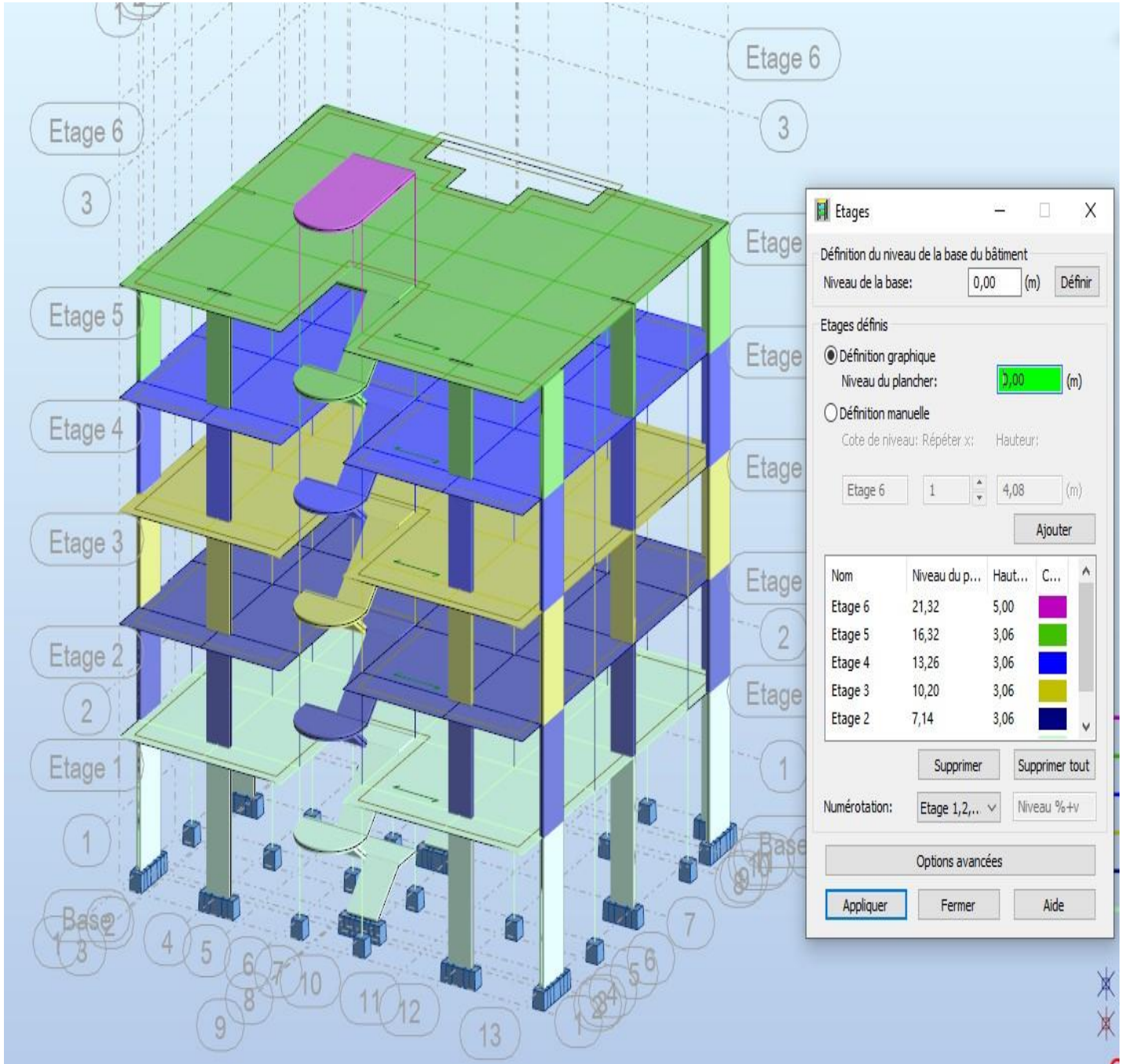



Figure IV.24 : Définition des étages.

h. Calcul de la structure :

Analyse => Calculer => ou avec l'icône .

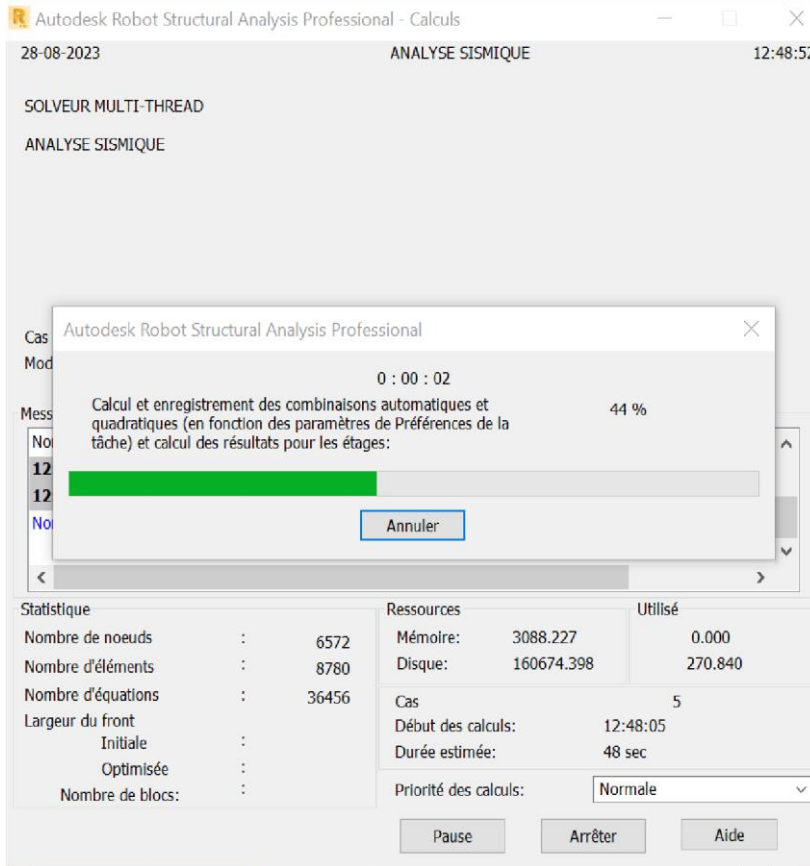


Figure IV.25 : Lancement du calcul.

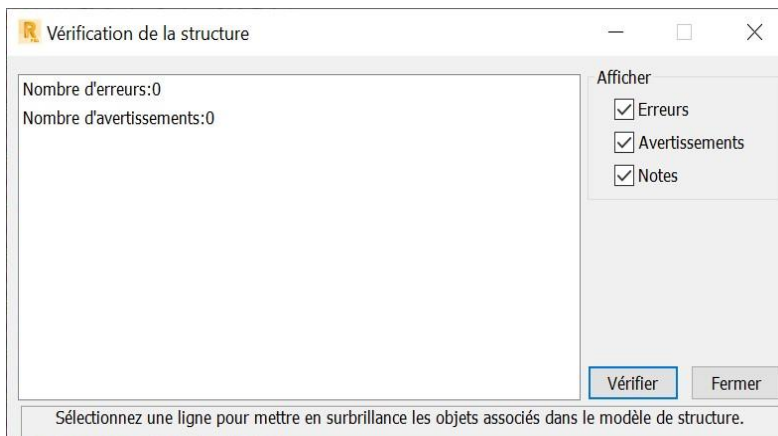


Figure IV.26 : Résultat du calcul.

IV.3. Justification des données introduites au logiciel ROBOT :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré de protection acceptable. Pour cela on doit vérifier plusieurs conditions.

Afin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallu lui introduire les paramètres suivants :

Paramètres du RPA : [CHAPITRE III : Critères de classification du RPA99 mod 2003]

ZONE	USAGE	SITE
II a	2	S3

Tableau IV.1 : Paramètres du RPA.

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : la charge permanente.

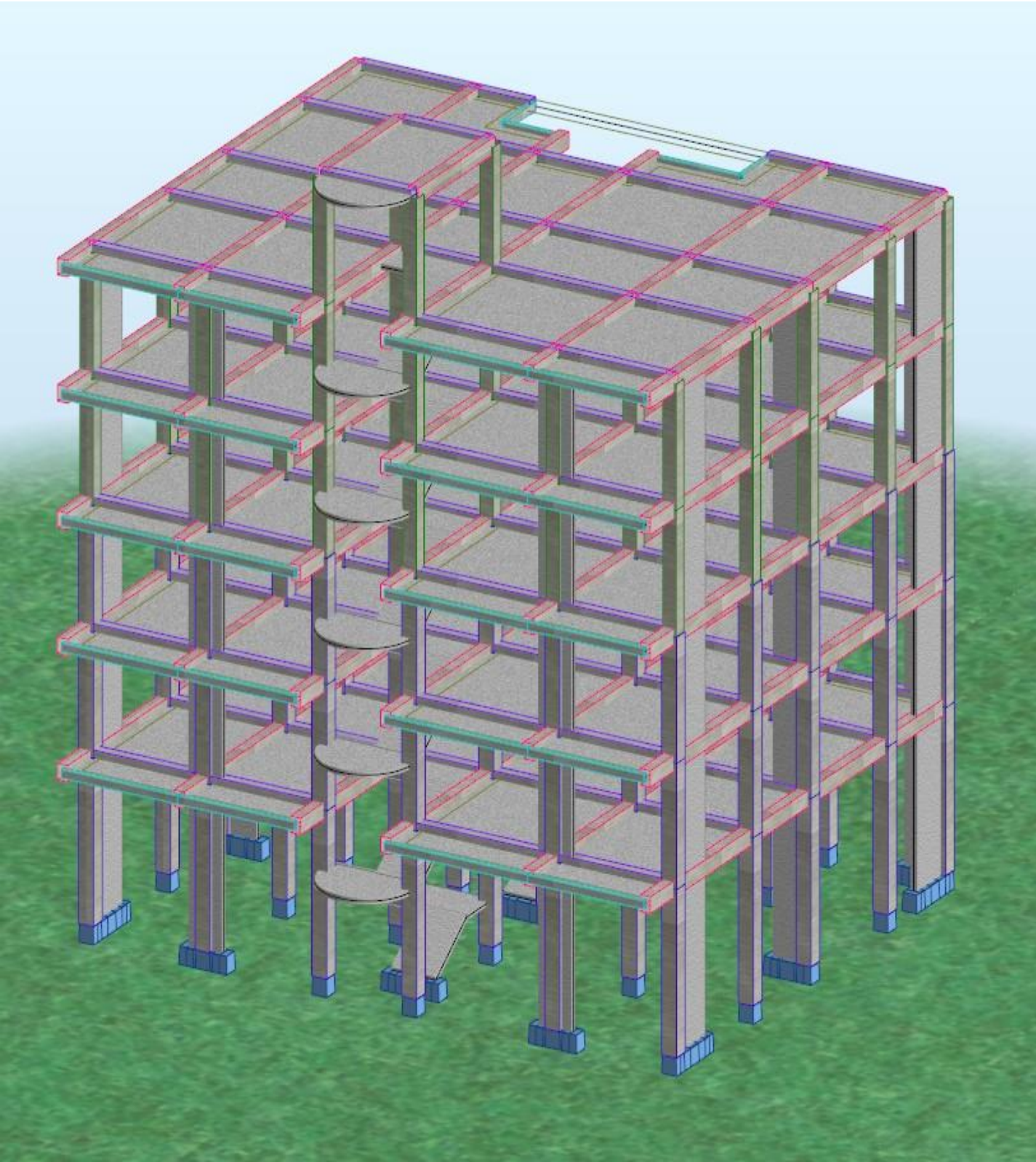
Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

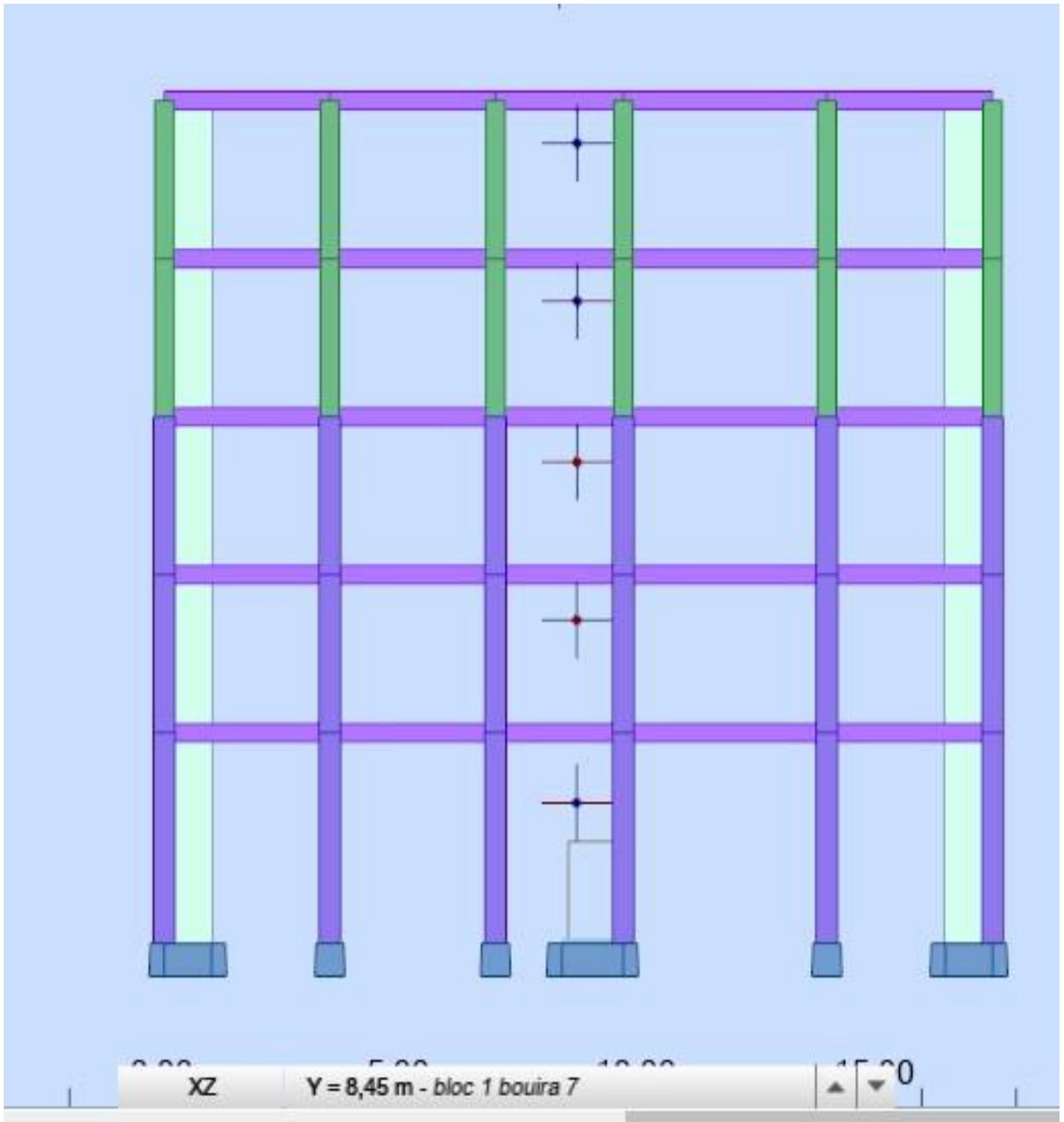
IV.4. Vérifications et interprétation des résultats :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans cette partie on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes dans les éléments de la structure).

