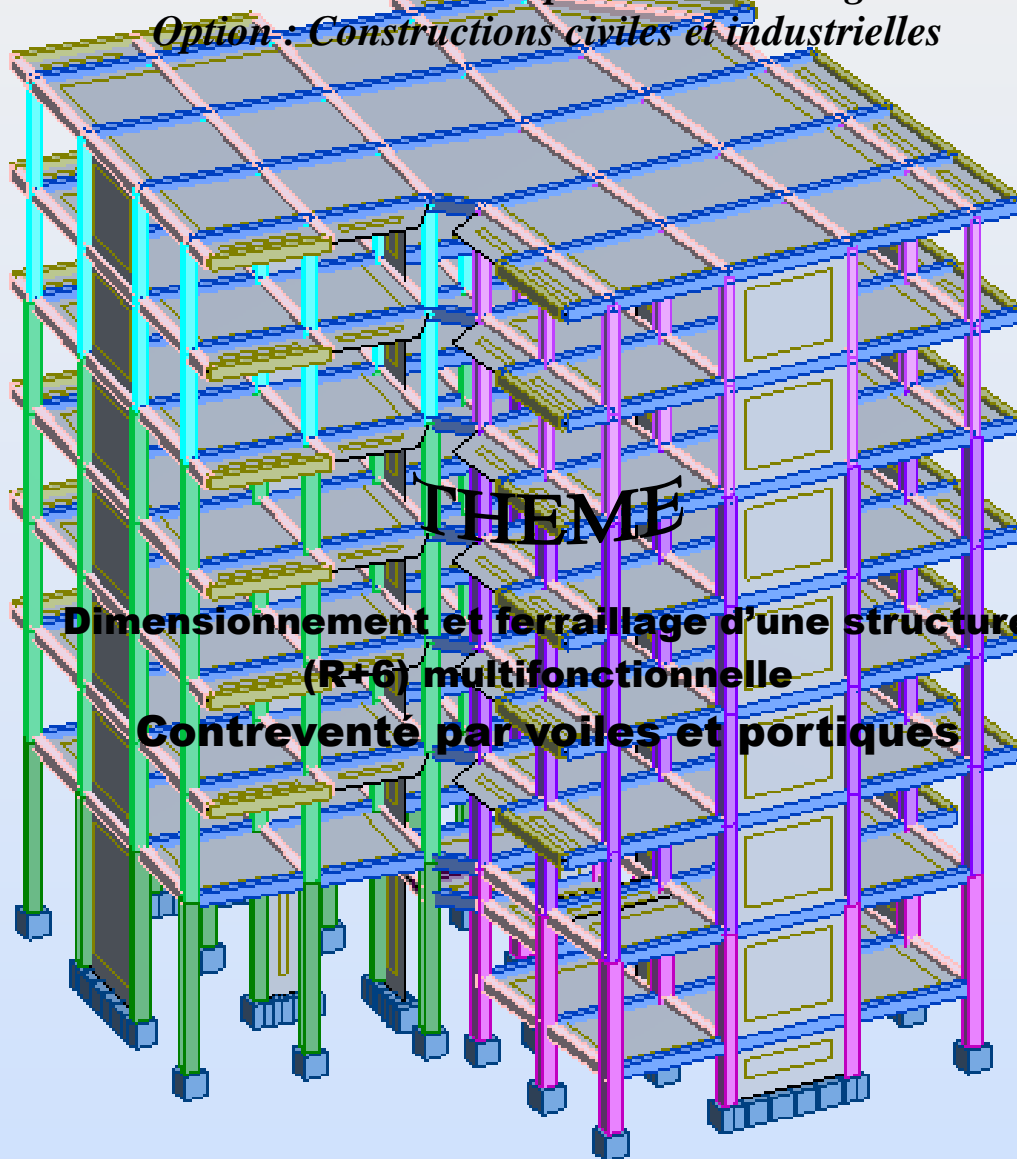


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

*En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : Constructions civiles et industrielles*



Encadré par :

M^r. HAMIZI Mohamed.

Présenté par :

M^{elle}. ARBITI Chahira.

M^{elle}. ALLAM Samira.

Promotion 2016/2017

REMERCIEMENTS

Nous adressons tout d'abord nos remerciements les plus respectueux à notre promoteur Mr Hamizi.M, ainsi qu'aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter d'être nos examinateurs.

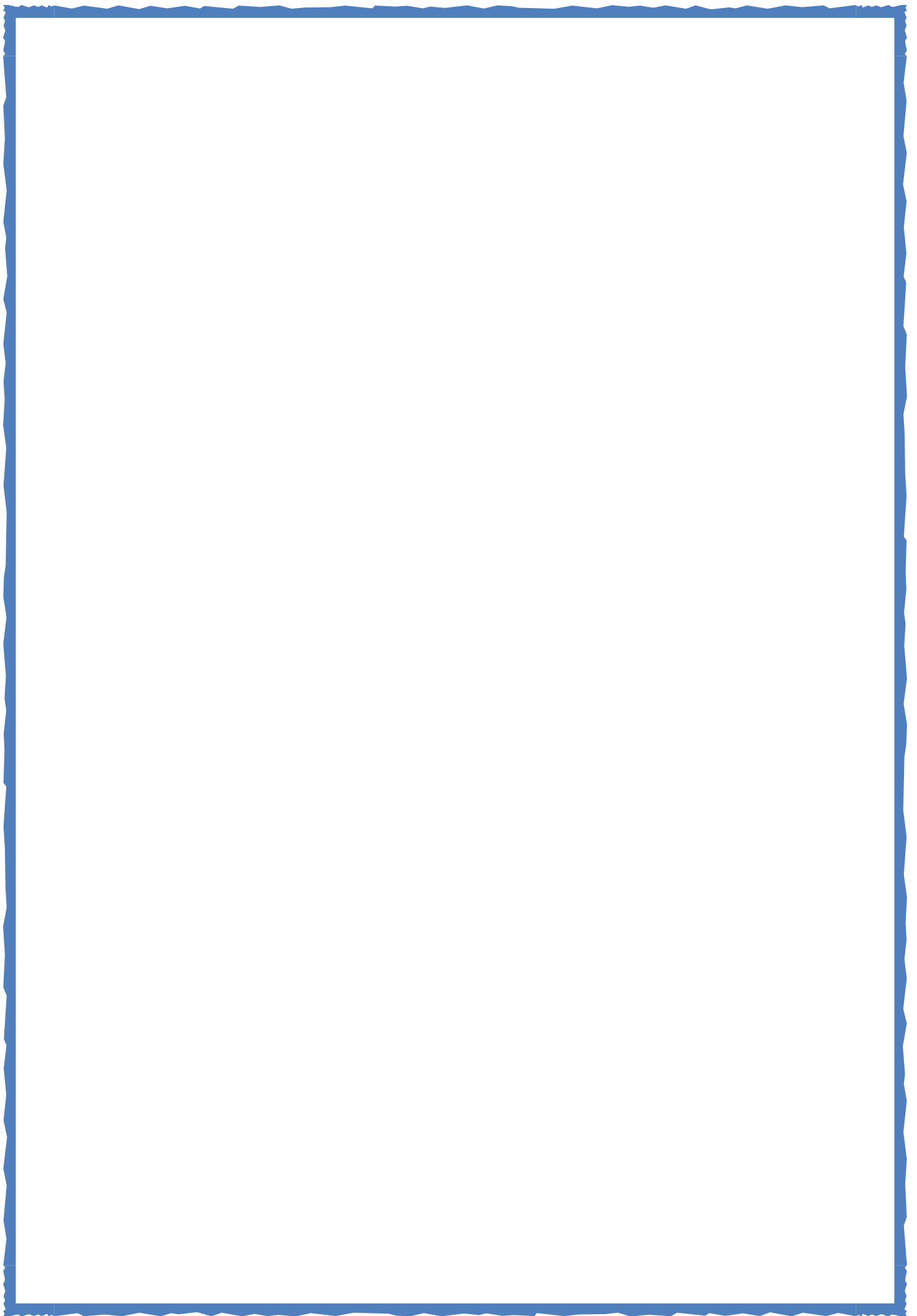
Nos plus vifs remerciements à l'ensemble des enseignants du département du Génie Civil.