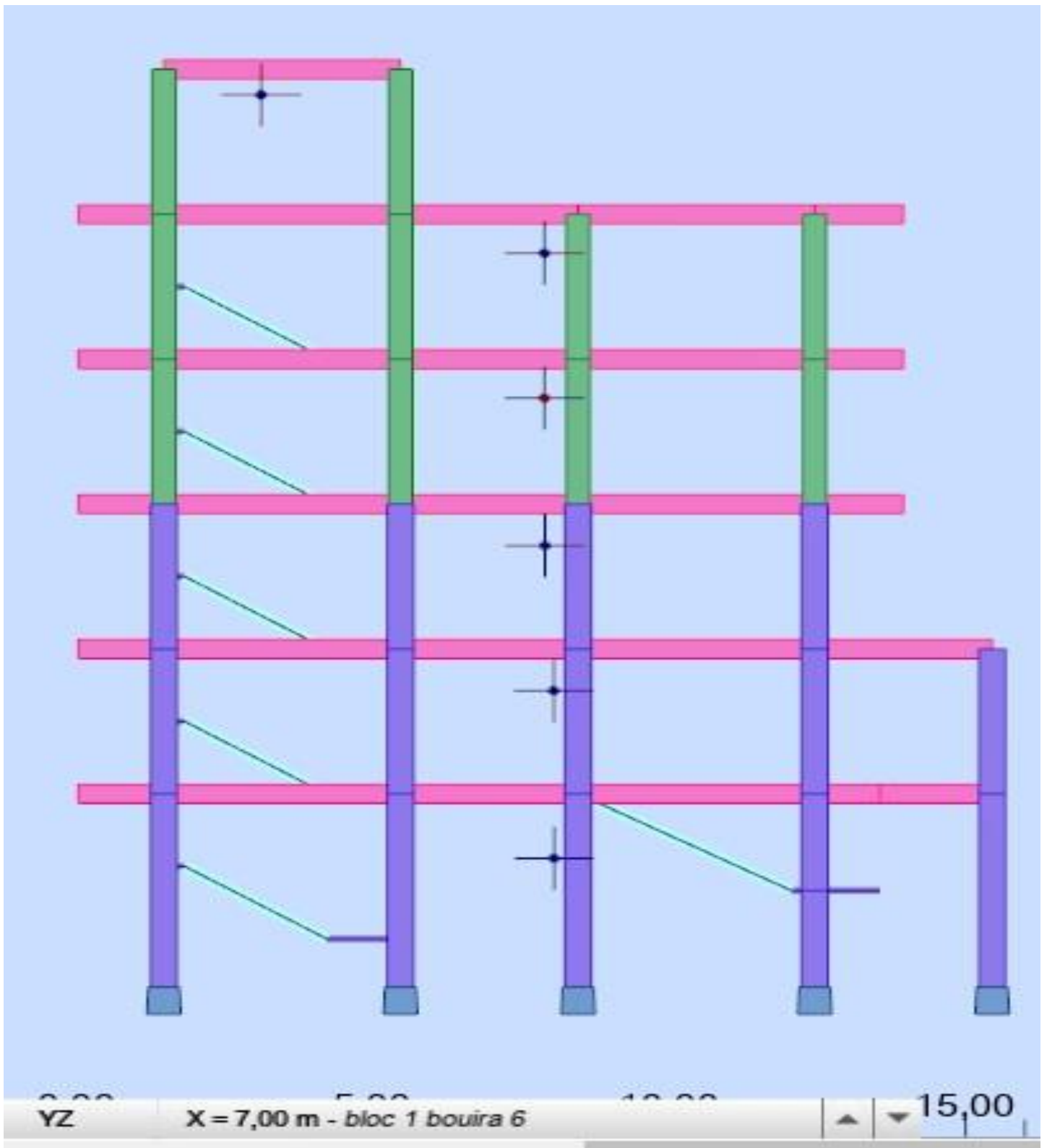
Vue en 3D :



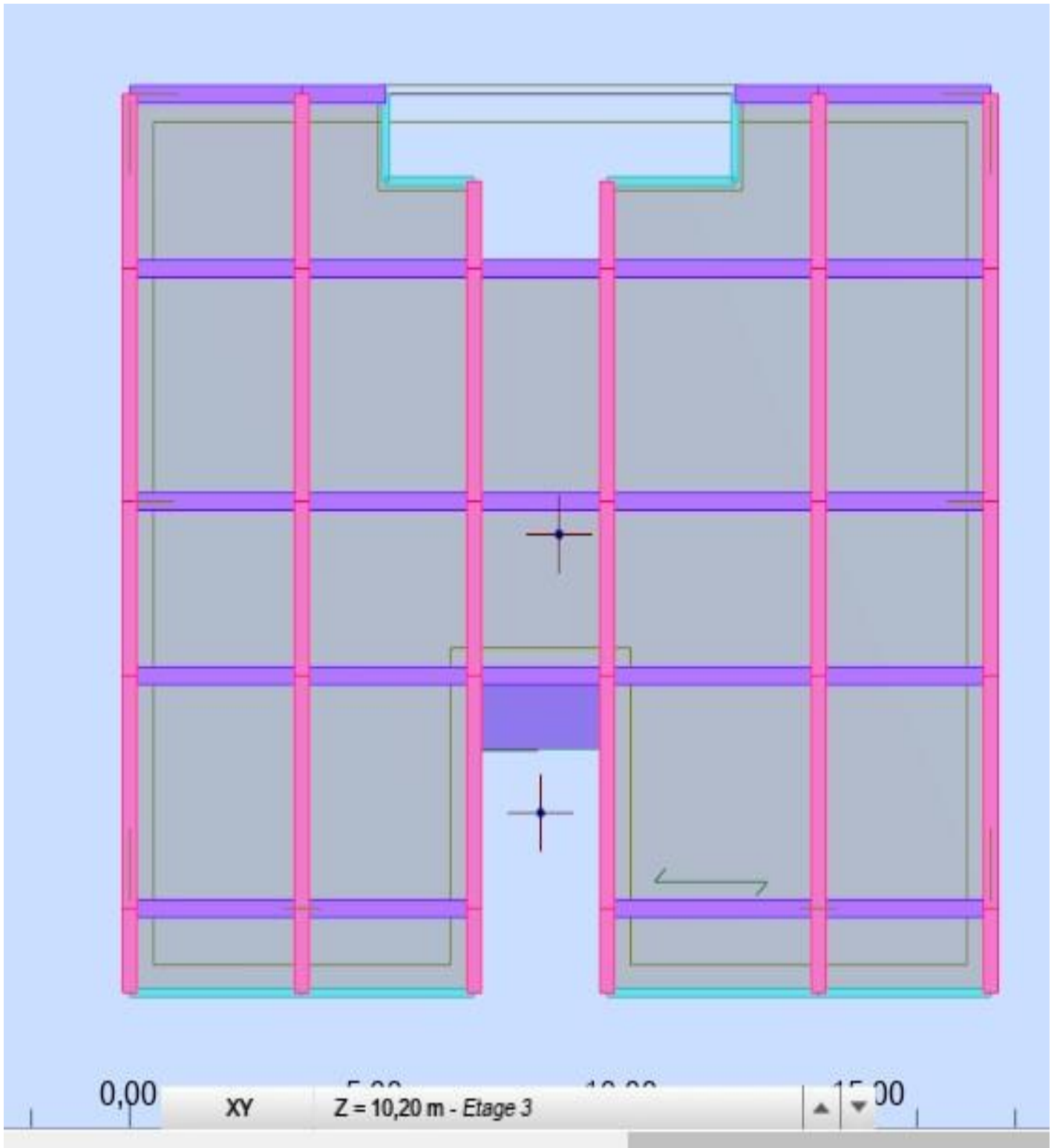
Vue en portique plan XZ :



Vue en portique plan YZ :



Vue en portique plan XY :



Chapitre 05:
Vérifications des exigences du
RPA

V. Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique ; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Valeurs du coefficient de comportement R.

On prend les valeurs de ces tableaux :

Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total $N_t=$	8673.27 [KN]	100 %
Effort Normal Voiles $N_v=$	1253.62 [KN]	14.45 %
Effort Normal Portiques $N_p=$	7419.65 [KN]	85.55 %

Charges verticales.

$$\text{Avec: } \%N_{voile} = \frac{N_{voile}}{N_{tot}} \times 100 = \frac{1253.62}{8673.27} \times 100 = 14.45\%$$

$$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100 = \frac{7419.65}{8673.27} \times 100 = 85.55\%$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (Fz) sous la combinaison (G+Q).

Effort horizontal total : [KN]	Fx	730.89	100%
	Fy	684.85	100%
Effort horizontal voiles : [KN]	Fx	388.29	53.13%
	Fy	410.99	60.01%
Effort horizontal portiques : [KN]	Fx	342.6	46.87%
	Fy	273.86	39.99%

Avec : $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100.$

$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100.$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (Fx et Fy) sous la combinaison (Ex et Ey) respectivement.

Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré protection acceptable. On doit vérifier les conditions nécessaires :

V. 1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d’au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,446	0,409	81,975	0,041	81,975	0,041	728561,521	728561,521
3/ 2	3,055	0,327	82,054	72,198	0,079	72,156	728561,521	728561,521
3/ 3	3,743	0,267	82,115	79,999	0,061	7,802	728561,521	728561,521
3/ 4	8,046	0,124	93,729	80,000	11,614	0,001	728561,521	728561,521
3/ 5	9,731	0,103	93,729	85,944	0,000	5,944	728561,521	728561,521
3/ 6	10,140	0,099	93,730	86,711	0,001	0,767	728561,521	728561,521
3/ 7	10,602	0,094	93,747	92,188	0,016	5,476	728561,521	728561,521
3/ 8	11,775	0,085	94,073	92,249	0,327	0,062	728561,521	728561,521
3/ 9	12,273	0,081	94,261	92,454	0,188	0,205	728561,521	728561,521
3/ 10	12,366	0,081	94,366	92,481	0,104	0,026	728561,521	728561,521
3/ 11	13,112	0,076	94,788	93,107	0,423	0,626	728561,521	728561,521
3/ 12	13,579	0,074	95,195	93,752	0,407	0,646	728561,521	728561,521
3/ 13	13,713	0,073	95,243	93,821	0,048	0,068	728561,521	728561,521
3/ 14	13,958	0,072	95,249	93,834	0,006	0,013	728561,521	728561,521
3/ 15	14,283	0,070	95,381	94,122	0,133	0,288	728561,521	728561,521

Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte

Dans le sens x-x au mode 7=93.747

Dans le sens y-y au mode 7=92.188

Donc **condition vérifier**

V. 2.Estimation de la période fondamentale de la structure :

[Art 4.2.4 du RPA 99 / version 2003] :

La période :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots\dots \text{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	C_T
1	portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie,	0,050

Valeurs du coefficient C_T .

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc : $T = 0,05 \times 19.38^{3/4} = 0.462 \text{sec}$

D'où: $T_{RPA} = 1,3 \times 0.462 = 0.600 [s] \geq T_{LOG} = 0.409 [s] \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$

v. 3.Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Barre/Noeud/Casi/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
22/ 683/ 6 (C)/	616,92	-2,16	0,42	-0,01	1,13	6,20
22/ 682/ 6 (C)/	616,92	-2,16	0,42	-0,01	-0,60	-2,62
24/ 686/ 6 (C)/	597,98	-1,83	0,29	-0,01	-0,46	-2,17
24/ 687/ 6 (C)/	597,98	-1,83	0,29	-0,01	0,74	5,30
23/ 684/ 6 (C)/	593,11	2,40	0,72	-0,01	-1,03	3,58
23/ 685/ 6 (C)/	593,11	2,40	0,72	-0,01	1,93	-6,21
7/ 653/ 6 (C)/	556,73	-1,87	-0,31	-0,01	-0,88	5,46
7/ 652/ 6 (C)/	556,73	-1,87	-0,31	-0,01	0,40	-2,17
208/ 10/ 6 (C)/	553,92	6,84	-0,94	-0,04	1,15	10,52
208/ 673/ 6 (C)/	553,92	6,84	-0,94	-0,04	-0,77	-3,43
207/ 10/ 6 (C)/	545,22	-8,76	-1,17	0,03	-1,53	8,42
207/ 672/ 6 (C)/	545,22	-8,76	-1,17	0,03	0,86	-9,44
18/ 675/ 6 (C)/	539,18	0,34	-0,21	-0,01	-0,60	-0,59
18/ 674/ 6 (C)/	539,18	0,34	-0,21	-0,01	0,24	0,81
9/ 656/ 6 (C)/	535,23	-1,59	-0,12	-0,01	0,11	-1,79
9/ 657/ 6 (C)/	535,23	-1,59	-0,12	-0,01	-0,39	4,70
8/ 654/ 6 (C)/	531,55	2,20	-0,53	-0,01	0,67	3,36
8/ 655/ 6 (C)/	531,55	2,20	-0,53	-0,01	-1,47	-5,60
193/ 663/ 6 (C)/	512,17	4,21	0,91	0,49	0,99	-2,13
193/ 11/ 6 (C)/	512,17	4,21	0,91	0,49	-0,86	6,46
192/ 11/ 6 (C)/	512,09	-6,38	0,09	-0,50	0,15	6,51
192/ 662/ 6 (C)/	512,09	-6,38	0,09	-0,50	-0,03	-6,51
74/ 35/ 6 (C)/	489,92	-6,56	1,27	-0,01	1,86	9,88
74/ 683/ 6 (C)/	489,92	-6,56	1,27	-0,01	-2,01	-10,21
13/ 665/ 6 (C)/	484,73	0,04	0,12	-0,01	0,28	0,26
13/ 664/ 6 (C)/	484,73	0,04	0,12	-0,01	-0,20	0,40
69/ 673/ 6 (C)/	479,66	-7,38	0,30	-0,01	-0,13	-10,27
69/ 30/ 6 (C)/	479,66	-7,38	0,30	-0,01	0,78	12,30
76/ 37/ 6 (C)/	474,63	-4,52	1,05	-0,01	1,68	6,29
76/ 687/ 6 (C)/	474,63	-4,52	1,05	-0,01	-1,54	-7,52
207/ 672/ 8 (C) (CQC)/	474,13	-12,58	20,50	1,08	-34,17	-12,10
207/ 10/ 8 (C) (CQC)/	474,13	-12,58	20,50	1,08	7,67	13,58
28/ 694/ 8 (C) (CQC)/	473,62	0,27	19,81	-0,08	-30,86	0,11
75/ 36/ 6 (C)/	470,58	7,68	2,74	-0,01	4,33	-10,92
75/ 685/ 6 (C)/	470,58	7,68	2,74	-0,01	-4,05	12,59
20/ 678/ 8 (C) (CQC)/	468,47	12,41	15,76	0,16	-36,67	14,43
207/ 10/ 9 (C) (CQC)/	461,51	-0,38	15,90	3,00	19,94	-8,25
207/ 672/ 9 (C) (CQC)/	461,51	-0,38	15,90	3,00	-12,55	-9,03
70/ 675/ 6 (C)/	451,25	4,95	-0,61	-0,01	1,05	6,07
70/ 31/ 6 (C)/	451,25	4,95	-0,61	-0,01	-0,82	-9,09
64/ 25/ 6 (C)/	451,14	-6,23	-0,63	-0,01	-1,47	11,15
64/ 663/ 6 (C)/	451,14	-6,23	-0,63	-0,01	0,47	-7,90
23/ 684/ 9 (C) (CQC)/	448,55	-5,55	0,94	-0,52	-1,80	-17,40
23/ 685/ 9 (C) (CQC)/	448,55	-5,55	0,94	-0,52	2,03	5,27
22/ 682/ 7 (C)/	446,01	-1,56	0,31	-0,01	-0,43	-1,89
22/ 683/ 7 (C)/	446,01	-1,56	0,31	-0,01	0,82	4,48
18/ 674/ 8 (C) (CQC)/	445,92	0,55	11,64	-0,11	-32,31	1,33
18/ 675/ 8 (C) (CQC)/	445,92	0,55	11,64	-0,11	15,21	-0,92
19/ 676/ 8 (C) (CQC)/	445,26	-11,59	11,58	0,88	-31,43	-8,03
59/ 653/ 6 (C)/	442,70	-5,69	-0,98	-0,01	1,61	-8,82
59/ 20/ 6 (C)/	442,70	-5,69	-0,98	-0,01	-1,39	8,58
19/ 677/ 8 (C) (CQC)/	440,85	0,16	11,90	-0,43	14,71	2,37

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 :

$$\frac{N_d}{b_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de rez-de-chaussée (45 x 45) cm² on retire l'effort normal de puis le logiciel ROBOT → **N_d = 474.13 KN**

$$u = \frac{474.13}{45 \times 45 \times 25} \times 10 (\text{tonnes}) = 0.094 < 0,30 \rightarrow \text{La condition de RPA condition vérifiée}$$

v. 4. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit :

$$V_d > 0.8 \times V_{stat}$$

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [\text{Art 4.2.3 RPA 99 MOD 2003 }].$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure.

⇒ **Calcul du coefficient d'accélération de zone A :**

D'après le RPA99/mod 2003 nous avons tiré le coefficient d'accélération de zone :

⇒ **A = 0,15** (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

⇒ **Calcul du facteur d'amplification dynamique D : [Art 4.2.3 RPA 99 MOD 2003 énoncé 4.2].**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

⇒ **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0.15	0,15	0,15
T2	0,30	0,40	0,50	0,70

Périodes caractéristiques

On a **T₁ = 0,15** et **T₂ = 0,50** alors on est dans

$$D = \begin{cases} 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$$

Avec **T = 0.461sec**

$$T_2 = 0,50 \leq T = 0.462sec \leq 3.0s$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.77 \quad (\text{formule 4.3})$$

Tableau 4.2: Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où : $\xi = 10\%$ $\eta = 0.763$

Nous avons :

T₂ ≤ T = 0.461sec ≤ 3s → sec donc:

$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0,50}{0.462}\right)^{2/3} \quad \mathbf{D=1.9}$$

⇒ **Q : facteur de qualité** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au [tableau 4.4 du RPA 99 / Mod 2003]

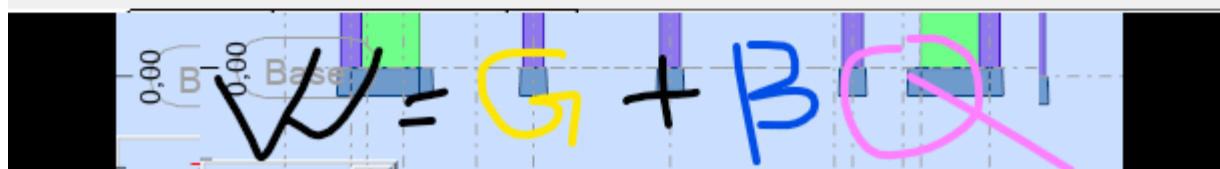
Critère Q	Observé(oui ou non)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0
Redondance en plan	OUI	0
Régularité en plan	OUI	0
Régularité en élévation	OUI	0
Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0.1

Tableau de facteur de qualité Q.

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1,15.$$

⇒ **W** : poids total de la structure

Cas 1	G						
Somme totale	0,00	-0,00	6762,62	7,25	0,34	-0,42	
Somme réaction	0,00	-0,00	6762,62	53529,30	-59323,02	0,00	
Somme efforts	0,0	0,0	-6762,62	-53529,30	59323,02	0,0	
Vérification	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	
Précision	7,65126e-07	4,67172e-16					
Cas 2	Q						
Somme totale	0,00	-0,00	1910,65	2,08	0,09	-0,12	
Somme réaction	0,00	-0,00	1910,65	15176,87	-16765,05	0,00	
Somme efforts	0,0	0,0	-1910,65	-15176,87	16765,05	0,0	
Vérification	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	
Précision	7,55529e-07	4,20347e-16					



⇒ W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

On est dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation. **β = 0,20**

A partir des résultats trouver par le logiciel ROBOT on retire les valeurs de F_z de G et Q qui correspondents a **W_{Gi}** et **W_{Qi}**.

W_{Gi} = 6762.62 KN et W_{Qi} = 1910.65KN

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 6762.62 \text{ KN} + 0,20 \times 1910.65$$

W_i = 7144.75 KN

⇒ **Calcul du poids total de la structure :**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

A	D	Q	W	R
0.15	1.9	1,15	7144.75	5

Tableau récapitulatif des différents paramètres sens X-X.

D'ou: **V_{xstat} = $\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{5} 7144.75 = 468.3 \text{ KN}$**

$$0,8 \times V \text{ stat} = 0,8 \times 468,3 = 374,64 \text{ KN}$$

On prend les valeurs de ces tableaux :

4 : EX

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	8,80 7,84 2,04	730,89	342,60	388,29
4/ 2	8,77 8,01 5,61	683,34	365,87	317,47
4/ 3	8,77 8,01 8,67	584,66	304,75	279,91
4/ 4	8,77 8,01 11,73	444,20	200,10	244,10
4/ 5	8,77 8,01 14,79	257,31	160,15	97,16
4/ 6	8,35 2,87 18,82	20,84	20,84	-0,00

5 : EY

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	8,80 7,84 2,04	684,85	273,86	410,99
5/ 2	8,77 8,01 5,61	641,31	338,77	302,54
5/ 3	8,77 8,01 8,67	551,17	307,67	243,50
5/ 4	8,77 8,01 11,73	424,22	213,96	210,26
5/ 5	8,77 8,01 14,79	250,41	191,94	58,47
5/ 6	8,35 2,87 18,82	22,58	22,58	0,00

Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

$$V_{dx} = 730,89 > 0,8 \times V \text{ stat} = 374,64 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 684,85 > 0,8 \times V \text{ stat} = 374,64 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

V. 4. Vérification du déplacement latéral inter étage (Art 4.4.3 du RPA99 version 2003) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

D'après (art 5.10 RPA99/2003) le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les valeurs de δk seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
4/ 1	0,44	0,44
4/ 2	0,97	0,53
4/ 3	1,50	0,53
4/ 4	1,96	0,47
4/ 5	2,31	0,35
4/ 6	Aucun	Aucun

Suivant EX :

Etages	UX (cm)	$\delta k - \delta k-1$	Hauteur	1% h_e	Condition
4	2.31	0.35	306	3,06	Verifiée
3	1.96	0.46	306	3,06	Verifiée
2	1.50	0.53	306	3,06	Verifiée
1	0.97	0.53	306	3,06	Verifiée
RDC	0.44	0.44	408	4.08	Verifiée

Déplacements relatifs selon X.

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0,23	0,23
5/ 2	0,53	0,30
5/ 3	0,84	0,31
5/ 4	1,14	0,30
5/ 5	1,39	0,25
5/ 6	Aucun	Aucun

Suivant EY :

Etages	UY	$\delta k - \delta k-1$	Hauteur	1% h_e	Condition
4	1.39	0.25	306	3,06	Vérifiée
3	1.14	0.3	306	3,06	Vérifiée
2	0.84	0.31	306	3,06	Vérifiée
1	0.53	0.3	306	3,06	Vérifiée
RDC	0.23	0.23	408	4.08	Vérifiée

déplacements relatifs selon Y.

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

V. 5. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003) :

Comme pour toutes les structures comportant des planchers au diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Avec : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

ex et **ey** : excentricités accidentelles.

Ex et **Ey** : excentricités théoriques.

On prend la moitié de $L_x = 17.80/2 = 8.9$ et $L_y = 15.50 / 2 = 7.75$

$L_x \times 5\% = 8.9 \times 0,05 = 0.445.$

$L_y \times 5\% = 7.75 \times 0,05 = 0.387.$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
3/ 1	Etage 1	137635,808	0,07	0,31	0,88	0,77	8,80 7,84 2,04	8,72 8,15 2,72
3/ 2	Etage 2	145470,961	0,05	0,24	0,88	0,77	8,77 8,01 5,61	8,73 7,78 6,26
3/ 3	Etage 3	145470,961	0,04	0,37	0,88	0,77	8,77 8,01 8,67	8,73 7,65 9,32
3/ 4	Etage 4	145470,961	0,03	0,40	0,88	0,77	8,77 8,01 11,73	8,74 7,62 12,44
3/ 5	Etage 5	145470,961	0,03	0,40	0,88	0,77	8,77 8,01 14,79	8,74 7,62 15,50
3/ 6	Etage 6	9041,869	0,00	0,58	0,14	0,27	8,35 2,87 18,82	8,35 3,45 18,84

⇒ **SUIVANT LE SENS X-X : $|C_m - C_r| < L_x \times 5\%$**

Etages	XCM	XCR	XCM-XCR	5% Lx	Observation
RDC	8.80	8.72	0.08	0.445	Vérifiée
1	8.77	8.73	0.04	0.445	Vérifiée
2	8.77	8.73	0.04	0.445	Vérifiée
3	8.77	8.74	0.03	0.445	Vérifiée
4	8.77	8.74	0.03	0.445	Vérifiée
TERASSE	8.35	8.35	0	0.445	Vérifiée

Tableau de l'excentricité.

SUIVANT LE SENS Y-Y : $l_{cm} - Cr / < Ly \times 5\%$

Etages	YCM	YCR	YCM-YCR	5% Ly	Observation
RDC	7.84	8.15	0.31	0.387	Vérifiée
1	8.01	7.78	0.23	0.387	Vérifiée
2	8.01	7.65	0.36	0.387	Vérifiée
3	8.01	7.62	0.37	0.387	Vérifiée
4	8.01	7.62	0.37	0.387	Vérifiée
TERASSE	2.87	3.45	0.28	0.387	Vérifiée

Tableau de l'excentricité.

On remarque que l'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle. Donc : La condition $Ly \times 5\% \geq E$ est vérifiée.

V. 6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δδ : au niveau des éléments de la structure.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WG_i + 0,2WQ_i)$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau "k".

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à

$$1 / (1 - \theta_k)$$

Si : $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx , yy sont donnés dans le tableau

ci-dessous :

1.On prend les valeurs de VKX (kn) de ce tableaux :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]
4/ 1	8,80 7,84 2,04	730,89
4/ 2	8,77 8,01 5,61	683,34
4/ 3	8,77 8,01 8,67	584,66
4/ 4	8,77 8,01 11,73	444,20
4/ 5	8,77 8,01 14,79	257,31
4/ 6	8,35 2,87 18,82	20,84

2.On prend les valeurs de poids Wk (kn) de ce tableaux :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]
16 (C)/ 1	8,71 8,04 2,72	-7144,75
16 (C)/ 2	8,72 8,03 6,26	-5795,00
16 (C)/ 3	8,72 7,88 9,32	-4368,42
16 (C)/ 4	8,73 7,87 12,44	-2941,84
16 (C)/ 5	8,73 7,87 15,50	-1515,25
16 (C)/ 6	8,35 3,09 18,84	-88,67

3. On prend les valeurs des ΔUX et ΔUY de ce tableaux :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
4/ 1	0,44	-0,01	0,44	-0,01	0,001	-0,000
4/ 2	0,97	-0,02	0,53	-0,01	0,002	-0,000
4/ 3	1,50	-0,03	0,53	-0,01	0,002	-0,000
4/ 4	1,96	-0,03	0,47	0,00	0,002	0,000
4/ 5	2,31	-0,03	0,35	-0,01	0,001	-0,000
4/ 6	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun
5/ 1	0,02	0,23	0,02	0,23	0,000	0,001
5/ 2	0,04	0,53	0,02	0,30	0,000	0,001
5/ 3	0,06	0,84	0,02	0,31	0,000	0,001
5/ 4	0,07	1,14	0,01	0,30	0,000	0,001
5/ 5	0,08	1,39	0,01	0,25	0,000	0,001
5/ 6	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun

Suivant X-X :

Niveaux	Hauteur H	poids Wk(kn)	ΔUX (cm)	VkX (kn)	Wk* ΔUX	VkX*Hk	θ	$\theta < 0,1$
RDC	408	7144,750	0,44	730,89	3143,690	298203,120	0,0105421	CV
1er etage	306	5795,000	0,53	683,34	3071,350	209102,040	0,0146883	CV
2eme etage	306	4368,420	0,53	584,66	2315,263	178905,960	0,0129412	CV
3eme etage	306	2941,840	0,47	444,20	1382,665	135925,200	0,0101722	CV
4eme etage	306	1515,250	0,35	257,31	530,338	78736,860	0,0067356	CV

Suivant Y-Y :

Niveaux	Hauteur H	poids Wk(kn)	ΔUY (cm)	VkY (kn)	Wk* ΔUY	VkY*Hk	θ	$\theta < 0,1$
RDC	408	7144,750	0,23	684,85	1643,293	279418,800	0,0058811	CV
1er etage	306	5795,000	0,3	641,31	1738,500	196240,860	0,008859	CV
2eme etage	306	4368,420	0,31	551,17	1354,210	168658,020	0,0080293	CV
3eme etage	306	2941,840	0,3	424,22	882,552	129811,320	0,0067987	CV
4eme etage	306	1515,250	0,25	250,41	378,813	76625,460	0,0049437	CV

Conclusion :

On constate que : θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Les conditions exigées par le **RPA** sont vérifiées pour tous les étages tels qu'ils sont mentionnés dans le tableau ci-dessus.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

L'effort tranchant à la base est **vérifié**.

Le pourcentage de participation massique est **vérifié**.

Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont **vérifiés**.

L'excentricité est **vérifiée**.

L'effet P-Delta est **vérifié**.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au **ferraillage des éléments Structuraux**.

CHAPITRE 06 :

Ferraillage des poutre

Ferrailage des poutres

VI.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

VI.2. Etude des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G + Q$

$0.8G \pm E \rightarrow$ (RPA99/2003)

$G+Q \pm E \rightarrow$ (RPA99/2003)

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

Les recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :

a) Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- Dans notre cas la longueur de recouvrement est de **40Φ**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et

inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

	Amin= 0,5%(bxh) Pour toute section	Amax= 4%(bxh) En zone courante	Amax= 6%(bxh) En zone de recouvrement
Poutres principales Section (30x40)	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²
Poutres secondaires Section (30x35)	5,25 cm ²	42 cm ²	63 cm ²

Tableau VI.1.: Section des armatures longitudinales

b) Les armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximale entre les armatures transversales est de :

- $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ en zone nodale et en travée

- $S_t = \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement .

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, les première armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Remarque : pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Etape de calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées à l'état limite ultime (ELU) en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue .

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1. Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$; si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure. Pour

FeE400, on a $\mu_1 = 0,392$

Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelles (G+Q±E) dans ce cas :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

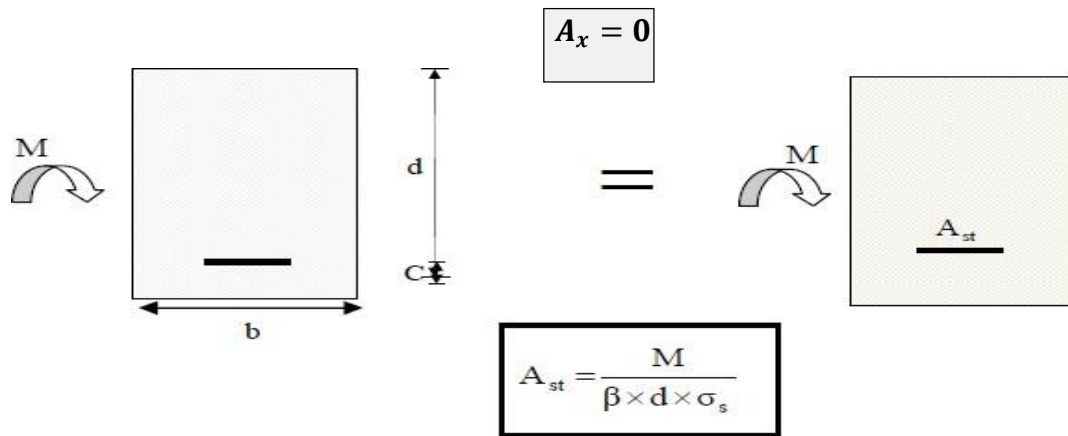
2. Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3. On compare les deux moments réduits « μ_l » et « μ » :

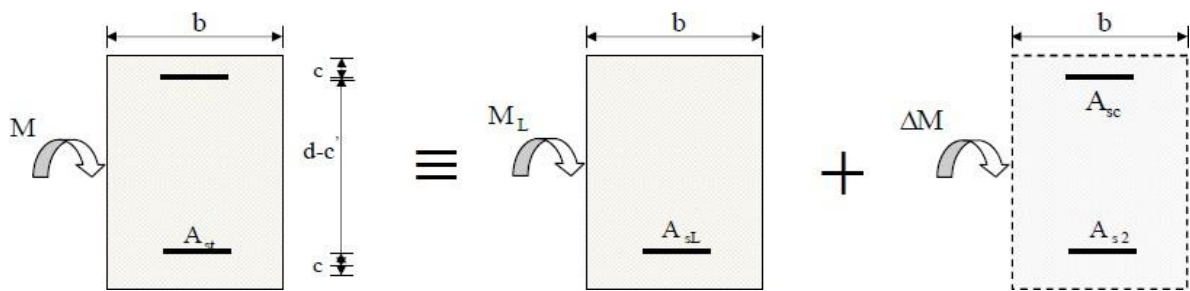
1^{er} cas : Section simplement armée :

Si : $\mu < \mu_l = 0,392$ les armatures comprimée ne sont pas nécessaires



2^{ème} cas : $\mu > \mu_1$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



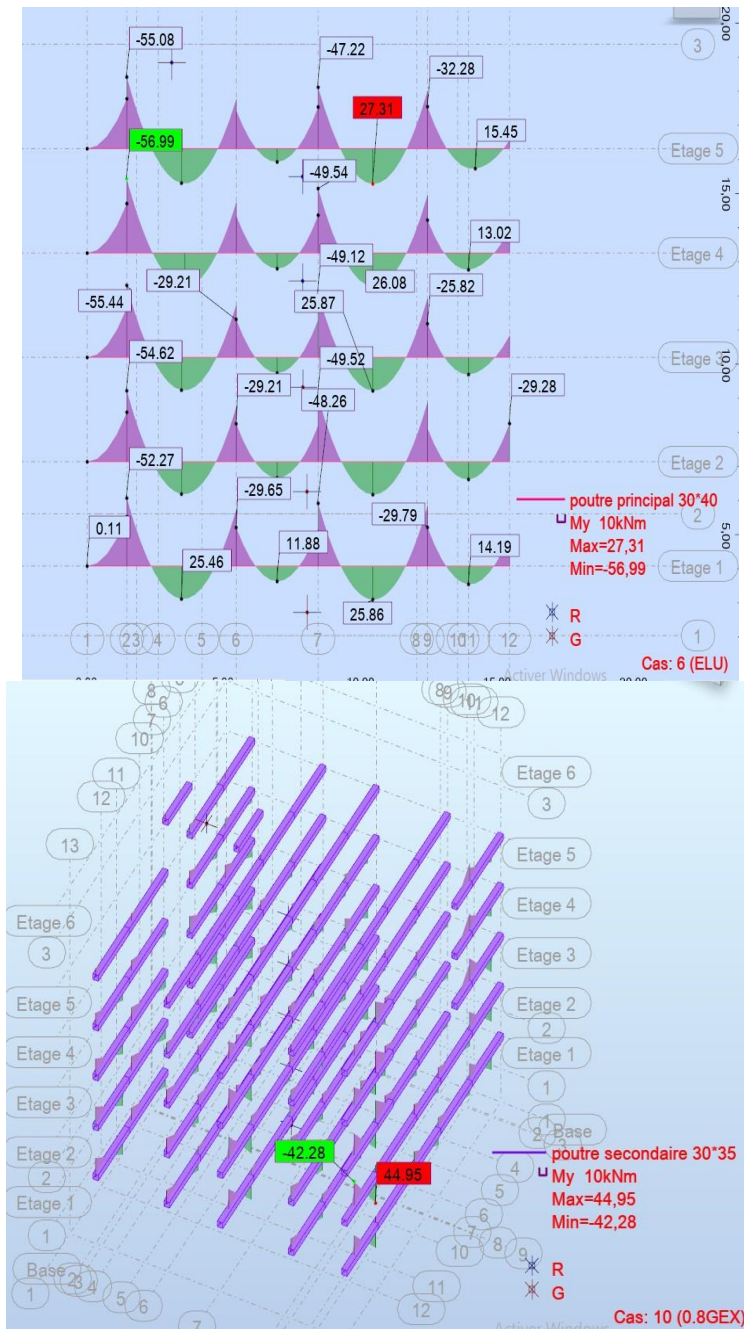
$$A_{st} = A_{st1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b (MPA)	f_{c28} (MPA)	f_{bu} (MPA)	γ_s (MPA)	f_e (MPA)	σ_s (MPA)
Situation durable	1.5	25	14,16	1,15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18,48	1	400	400