Nos plus vifs remerciements vont également à tous nos amis qui sont toujours disponibles pour partager avec nous les moments difficiles et heureux.

A ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Nous tenons à remercier DIEU le tout puissant qui nous à donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Chahira, Samira





**Je dédie ce modeste
travail à**

*Mes très cher parents qui m'ont toujours soutenu
toute au long de ma vie*

*Mes frères Sofiane, Farid et sa femme et leur
petite choupinette.*

*Mes sœurs Ouahiba, son mari et sa petite princesse
Mélissa chérie, Lila et son fiancé, Tahol.*

A toute ma famille sans exception

Ma binôme Chahira et sa famille

*Mes amis(es) et toute la promotion C. C. 9
2016/2017*

Samira



**Je dédie ce modeste
travail à**

La mémoire de mes parents

Mes très chers frères et sœurs

*Amar, Hamid, Akila, Djegdjiga, Hakima, Nacira
Sur tout Mohamad et Fatiha qui m'ont toujours soutenus
tout au long de ma vie*

*Mon fiancé Didir qui ma guidé durant les moments les
plus pénibles de ce long chemin, et sa famille*

A toute ma famille sans exception

Ma binôme Samira et sa famille

Mes amis(es) et toute la promotion C. C. 9 2016/2017

Chakira

SOMMAIRE

Introduction

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structurauxpage 8

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....page16

III.1 LES PLANCHERS.....page16

III.2 CALCUL DE L'ACROTEREpage31

III.3 ETUDE DU BALCONpage37

III.4 CALCUL D'ESCALIERSpage41

III.5 LA POUTRE DE CHAINAGEpage60

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA.....page 69

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....page 91

V.1 Ferrailage des poteaux.....page 91

V.2 Ferrailage des poutrespage 101

V.3 Ferrailage des voilespage 109

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure.....page 119

Chapitre VII : Étude de mur plaquepage 132

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

C'est grâce à ce projet que nous avons eu l'opportunité de réunir les connaissances théorique avec celles de la pratique. Ceci nous permet également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel.

*Ce projet consiste à découvrir les outils de dimensionner et ferrailer une structure en béton armé, selon RPA 99 modifié 2003 et à l'aide d'un logiciel spécialisé dans les calculs des structure en béton armé **ROBOT STRUCTURAL ANALYSES**.*

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Ce travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments.

Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires.

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

L'élaboration de ce projet à pour principale source nous connaissances acquises tout au long de notre parcours et de nos recherches personnelles.

CHAPITRE I :
Présentation de
L'ouvrage

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION

Ce projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+6) multifonctionnelle (habitation, service et commerciale). Implanté à AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU (Zone sismique **IIa** qui est considérée comme une zone de moyenne sismicité par le Règlement Parasismique Algérien **99** version **2003**). Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré conjointement par des portiques et des voiles.

I.1- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

Les plans d'architecture de notre bâtiment indiquent les dimensions suivantes:

- Longueur totale : L=19.50m
- Largeur totale : L=18.66m
- Hauteur totale : H=23.12 m
- Hauteur du R.D.C :4.76 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m

Remarque

Vu la géométrie en plan qui est irrégulière et la forme en L de la structure l'absence du joint sismique est dû à l'aspect architectural de celle-ci, ce qui empêche la mise en place de ce joint.

I.1.1-LES COMPOSITIONS DE L'OUVRAGE

- Le RDC est destiné pour les locaux.
- Le 1^{er} étage est destiné pour les bureaux (service) et habitation.
- Les 5 étages courants sont à usage d'habitation.
- 02 cages d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

I.1.2-LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.1.2.1 Ossature

L'ossature du bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I.1.2.2 Planchers

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs.

I.1.2.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol.

Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **2%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I.1.2.2 Dalle pleine : Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

I.1.2.3 L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.1.2.4 Maçonnerie

- **Les murs extérieurs :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.

- **Les murs de séparation intérieure :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.1.2.5 Escaliers

Cet ouvrage comporte deux types d'escaliers qui seront coulés sur place et en béton armé.

- un Escalier Balancé
- un Escalier droit.