VI.3.Ferrailage des poutres à l'ELU:



Les valeur en rouge : les travée

Les valeur en vert : les appuis

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.99 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.097$$

$\mu < \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée ($A_{sc} = 0$)

$$\mu = 0,097 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{56,99 \times 10^4}{0,948 \times 0,37 \times 348 \times 10^3} = 4,66 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16=6.03cm²**

VI.3.1. Ferrailage des poutres principales (30x 40) :

Localisation	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{ST} (cm ²)	$A_{adopté}$
travée	27.31	0.046	S.S.A	0.976	2.17	3HA14=4.62cm²
Appui	56.99	0,097	S.S.A	0,948	4.66	3HA16=6.03cm²

Tableau VI.2: Résumé de calcul des poutres principales

VI.3.2. Ferrailage des poutres secondaire (30x 35) :

Localisation	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{ST} (cm ²)	$A_{adopté}$
Travée	44.95	0.103	S.S.A	0.945	4.27	3HA14=4.62cm²
Appui	42.28	0.096	S.S.A	0.949	4.00	3HA14=4.62cm²

Tableau VI.3: Résumé de calcul des poutres secondaires

VI.4. vérification à l'ELU:

A. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

$$\text{Poutres principales (30x40) cm}^2 \quad A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6.00cm^2} .$$

$$\text{Poutres secondaires (30x35) cm}^2: \quad A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25cm^2} .$$

Pourcentage total maximum :

$$A_{max} = 4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement}$$

Poutres principales :

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Poutres secondaires de :

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant)}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Longueur minimale de recouvrement : La longueur minimale de recouvrement est $50 \varnothing$

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{14}; 12\varnothing\right) \text{ en zone nodal ; si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ ; En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.5. Vérifications à L'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30x40) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 2.42 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

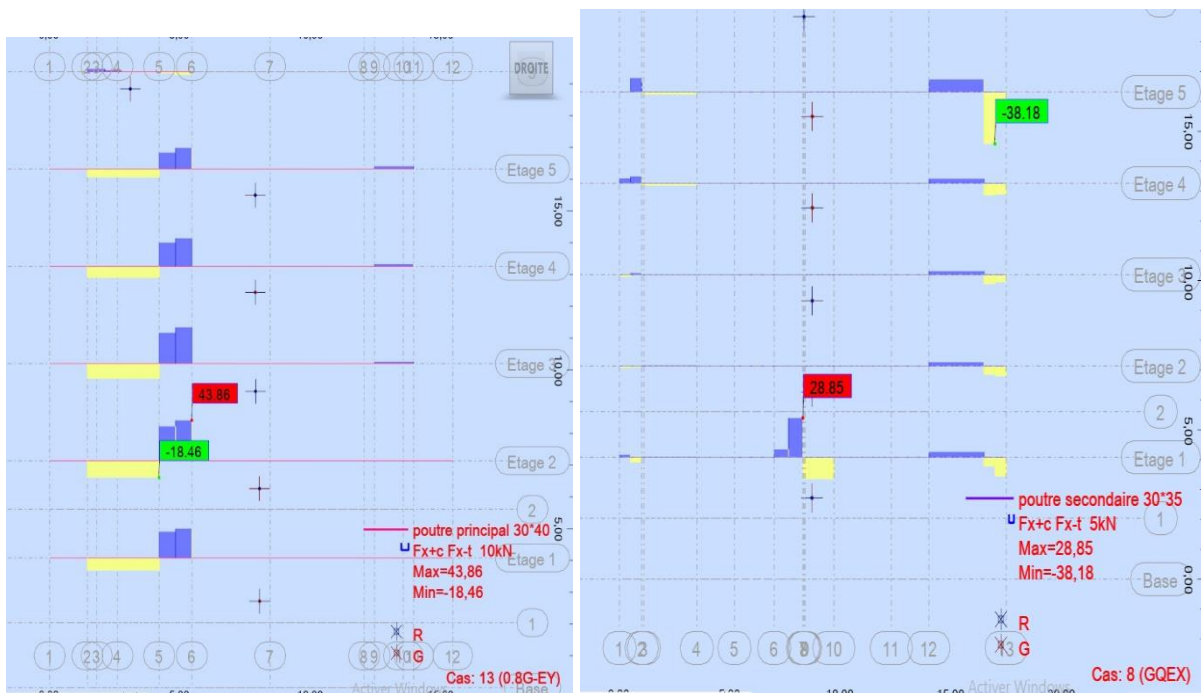
Poutres secondaires de (30x35) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 < 5.74 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

VI.6. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91/Art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.



Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{43.86 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.39 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{38.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.39 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.2 \times 25/1.5; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Poutres secondaires : $\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$.

D'où :
$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_U - \frac{M_U}{0.9.d})$$

Poutres principales : $43.86 - \frac{56.99}{0.9 \times 0.37} = -127.28 < 0$

Poutres secondaires : $38.18 - \frac{44.95}{0.9 \times 0.32} = -117.89 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

VI.7. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 .art A.5.1.32})$$

Poutre principale : $T_u = 43.86 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $T_u = 38.18 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

VI.8. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les T14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les T 16 : $l_s = 56.43 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0.4 l_s** , pour les aciers HA.

Pour les **Φ16** : $l_a = 19.75\text{cm}$.

Pour les **Φ14** : $l_a = 22.57\text{cm}$.

VI.9. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right) = (1.14; 1.2; 3)$$

Calcul des espacements :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 8.75\text{cm}$; soit $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 20\text{cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 17.5\text{cm}$; soit $S_t = 20\text{cm}$

VI.10. Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Exemple de calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

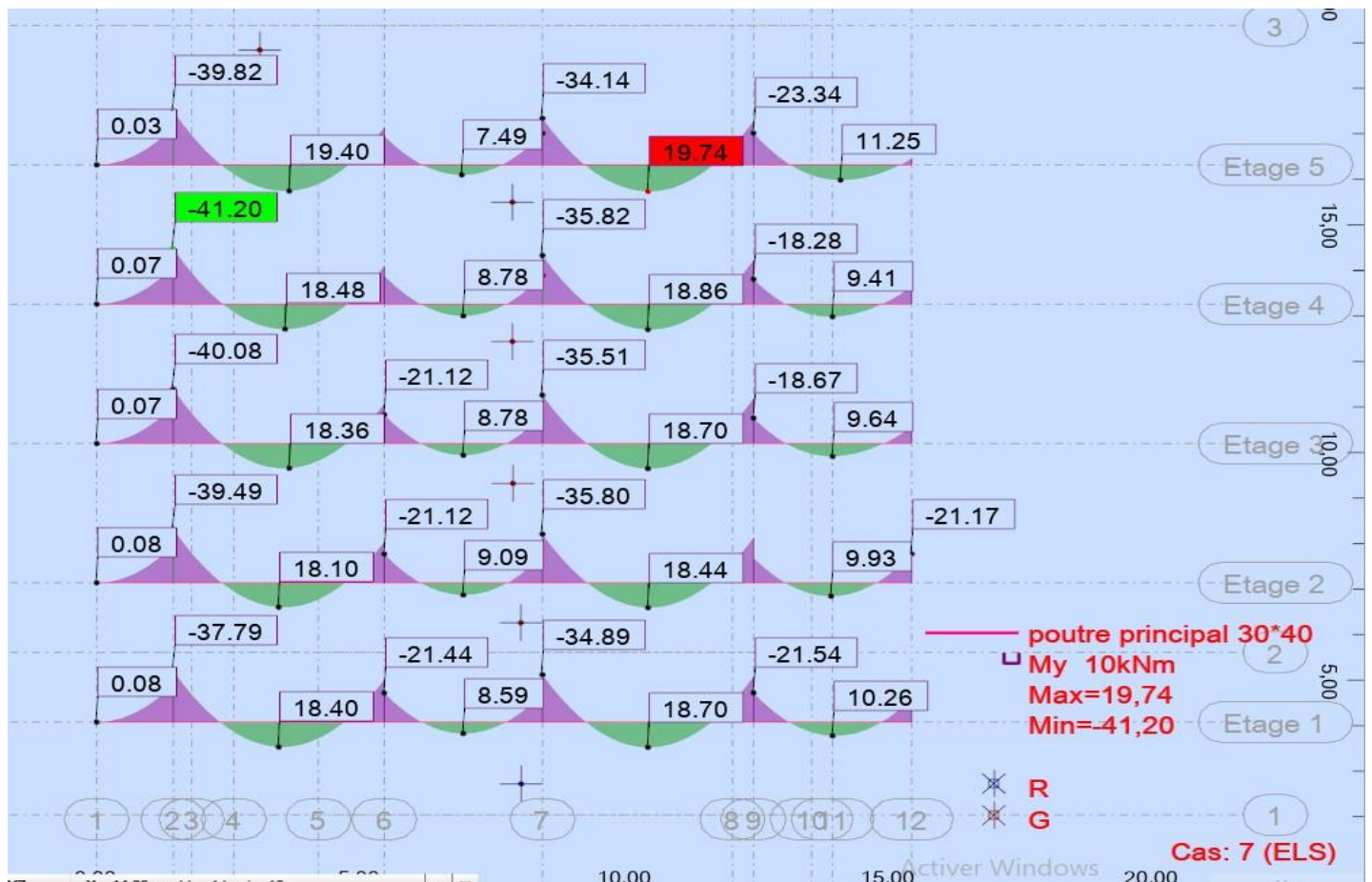
$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.42}{30 \times 37} = 0.218 \rightarrow \beta_1 = 0.925 \rightarrow K_1 = 51.67$$

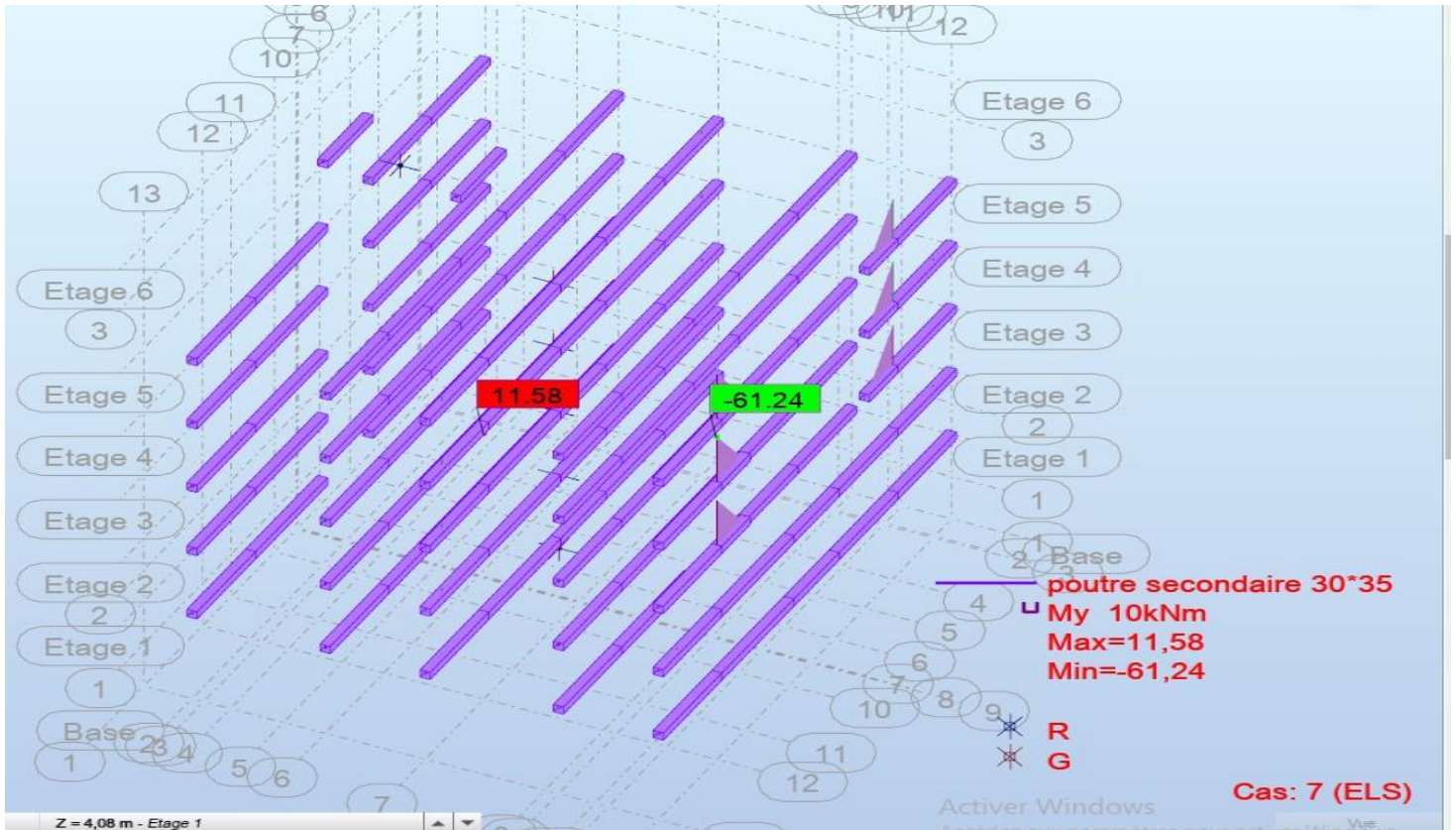
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{19.74}{2.42 \times 0.925 \times 37} \times 10^3 = 238.33 \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{238.33}{51.67} = 4.612 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Les valeur en rouge : les travée

Les valeur en vert : les appuis





Chapitre VI

Ferraillage des poutres

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	b	d	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	Observations	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observations
En travées	19.74	4.62	30	37	0.610	0.884	28.10	89.01	348	CV	3.16	15	C.V
En appuis	-41.20	6.03	30	37	0.610	0.884	28.10	185.78	348	CV	6.61	15	C.V

Tableau VI.4: vérification du ferraillage des poutres principales (30X40) a l'ELS

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	b	d	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	Observations	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observations
En travées	11.58	4.62	30	32	0.654	0.881	27.02	65.40	348	CV	2.42	15	C.V
En appuis	-61.24	4.62	30	32	0.654	0.881	27.02	345.89	348	CV	12.80	15	C.V

Tableau VI.5: vérification du ferraillage des poutres secondaire l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

Etat limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 9) :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite f

VI.11. Pour : $L=5m \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500}$

Sens des poutres principales :

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86cm$

Sens des poutres secondaires :

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8cm$

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par logiciel rebot est :

poutres principales : $f = 0.03cm < \bar{f} = 0.86cm$

poutres secondaires : $f = 0.05cm < \bar{f} = 0.8cm$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

Conclusion

D'où le ferrailage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suite :

Type	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales	
	En travées	Aux appuis		Zone nodale	Zone courante
PP	En travées	3HA14=4.62cm ²	4HA8	Zone nodale	25
	Aux appuis	3HA16=6.03cm ²		Zone courante	25
PS	En travées	3HA14=4.62cm ²	4HA8	Zone nodale	25
	Aux appuis	3HA14=4.62cm ²		Zone courante	25

Tableau VI.6. Récapitulatifs du ferrailage obtenu pour les poutres principales et secondaires.

Chapitre 07:

Ferraillage des poteaux

Ferrailage des poteaux

VII.1.1.Introduction :

1,35G + 1,5 Q.....à l'ELU.

G+Q.....à l'ELS.

G+Q±E.....RPA99V2003

0,8G ±E.....RPA99V2003

Le calcul du ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU, puis vérifié à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

RPA99 vs 2003 : 0.8G±E

G+Q±E

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

Effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).

Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).

Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VII .1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VII.1.2. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

1) Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter $N \rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

A) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d-c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu}$$

Avec :

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

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

Et on calcule

$$M_r = u_1 bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \qquad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :

$$A'_s = A'; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée : (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

b.1) Si : $\left(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les section d'armature sont : $A_1 = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$ $A_2 = 0$

avec:

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Si : } N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

$$\text{Si : } e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$$

(excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la

$$\text{section d'armature sera : } A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.2. Dispositions constructives :

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

-Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).

-Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle $\theta = 135^\circ$.

VII.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci dessus selon les différentes combinaisons.

Calcul du ferrailage des poteaux :

Exemple de calcul: Pour le poteau (40x40) :

$N_u = -33.80 \text{ KN}$; $M_u = 3.9 \text{ KN.m}$ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.9 \times 10^2}{33.80} = 11.53 \text{ cm} \leq \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$d = h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Calcul du moment fictif : } M_f = 3.9 + 33.80 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03\right) = 9.64 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.40}\right) 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3 = 251$$

KN.m

$$(d-c') N_u - M_f = (0.37 - 0.03) 33.80 - 9.64 = 1.85 \text{KN.m}$$

1.85 KN.m < 251 KN.mla section est simplement armée (SSA)

$$A'_s > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Calcul de :

$$(0.5h-c') \times h \times b \times f_{bc} = (0.5 \times 0.40 - 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3 = 386.24$$

KN.m

Donc : $(d-c') N_u - M_f = 1.85 \text{KN.m} < 386.24 \text{KN.m}$.

Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$$

$$\text{et } A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{33.80(0.37 - 0.03) - 100 \times 3.9}{100 \times 0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.40}} = \frac{0.352}{0.7821} = 0.450$$

$$A'_s = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} = \frac{33.8 - 100 \times 0.450 \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0029 \rightarrow A'_s = 0 \text{ et } A_s = 0$$

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (KN.m)	Observation	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix d'armatures	adoptée (cm ²)
45x45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	616.73	-0.60	SEC	0	0	16,20	4HA20+4HA16	20.6
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E _x	-297.16	-5.41	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	G+Q + E _x	128.25	56.00	SEC	0	0			
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	246.64	3.76	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E _x	-33.80	3.9	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	ELU	84.24	-58.01	SEC	0	0			

Tableau VII .2: Résultats de ferraillage des poteaux longitudinaux (sens x)

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (KN.m)	Observation	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix d'armatures	adoptée (cm ²)
45x45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	616.73	6.21	SEC	0	0	16,20	4HA20+4HA16	20.6
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E _y	-297.16	-21.89	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	G+Q+E _y	441.03	-54.47	SEC	0	0			
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	246.64	8.67	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E _y	-33.80	0.04	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	G+Q+E _y	14.06	36.70	SEC	0	0			

Tableau VII .3 : Résultats de ferraillage des poteaux transversaux (sens y)

VII.3.Vérification à l'ELU :

VII.3.1.Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA 99/Version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Section (cm ²)	0.8%b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 45x45	16,2	8.1	12.15
Poteaux 40x40	12 ,8	6.4	9.6

Tableau VII .4: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

1. la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1 ; h_1 \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec

h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour les étages courants et **4,08m** pour RDC

($b \times h$): dimensions du poteau.

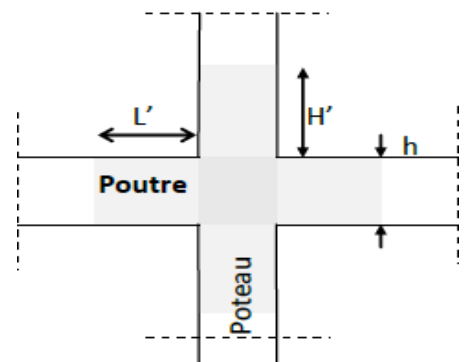
h : hauteur de la poutre.

Poteaux (**45x45**) : $L' = 68$ cm.

Poteaux (**40x40**) : $L' = 51$ cm

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm



VII.3.2. Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

(RPA99 révisé 2003/ Art 7.4.2.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99 révisée 2003. Art 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

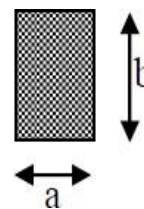
ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.



1/Calcul d'élanement (élanement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

2/Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22):

$\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$interpolé entre les valeurs précédentes

Avec : λ_g élancement géométrique.

3/Diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91modifiée 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66m$$

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en

$\phi = 10mm$. Soit $A_t=2.01cm^2$

4/Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40cm; (40 + 10)cm\}$$

Avec : a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 21cm \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20cm$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.4 = 21cm$$

$$S_t \leq 21cm \rightarrow \text{soit } S_t = 20cm$$

- En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15cm; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15cm; 10 \times 1.4\} = 14cm$$

$$S_t \leq 14cm \rightarrow \text{Soit}$$

$$S_t = 10cm$$

5/Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

$$A_t^{min} = 0,43\% \times S_t \times b_1$$

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

L_f : Longueur de flambement du poteau $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

L_0 : longueur libre du poteau

Poteau	L_0	L_f	λ_g	A^{min}	
				t	
				Zone courante $S_t=20cm$	Zone courante $S_t=10 cm$
45x45	408	285.6	6.34	2.7	1.35
	306	214.2	4.76	3.87	1.93
40x40	306	214.2	5.35	2.4	1.2

Tableau VII .5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

VII.4.1. Longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa :

Pour la zone IIa : $L_r = 40\phi$

HA20 : $\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm$

HA16 : $\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm$

HA14 : $\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$

VII.5.1. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

τ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique $\tau = V/bd$.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_d = 0,075$ Si $\rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.075 \times 25 = 1.875 MPa$

$\rho_d = 0,040$ Si $\rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow 0.04 \times 25 = 1 MPa$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$d = 45 - 3 = 42$$

$$d = 40 - 3 = 37$$

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (cm)	λ _g >5	d (cm)	T _u KN	τ _b (MP)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
45x45	4.08	45	6.34	42	44.81	0.023	1.875	Condition vérifiée
	3.06	45	4.76	42	44.81	0.023	1.	Condition vérifiée
40x40	3.06	40	5.35	37	38.28	0.02	1.875	Condition vérifiée

Tableau VII .6: Vérification des contraintes tangentielle.

VII.1.4: Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \left\{ \frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right\} \times b \times d$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

la vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_b$	σ _{st}	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	446.01	1.89	0.423	8.36	20.6	3,75	15	55,6	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	180.72	3.39	1.87	9.62		1,59	15	23,3	348	Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	181.51	15.44	8.50	10.98		3,14	15	45,7	348	Vérifiée
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	178.38	6.25	3.50	5.97	14,19	2,17	15	32,5	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	83.13	7.14	8.58	1.88		1.05	15	12.9	348	Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	60.95	20.44	33.53	1,94		3,51	15	42,4	348	Vérifiée

Tableau VII .6 : Vérification des ferrillages et des contraintes de béton et d’acier à l’ELS dans le Sens longitudinal.(X)

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN. m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	σ _{bc sup}	σ _{bc inf}	$\bar{\sigma}_b$	σ _{st sup}	σ _{st inf}	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	446.01	0.43	0.096	8.36	20.6	4,23	2,39	15	61,9	37,3	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	180.72	0.83	0.45	9.62		1,47	1,03	15	21,4	15,8	348	Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	181.51	26.09	14.37	10.98		3,56	0,75	15	51,1	13,6	348	Vérifiée
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	178.38	2.71	1.51	5.97	14,19	3,74	0,54	15	53,2	11,1	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	83.13	6.10	7.33	1.88		0,48	0	15	6,33	-6,82	348	Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	60.95	41.88	68.71	1,94		4,02	0	15	53,5	-41,8	348	Vérifiée

Tableau VII .7: Vérification des ferrillages et des contraintes de béton et d’acier à l’ELS dans le Sens transversal(Y)

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Schéma de ferrailage des poteaux :**Poteaux (45x45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20.06\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

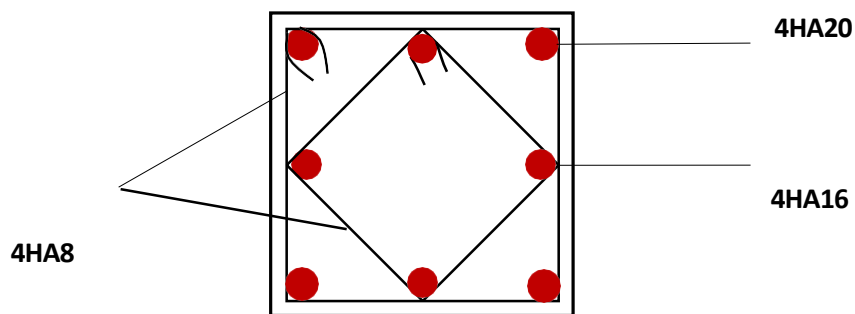


Figure VII .8 : Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

Poteaux (40x40) :

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4 HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

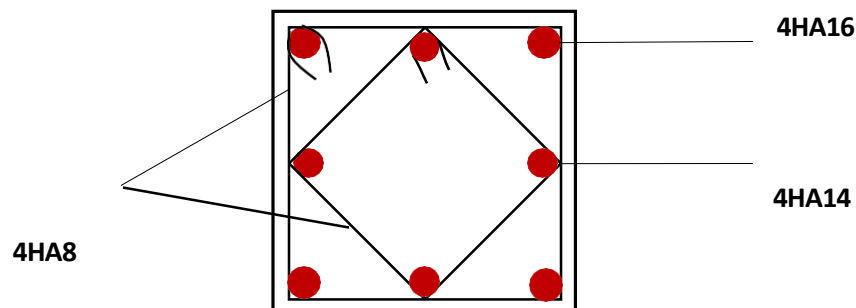


Figure VII .9 : Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

Chapitre 08 :

Ferraillage des voiles

VIII .Ferraillage des voiles

VIII .Ferraillages des voiles :

VIII .1.Introduction :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales.

Armatures horizontales.

Armatures transversales.

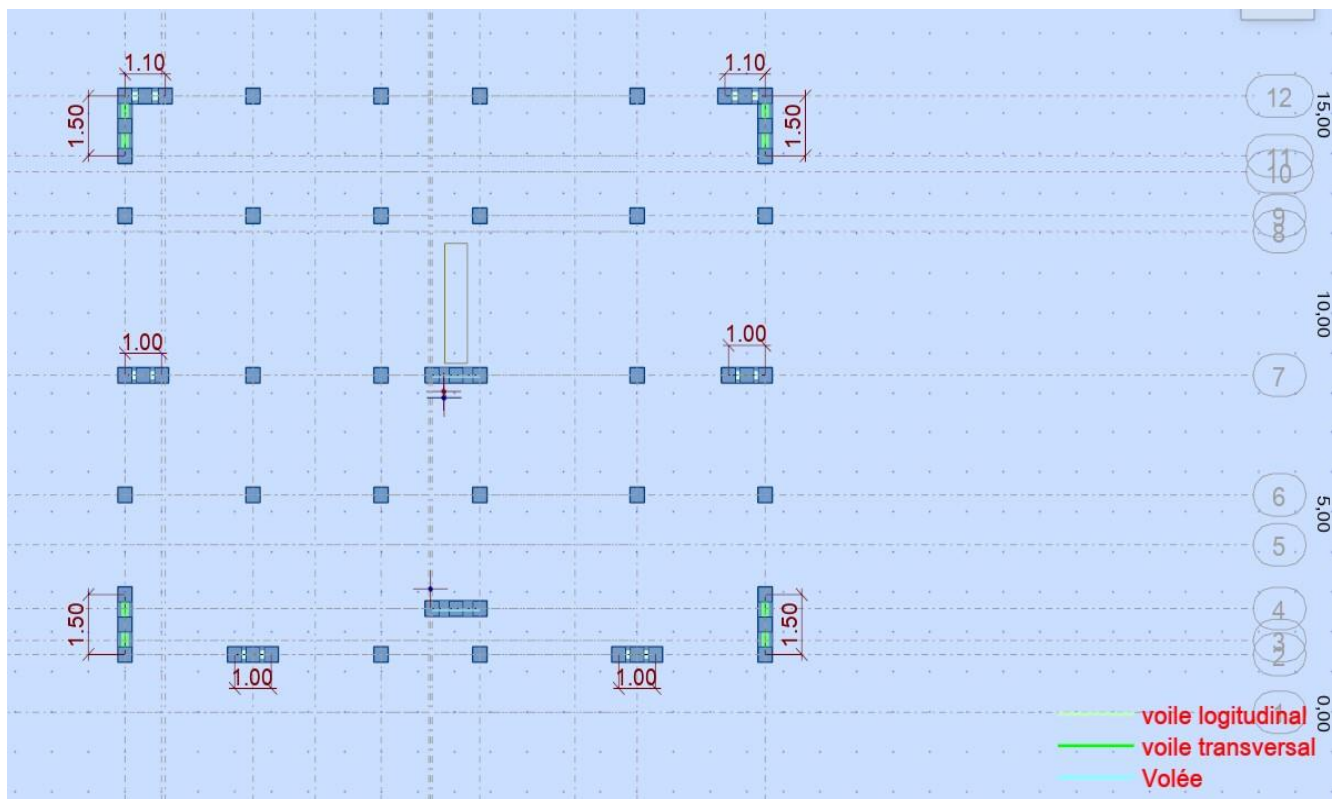
Combinaison considérées pour le calcul sont :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

RPA99 vs2003 : $0.8G \pm E$

$G+Q \pm E$



VIII .1.1.Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum
 Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
 L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le **RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

VIII .1.2.Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des **contraintes**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel REBOT

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}; L_c \right)$$

h_e :La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c :La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

L : Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

VIII .1.3.Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).

- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.2: Tableau des efforts normaux.

VIII .1.4. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau. VII.3 : Tableau des armatures verticales.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance (L/10) de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15cm.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une :

Section partiellement comprimé SPC.

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s (2‰) contrainte dans les aciers correspondant a un allongement de 2 ‰ .

combinaisons courantes : $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

combinaisons accidentelles: $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une :

ection entièrement comprimé SEC.

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Armatures minimales :

Ainsi que : $0.20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0.5\% \dots \dots \dots (\text{Art A. 8. 1. 21/BAEL91 modifiée 99})$

B_c : section du béton comprimée

traction simple:

$$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (\text{BAEL Art A4.2.1})$$

B_t : la section horizontale du béton tendu $B_t = d \times e$

le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue au moins égale a 0.2% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{min} \geq A = 0.002B \dots \dots \dots (\text{RPA Art 7.7.4.1})$$

1- Armatures horizontales:

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** est disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- Selon BAEL:

$$A_h = \frac{A_h}{4}$$

Avec : A_h : Section d'armature horizontales

B : Section du béton

- Selon l'RPA99 vs 2003 :

$A_h \geq 0.15\% \times B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10 \times B$ En zone courante

1. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA vs 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

2. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{V} : l'effort tranchant majoré a la base du voile

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

VIII .1.5. Les dispositions constructives :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min\{1; 5.e; 30cm\}.$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

- b) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale 1/10 L (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
- c) Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

- d) Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

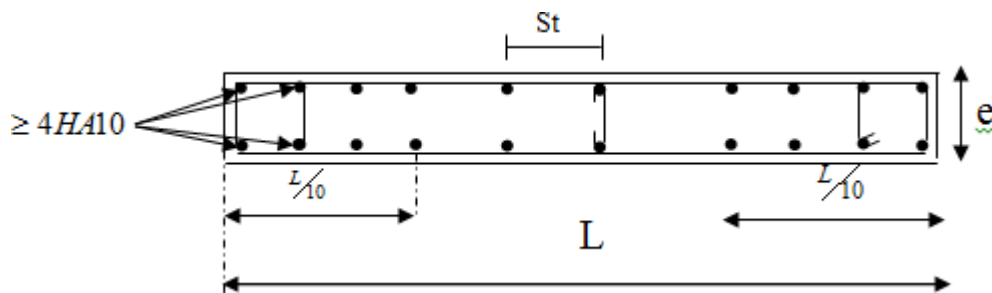


Figure VI-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII .2. Les Vérifications :

Vérification à l'ELS :

VIII .2. 1.Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ et } V = 1.4 \times V_u \dots \dots \text{ D'après RPA99 révisé 2003}$$

Avec :

V_u: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section

il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

→Fissuration préjudiciable Selon **BAEL91** :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$:Contrainte admissible.