I.1.2.6 Revêtements

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I.1.3- SYSTEME DE COFFRAGE

Nous allons utilisé utilisant un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les poteaux.

I.2- CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

I.2.1-LE BETON

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **Algérie**.

I.2.1.1- LE DOSAGE COURANT PAR 1m³ :• **Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)**

- Gravions750 à 850 L
- Sable fin.....380 à 450 L
- Ciment300 à 400 kg/m³
- Eau de gâchage150 à 200 L

On obtient un béton de masse volumique de 2500 kg/m³.

I.2.1.2- RESISTANCE A LA COMPRESSION

C'est la valeur de résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours notée **fc₂₈=25MPa**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

I.2.1.3- RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION

La résistance caractéristique à la traction du béton à **j** jours **f_{tj}** et définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

Pour ce cas

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25)$$

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

I.2.1.4 CONTRAINTES LIMITES DU BETON**a) état limite ultime (ELU)**

La contrainte limite à la compression notée **<<f_{bc}>>** est donnée par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

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

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à **j = 28 jours** en situation courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « **0.85** » en numérateur et **θ** en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à **ELU**, c'est un **diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle**).

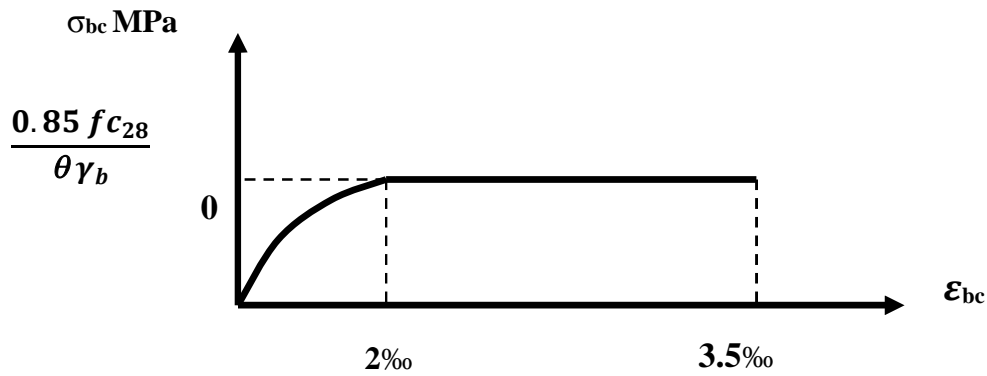


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) **contrainte de cisaillement (τ_u) elle est donnée par la formule suivante (Art A.5.1.21 BAEL 91).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

c) **Etat Limite de service (ELS)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

A j = 28 jours ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

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

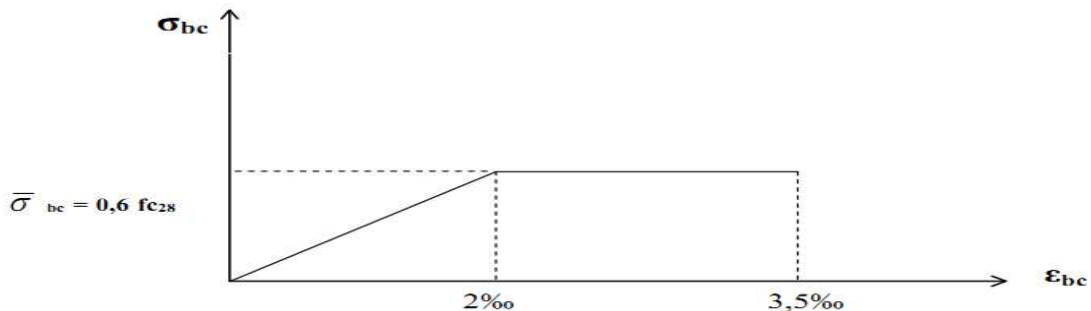


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

Module d'élasticité

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$.Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

- **Module de déformation longitudinale:** Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée** : La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à **24 h**, à l'âge de **j jours**.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différée** : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale** : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale,

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right),$$

Il est pris égal : $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (**ELS**).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (**ELU**).