Exemple de calcul :

$L \geq 4a$ $L=4 \times 25 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

	RDC	Les étages courants
h (cm)	408	306
he (cm)	20,4	15.3
ep (cm)	25	20

Panneau/Coupe/Cas/Mode	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [kPa]	sRe [kPa]	Longueur de la coupe [m]	Hauteur du panneau [m]
415/ 698-1639/ 9 (C) (CQC)/	-427,78	-210,25	-55,20	1377,34	-4229,22	1,50	4,08
415/ 698-1639/ 11 (C) (CQC)/	-368,85	-211,37	-53,10	1588,75	-4047,77	1,50	4,08
415/ 698-1639/ 5/ CQC	-271,47	-213,27	-49,64	1938,68	-3748,50	1,50	4,08
415/ 698-699-1639-1152/ 9 (C)	-331,00	-145,88	-98,32	841,74	-3048,41	1,50	4,08
415/ 698-699-1639-1152/ 11 (C)	-273,07	-147,15	-97,73	1051,74	-2872,22	1,50	4,08

Ferraillage des voiles longitudinaux pleins :

L(m)	e(m)	B (m ²)
1.5	0.25	0.375

Tableau VI-3-2 : Caractéristiques géométriques

Zone I : La section est partiellement comprimée (SPC)

σ_{max} : 1377.34 KPA KN/m²

σ_{min} : -4229.22 KPA KN/m²

a) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{1377.34}{1377.34 + 4229.22} \times 1.5 = 0.36 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.5 - 0.36 = 1.14 \text{ m}$$

a) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min(1.86; 0.24) = 0.24 \text{ m}$$

Soit un tronçon : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{1.14}{2} = 0.57 \text{ m}$ avec : $h_e = h_{etage} - h_{poutre} = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m}$

Détermination de N :

Pour la zone tendue : $\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{4229.22(1.14 - 0.57)}{1.14} = 2114.61 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1377.34 + 2114.61}{2} \times 0.57 \times 0.25 = 248.80 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2114.61}{2} \times 0.57 \times 0.25 = 150.66 \text{ KN}$$

VIII .2. 2. Calcul des armatures verticales :

1ere bands: $A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{248.80}{400 \times 10^{-1}} = 6.22 \text{ cm}^2$

2eme bands: $A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{150.66}{400 \times 10^{-1}} = 3.76 \text{ cm}^2$

a) Armature minimale :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times 0.57 \times 0.25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.375 \times 0.25\right)$$

$$A_{min} \geq \max(1.72; 1.87) = 1.87 \text{ cm}^2$$

b) Armatures de couture :

Calcul des sections totales :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 55.20}{40} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.22 + \frac{2.12}{4} = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.76 + \frac{2.12}{4} = 4.29 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1 = 6.75 \text{ cm}^2$	4HA16=8.04cm ²	St=20cm
2^{ème} bande	$A_2 = 4.29 \text{ cm}^2$	3HA14=4.62cm ²	St=25m

Tableau VI-3-3 : Ferraillage adopté.

c) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{7.85}{4} = 1.96 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0,15\%B = 0.0015 \times 25 \times 150 = 5.625 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm² /nappe ; avec S_H= 20cm.**

d) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

VIII .4. Les vérifications :

a)Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e , 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

b)Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A_V} = \frac{430.77 \times 10^3}{250 \times 1500 + 15 \times 8.04 \times 10^2} = 1.112 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.112 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{bd} = \frac{1.4 \times 55.20 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1500} = 0.22 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.22 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{55.20 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1500} = 0.16 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	
	e (m)	0.25	0.20	
	B (m)	0.37	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1377.34	938.70	
	σ_{min} KN/m ²]	-4229.22	2605.36	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	55.20	50.48	
	L _t (m)	1.14	1.11	
	L _c (m)	0.36	0.39	
	d (m)	0.57	0.55	
	σ_1 [KN/m ²]		2114.61	1314.41
	N (kN)	N ₁	248.80	123.92
		N ₂	150.66	72.29
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.22	3.09
		A _{v2}	3.76	1.8
	A _{vj} (cm ²)		2.12	1.94
	A _{vi} (A ₁ 4	6.75	3.57
		A ₂ 4	4.29	2.28
	A _{min} (cm ²)		1.87	1.2
	A _{adopté} (cm ²)	Bonde1	8.04	4.62
		Bonde 2	4.62	3.39
	Choix des barres	Bonde1	4HA16	3HA14
		Bonde 2	3HA14	3HA12
Bonde1		20 cm	25 cm	

Ferraillage des voiles	S_t (cm)	Bonde2	25cm	25cm
	$A_{min}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		2.13	1.65
	A_H /nappe (cm ²)		5.62	4.5
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA14	4HA12
	S =20cm		A = 6.15cm²	A = 4.52cm² S =20cm
Vérification des contraintes	Armature transversal		4HA8	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.16MPa	0.103
		τ_b (MPa)	0.22MPa	0.144
	ELS	N_s (kN)	430.77	209.53
		σ_b (MPa)	1.112	0.68

Tableau VI-3-5- ferraillage des voiles transversaux

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle vis –a vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d’armature exige par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l’économie.

Chapitre 09 : Etude de l'infrastructure

IX .Etudes de l'infrastructure :

IX .1.Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.

- La nature et l'homogénéité du sol.

- La capacité portante

- La charge totale

- La raison économique.

- La facilité de réalisation.

- Le type de la structure.

IX .2. Choix du type des fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.

- Le tassement du sol.

- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).

- Facilité d'exécution (coffrage).

- Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. Avec: $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

IX .2.1.Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

N_{ser} : L'effort max à la base des poteaux

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

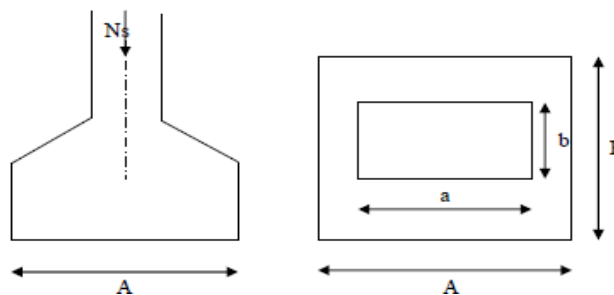


Figure IX .1. semelle isolé

Exemple de calcul : Dans notre cas :

$$N_{ser}=402.50 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol}=2 \text{ bars}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{402.50}{200}} = 1.41 \text{ m}$$

Donc : **A=B=1.41 m.**

Conclusion :

Vu que les dimensions des semelles est très important sont très important, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors on a fait le choix d'opter pour des semelles filantes.

IX .2.2 Semelles filantes :

Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B×L(m ²)
V ₁	389.27	1.10	1.24	1.36
V ₂	355.15	1.10	1.19	1.30
			ΣS	2.66

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B×L(m ²)
V ₁	330.94	1.00	1.15	1.15
V ₂	318.86	1.00	1.12	1.12
V ₃	277.35	1.00	1.05	1.05
V ₄	239.27	1.00	0.97	0.97
			ΣS	4.29

Tableau IX .2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B×L(m ²)
Vt ₁	430.77	1.5	1.31	1.96
Vt ₂	371.06	1.5	1.21	1.81
Vt ₃	452.29	1.5	1.34	2.01
Vt ₄	399.02	1.5	1.26	1.89
			ΣS	7.67

Tableau IX .3: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_V = \sum S_i = 14.62 \text{ m}^2 \quad \text{Avec } S_V : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles .}$$

Semelles filantes sous poteaux :

1.1. Hypothèses de calcul :

Une semelle est infiniment rigide, elle engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

1.2. Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

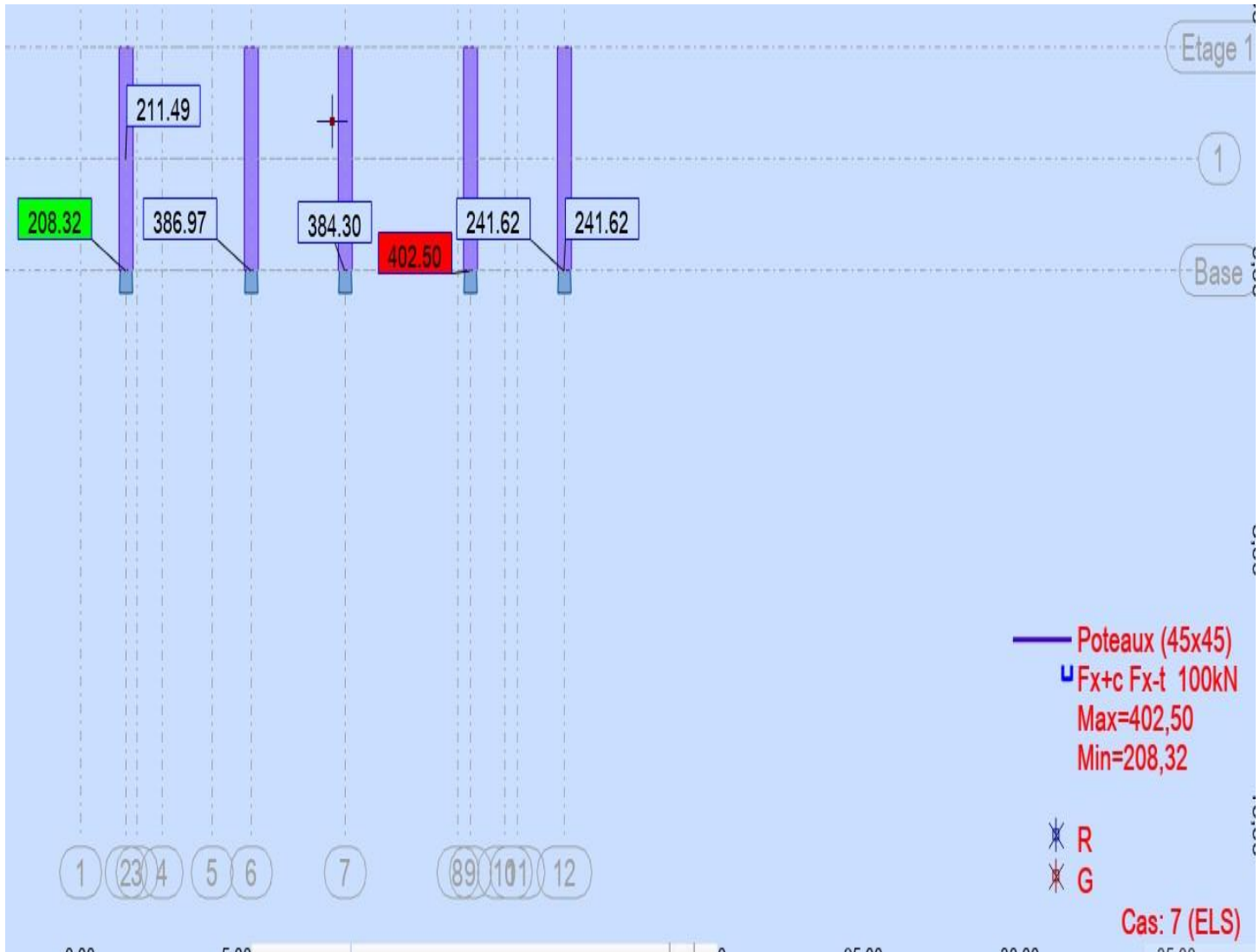
$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

2.3.Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
1	208.32	-0.2	-0.96	-199.98
2	386.97	0.8	2.06	797.15
3	384.30	4.8	12.49	4799.90
4	402.50	2.9	7.2	2898
5	241.62	6.3	26.07	6299.03
Total	1623.71	14.6		14594.1

Tableau IX .4: Surface de semelles filantes sous poteaux.

Exemples de calcul :

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{14594.1 + 14.6}{1623.71} = \mathbf{8.99m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = \mathbf{8.99m} > \frac{L}{6} = \frac{15.60}{6} = \mathbf{2.6m} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1623.71}{15.60} \left(1 - \frac{6 \times 8.99}{15.60}\right) = 255.80 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1623.71}{15.60} \left(1 + \frac{6 \times 8.99}{15.60}\right) = 463.97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1623.71}{15.60} \left(1 + \frac{3 \times 8.99}{15.60}\right) = 284.02 \text{ KN/ml}$$

2.4. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{284.02}{200} = 1.42 \text{ m}$$

On prend **B = 1.5m**

On aura donc, **S = B × L = (1.5 × 15.60) = 23.4 m².**

$$\mathbf{S_v = 14.62 m^2}$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 23.4 \times 5 + 14.62 = 155.02 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 15.60 \times 17.80 = 277.68 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{131.62}{277.68} = 0.47$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface du bâtiment.

47% < 50%

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable.

Donc on opte pour des semelles filantes comme

IX .3.Dimensionnement de la semelle :

Hauteur de la semelle:

$$H_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{150-45}{4} + 5 = 31.25$$

On prend $H_s = 35\text{cm}$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow 26.5 \leq d \leq 105$$

On prend $d = 35\text{ cm}$

IX .4.Ferrailage de la semelle dans le sens « B » :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{ST}}$$

avec $N_u = 1083.55\text{KN}$

$$A_{st} = \frac{1083.55 \times (1500 - 450) \times 10^3}{8 \times 670 \times 348} = 609.94\text{mm}^2 = 6.09\text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA14 = 9.23cm²** avec un espacement de **15 cm**

▪ **La longueur d'ancrage :**

Pour :Fe400 et $f_{c28\ 25\ MPa} \rightarrow I_s = 56.44\text{cm}$

$$\tau_u = 0.6\varphi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_u} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44\text{ cm}$$

$$L_s = 56.44 \text{ cm} > \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des crochets.

fondation.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA 10 = 3.14 cm²**

IX .5.Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$$L = 4.30 \text{ m}$$

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{4.30}{9} \leq h_p \leq \frac{4.30}{6} \rightarrow 0.47 \leq h_p \leq 0.71$$

On prend : **$h_p = 0.70 \text{ m}$.**

La largeur de poutre :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow \frac{1}{3} \times 0.70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times 0.70$$

$$\rightarrow 0.23 \leq b_p \leq 0.46$$

Soit **$b_p = 45 \text{ cm}$.**

IX .6.Ferrailage longitudinal à l'ELU :

Poteaux	Nu	ei	Nu x ei	Mi
5	802.48	13.91	-11 162.4	-11.17
4	1083.55	-0.40	-433.42	-0.436
3	1073.8	0.10	-107.38	-0.110
2	860.43	-6.70	5764.8	5.771
1	82.5	-131.9	10 881.7	10.888
Somme	3902.76	/	4 943.3	4.94

Tableau IX .5: Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{4\,943.3 + 4.94}{3902.76} = 1.26m$$

Calcul de la charge uniforme :

$$q(u) = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T}\right) = \frac{3902.76}{15.60} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.26}{15.60}\right) = 310.79 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage aux appuis :

Appuis	Ma	μ	β	Ast	Amin	observation	Aadopté (cm ²)
A	209,78	0,074	0.962	9,35	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
B	209,78	0,074	0.962	9,35	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
C	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
D	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
E	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13

Tableau IX .6: Ferraillage de la poutre de rigidité aux appuis.

Ferraillage en travées :

Travées	Mt	μ	β	Ast	Amin	observation	Aadopté (cm ²)
A-B	104,89	0,036	0.982	4,58	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
B-C	227,26	0,080	0.958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
C-D	227,26	0,080	0,958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
D-E	227,26	0,080	0,958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56

Tableau IX .7: Ferraillage de la poutre de rigidité en travées.

IX .7.Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 45 \times 67 \times 2.1}{400} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Influence de l'effort tranchant :

Influence sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

$$T_{max} \leq \overline{T_{max}} = \frac{0.4 \times b \times d \times 0.9 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 0.45 \times 0.67 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1\ 809\text{KN}$$

$$T_{max} = 629.35\text{ KN} \leq \overline{T_{max}} = 1\ 809\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Influence sur les aciers : (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

$$629.35 - \frac{472.01}{0.9 \times 0.67} = -153.41 < 0 \rightarrow \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{629.35 \times 10^3}{450 \times 670} = 2.09 < \overline{\tau_u} = 2.5$$

Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art6.1.3):

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 3.15$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi \rightarrow \sum U_i = (4 \times 3.14 \times 2) \times 2 = 50.24\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{629.35 \times 10^3}{0.9 \times 670 \times 502.4} = 2.07\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{70}{35} ; 2 ; \frac{45}{10} \right\} = \min \{ 2 ; 2 ; 4.5 \} = 2\text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2 \times \pi = 50.26 \text{ mm}^2 = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ HA8} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte un cadre et un étrier de **HA8**

Condition d'espacement des barres : (Art A. 5. 1. 22 BAEL91. modifiées 99):

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{0.9 \times 67 ; 40 \text{ cm}\} = \min\{60.3 ; 40\} = 40 \text{ cm}$$

Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :

Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 45 \times 70 = \mathbf{15,75 \text{ cm}}$$

Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :

Armatures transversales minimales :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi\right\} = \min\left\{\frac{70}{4} ; 12 \times 2\right\} = \min\{17.5 ; 24\} = 17.5 \text{ m}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ m}$$

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

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/

version 2003 :

$$L = 2 \times h \rightarrow L = 2 \times 70 = \mathbf{140 \text{ cm}}$$

IX .8.Calcul à l'ELS :

Poteaux	Ns(KN)	Ms(KN.m)	ei(m)	Ns. ei (KN.m)
1	208.32	-0.2	-0.96	-199.98
2	386.97	0.8	2.06	797.15
3	384.30	4.8	12.49	4799.90
4	402.50	2.9	7.2	2898
5	241.62	6.3	26.07	6299.03
Total	1623.71	14.6		14594.1

Tableau IX .8: Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS ►

$$e = \frac{14594.1 + 14.6}{1623.71} = 8.99m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{1623.71}{15.60} \left(1 + \frac{3 \times 8.99}{15.60} \right) = 284.02 \text{KN/ml}$$

Vérification des contraintes :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 25,13}{45 \times 67} = 0.831 \rightarrow \beta_1 = 0.870 \rightarrow K_1 = 23,46$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{342,95}{0.870 \times 67 \times 25,13} \times 10^3 = 234.12 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{234.12}{23,46} = 9.98 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

Aux appuis :

Appuis	M_s	A_{ad}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
A	152,42	25,13	0,831	0,870	23,46	104,05	4,43	15	vérifiée
B	152,42	25,13	0,831	0,870	23,46	104,05	4,43	15	vérifiée
C	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée
D	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée
E	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée

Tableau IX .9: Vérification des contraintes aux appuis

En travées :

Travées	M_s	A_{ad}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
AB	76,21	12,56	0,418	0,901	35,5	100,51	2,83	15	vérifiée
BC	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée
CD	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée
DE	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée

Tableau IX .10: Vérification des contraintes en travées

IX .9.Ferraillage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

On adoptera pour notre cas une section de **(30×35) cm²**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20KN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

Les armatures longitudinales :

$$N = 402.50KN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{402.50}{15} = 26.83KN$$

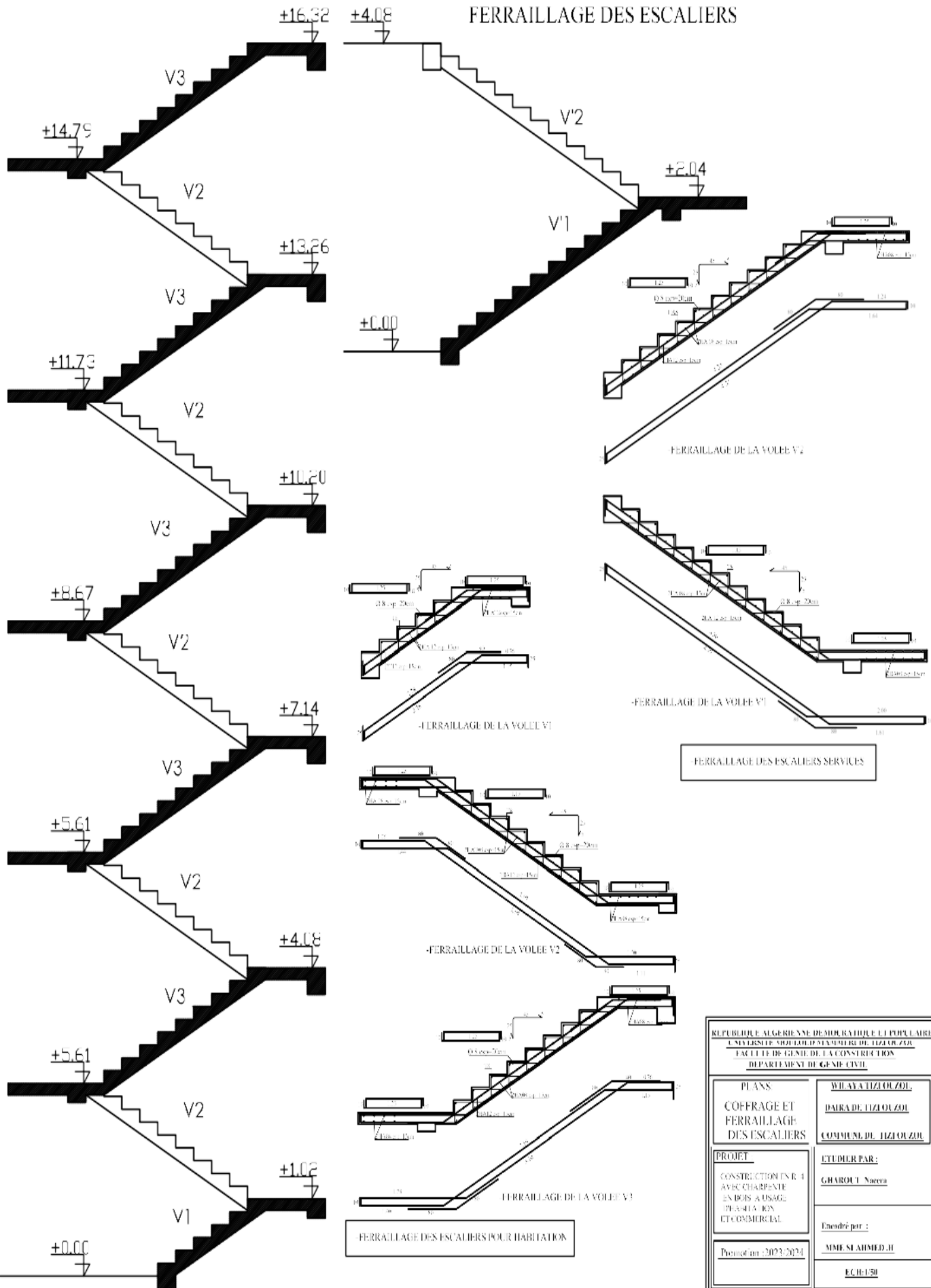
$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{26.83 \times 10^3}{348} = 77.09mm^2 = 0.77cm^2$$

Le ferraillage minimum exigé par le **RPA** est de 0,6 % de la section totale.

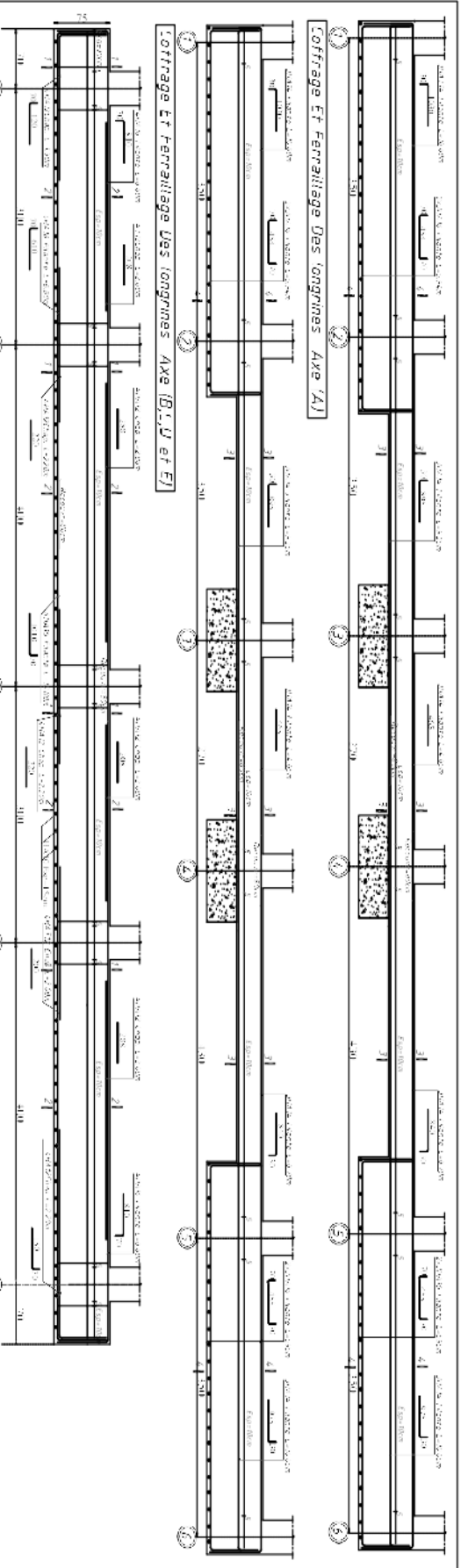
$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3cm^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA14 =9.23 cm²**

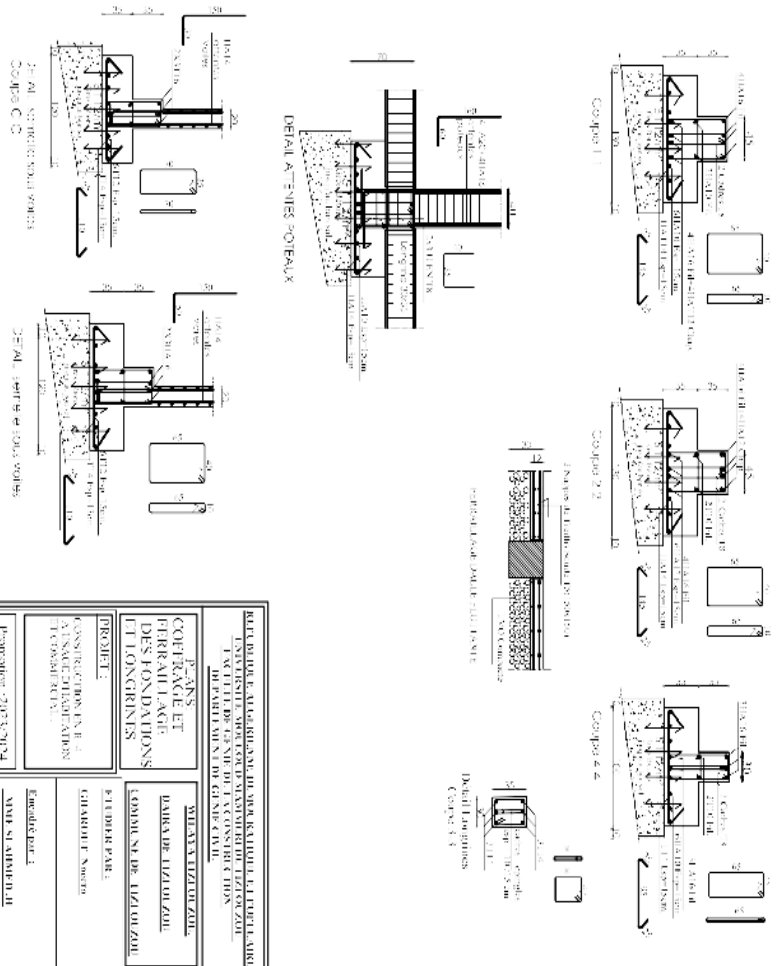
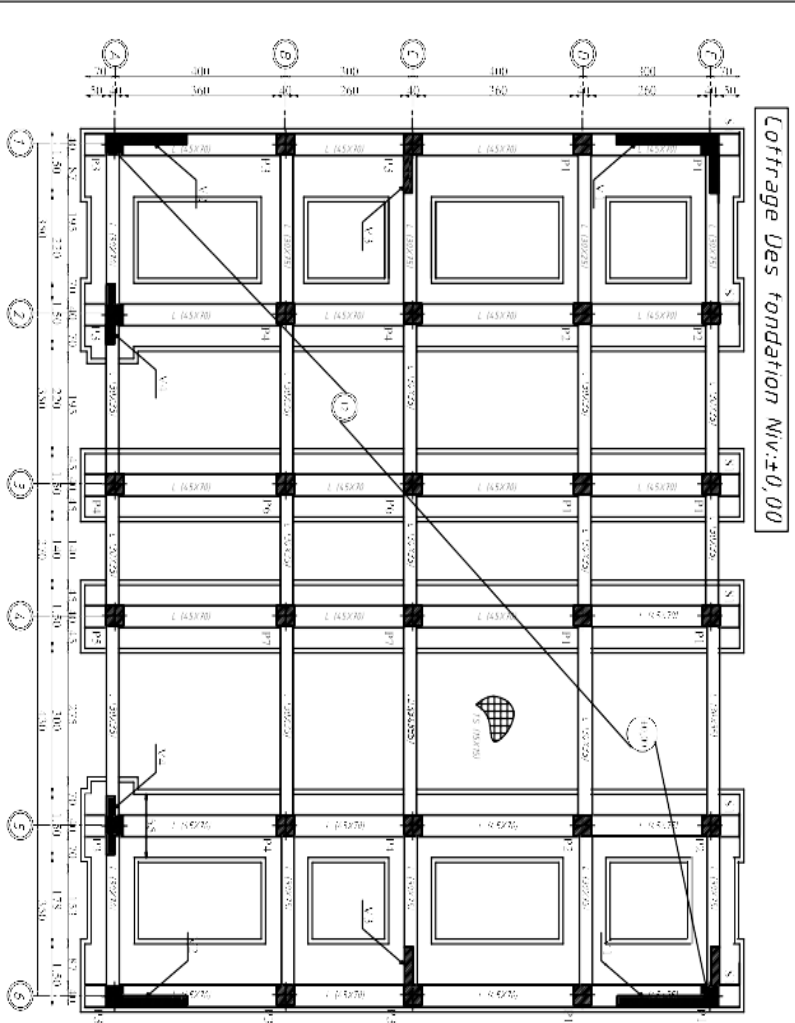
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET DE JUSTICE UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL-BAZ FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PLANS COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS	WILAYA TIZI OUZOUZ DAIRA DE TIZI OUZOUZ COMMUNE DE TIZI OUZOUZ
PROJET CONSTRUCTION N° 1 AVEC CHARPENTE EN BOIS A USAGE RESIDENTIEL ET COMMERCIAL	ETUDIE PAR : GHAROUJ Saouda Endré par : MME SI AHMED H
Date : 2023/2024	E.C.H : 1/50



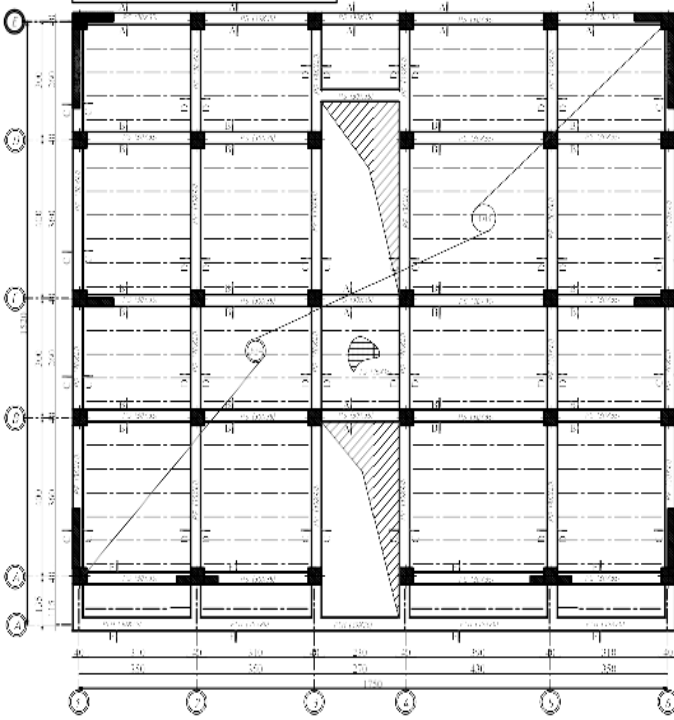
Coffrage Et Ferrailage Des Semelles St. Axe (1,2,3,4,5 et 5) Niv. ±0,00



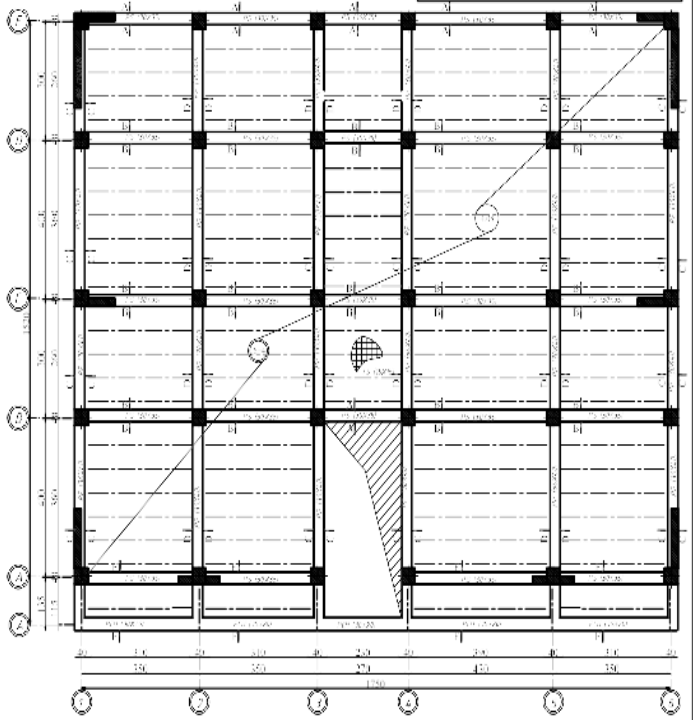
BUREAU D'ETUDE ET DE CONSTRUCTION SOCIÉTÉ DE CONSTRUCTION DE BÉTON ARMÉ EN C.A.P.	
PROJET : COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FONDATIONS ET LONGRINES	ÉLABORÉ PAR : CHEF DE PROJET : INGÉNIEUR EN CHARGÉ : RESPONSABLE :
PROJET N° : 2015/024	ÉLABORÉ PAR : CHEF DE PROJET : INGÉNIEUR EN CHARGÉ : RESPONSABLE :
ÉCHELLE :	

COFFRAGE DES PLANCHERS

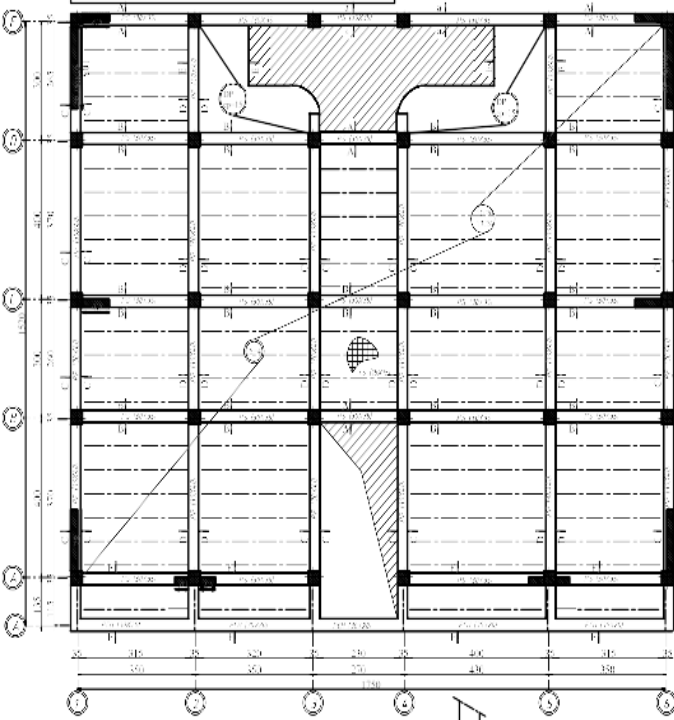
Lotrage Du Plancher Niv: +4.00



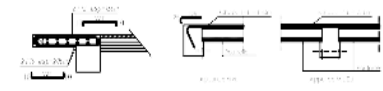
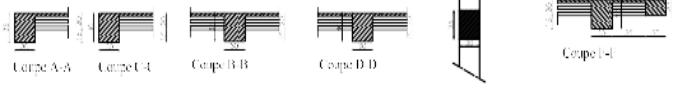
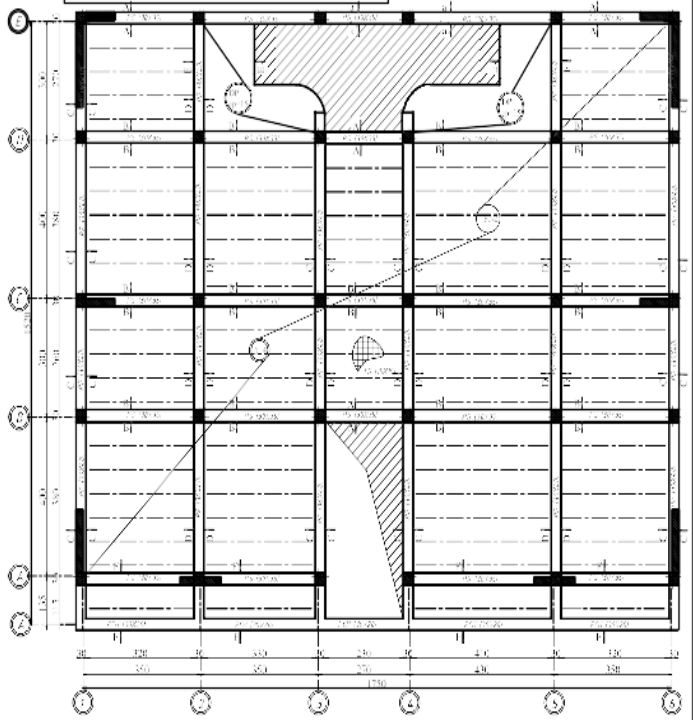
Lotrage Du Plancher Niv: +7.14