I.2.2- L'ACIER

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

- **Acier rond lisse : FeE215** ces aciers correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
-
- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa).
-
- **Treillis soudé** : Quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

I.2.2.1 MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE DE L'ACIER : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : **$E_s = 200000 \text{ MPa}$** . (BAEL 91, art A.2.2, 1)

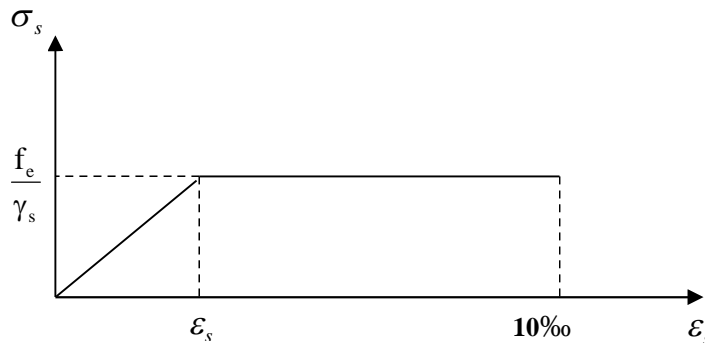
I.2.2.2 COEFFICIENT DE POISSON DES ACIERS : il est pris égale $\nu = 0,3$.

a) **Limite élasticité de l'acier**

- **A ELU** :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right.$ pour le cas courant.
pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour les aciers à haute adhérence FeE400
- $\sigma_s = 204 \text{ MPa}$ pour les aciers doux FeE240



- à l'ELS :
 - **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
 $\bar{\sigma}_s = f_e$
 - **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.
 $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0, 5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \}$ (Art A.4.5.33/BAEL 91)
 - **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.
 $\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0, 5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \}$ (Art A.4.5.34/BAEL 91)

Avec :

- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$: pour les ronds lisses (rl)
- $\eta = 1,6$: pour les hauts adhérences (HA)

Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

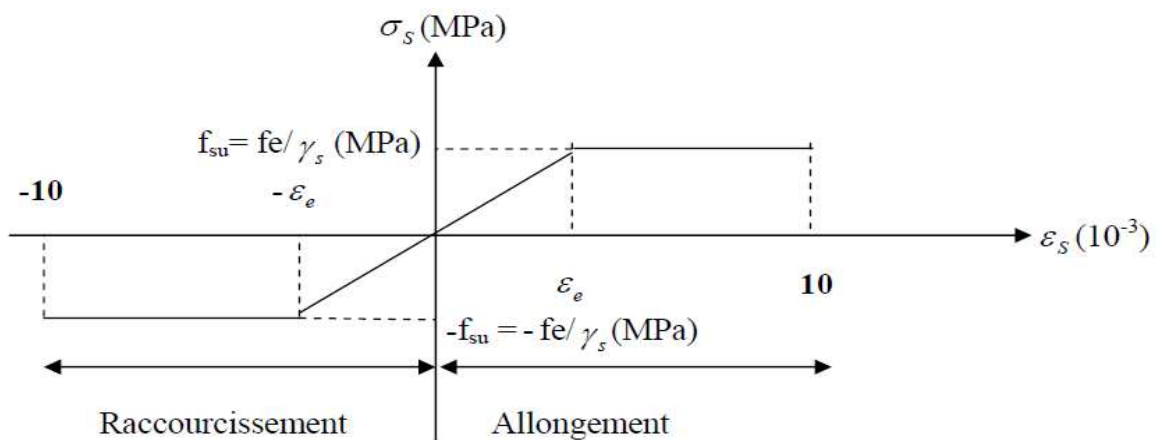


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation

I.2.2.3 PROTECTION D'ARMATURES [BAEL91/A.7.1.]

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes (**Art A.7.1/BAEL91 modifiées 99**) :

- **$C \geq 5\text{cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3\text{cm}$** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$C \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Pré dimensionnement des éléments structuraux

INTRODUCTION

Le pré dimensionnement permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ces dimensions peuvent changer lors de l'introduction de la charge Sismique.

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT

II .1.1 LES PLANCHERS

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

- fonction de résistance mécanique.
- fonction d'isolation.

a- Plancher en corps creux : L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

$$L=385-40=345 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{345}{22,5} = 15,33 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+4) **$h_t=20\text{cm}$**

D'où L'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