Lotrage Du Plancher Niv: +10.20, +13.26

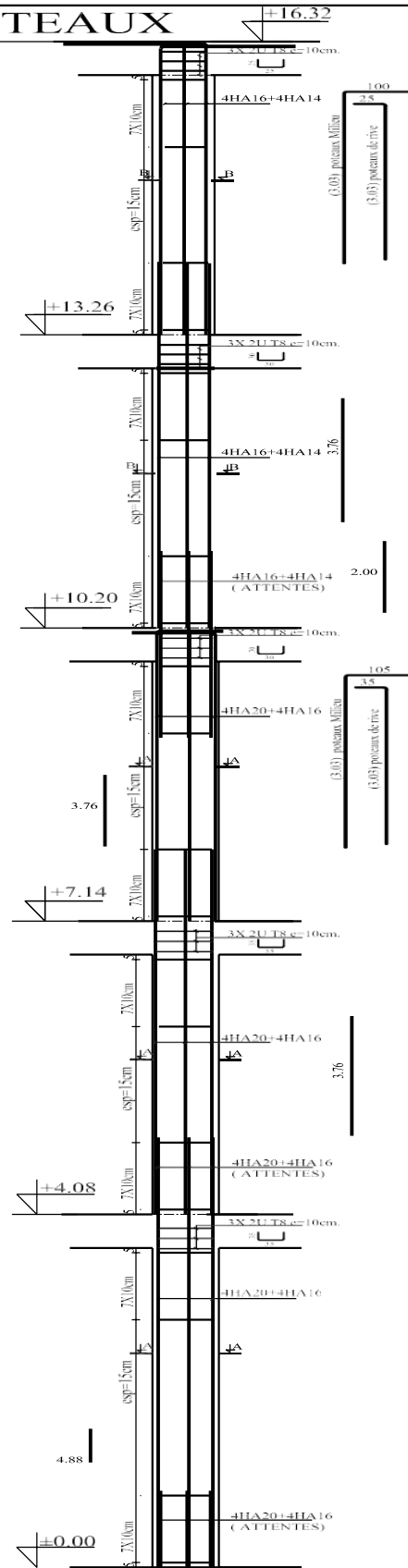
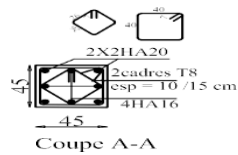
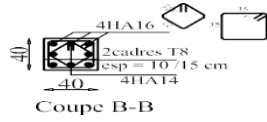


Lotrage Du Plancher Niv: +10.20, +13.26



SOCIÉTÉ GÉNÉRALÉ DE CONSTRUCTION ET D'ÉQUIPEMENT 1001, RUE DE LA PAIX, 1000 MONTRÉAL, QUÉBEC DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ BUREAU DE LA GÉNÉRALITÉ	
PLAN COFFRAGE DES PLANCHERS	DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ
PROJET GÉNÉRALITÉ DE MONTRÉAL DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ	DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ
PROJET GÉNÉRALITÉ DE MONTRÉAL	DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ
PROJET GÉNÉRALITÉ DE MONTRÉAL	DÉPARTEMENT DE LA GÉNÉRALITÉ

FERRAILLAGE DES POTEAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLANS:
 FERRAILLAGE
 DES POTEAUX

WILAYA TIZI OUZOU,
 DAIRA DE TIZI OUZOU
 COMMUNE DE TIZI OUZOU

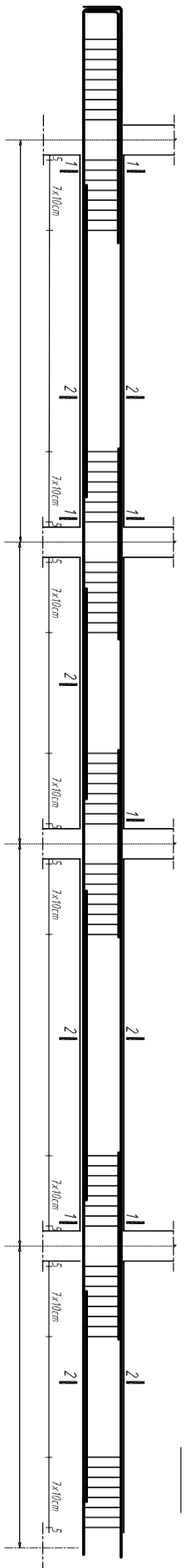
PROJET :
 CONSTRUCTION EN R+4
 AVEC CHARPENTE
 EN BOIS A USAGE
 D'HABITATION
 ET COMMERCIAL.

ETUDIER PAR :
 GHAROUT Nacera

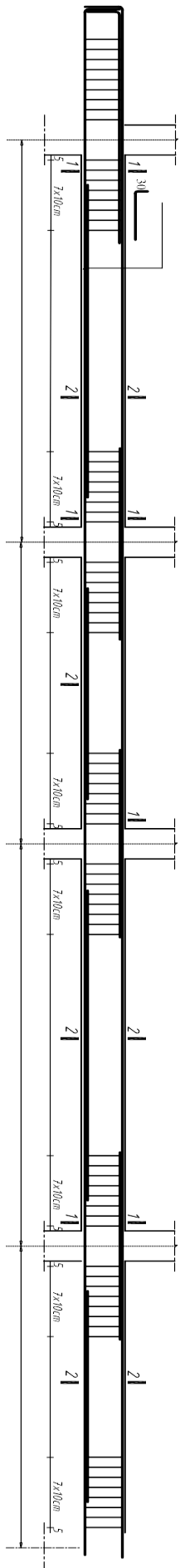
Promotion :2023/2024

Encadré par :
 MME SI AHMED .H

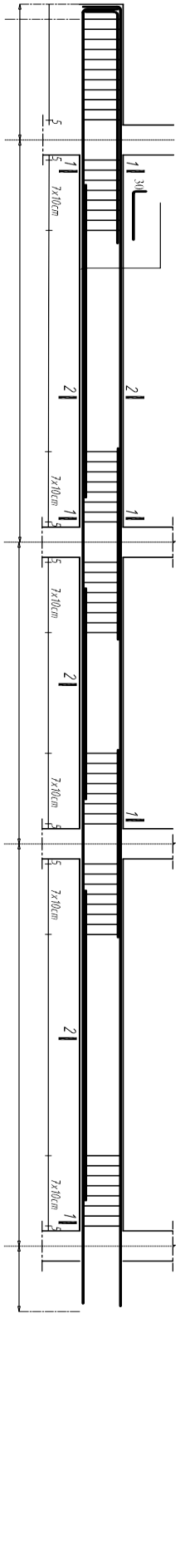
ECH:1/25



111 f. 25 1111 i. l. 25



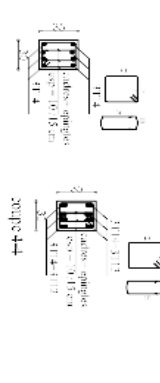
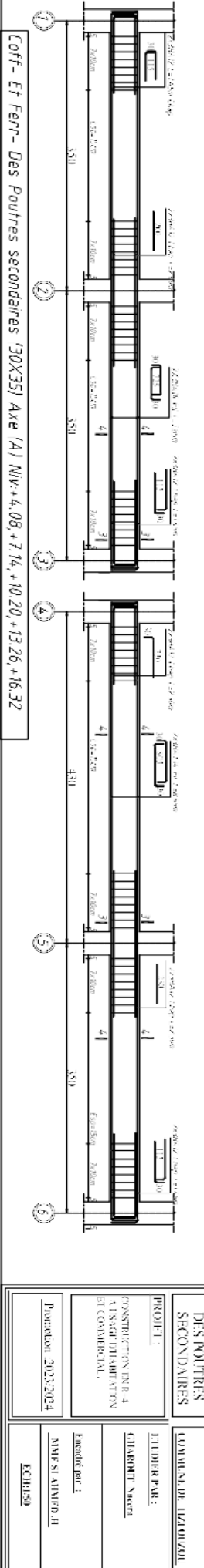
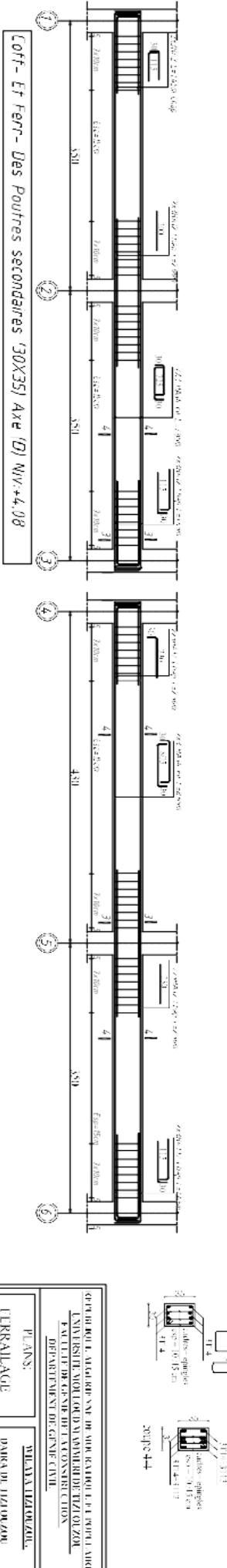
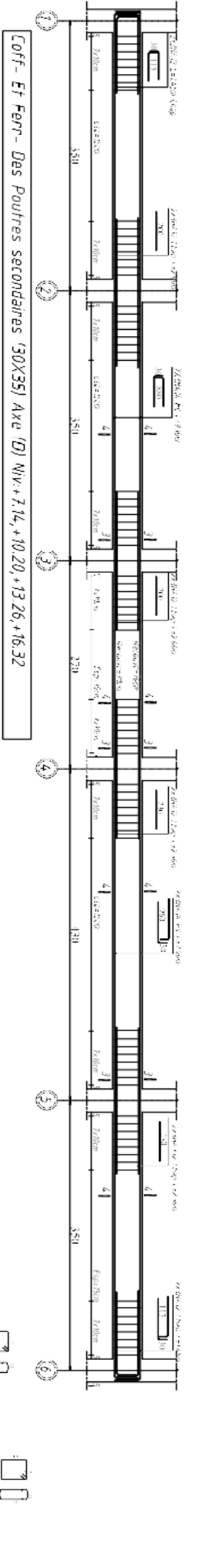
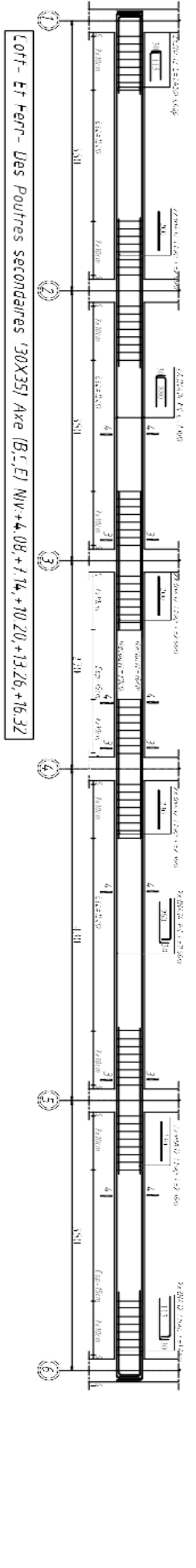
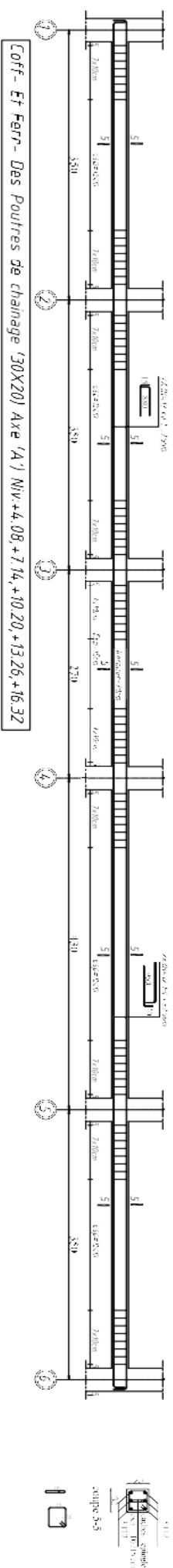
111 f. 25 1111 i. l. 25



111 f. 25 1111 i. l. 25

f

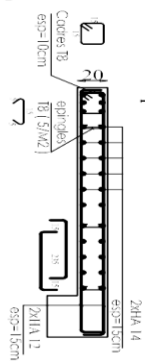
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



OFFICE D'ETUDE, REALISATION DE PROJECTIONS ET DE RELEVÉS UNIVERSITE MOHAMED EL BACHIR EL-BA FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PLANS : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	DELIMITATION D'ARCADE D'AZIONZOU
PROJET : CONSTRUCTION D'UNE 4 AXES D'ALIMENTATION ET COMMERCIAL	EXECUTE PAR : CHARBIT MOGRI
Direction : 2023/2024	EXECUTE PAR : AME SI AMRFDJI ECH: 1/50

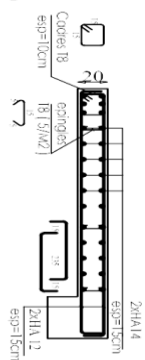
FERRAILLAGE DES VOILES

Coupe A-A



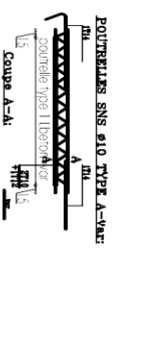
Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V1=2,00m) Niv +4,08, +7,14

Coupe B-B



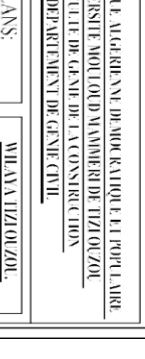
Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V1=2,00m) Niv +4,08, +7,14

Coupe C-C



Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V3=0,80m) Niv +10,20, +13,26, +16,32

Coupe D-D

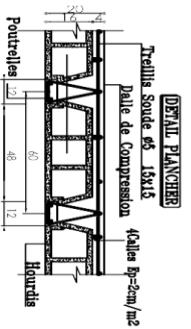


Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V3=0,80m) Niv +4,08, +7,14

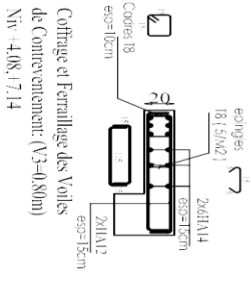
NOTA: espacement pour eponges 18/15/M2=0,172



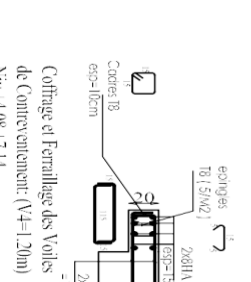
Coupe A-A



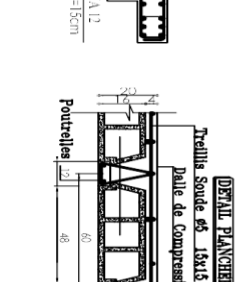
DETAIL PLANCHER



Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V3=0,80m) Niv +4,08, +7,14



Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V3=0,80m) Niv +10,20, +13,26, +16,32



Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V4=1,20m) Niv +4,08, +7,14



Coffrage et Ferrailage des Voiles de Contreventement (V4=1,20m) Niv +13,26, +16,32

REPUBLIQUE ALGERIENNE DE MOUDRANIE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		PLAN: FERRAILLAGE DES VOILES		M. ALAV TIZOUZOU DARRA DE TIZOUZOU COMME NE DE TIZOUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION EX-R-4 AVEC CHARPENTE EN BOIS ALUSAGE PHARMATIYON ET COMMERCIAL.		ETUDIER PAR: GHAROUT MEGREH		MADE IN ALGERIE	
Promotion: 2023/2024		Etablie par :		ECHE: 1/50	

CONCLUSION

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels comme : ROBOT (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD.....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

Au final nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

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 et DTU associés

cours et exercices corrigées.

Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).

Règle CB71 Règles de calcul et de conception de charpente en bois, Juin1984.

Formulaire du béton armé

DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.

Cour et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes .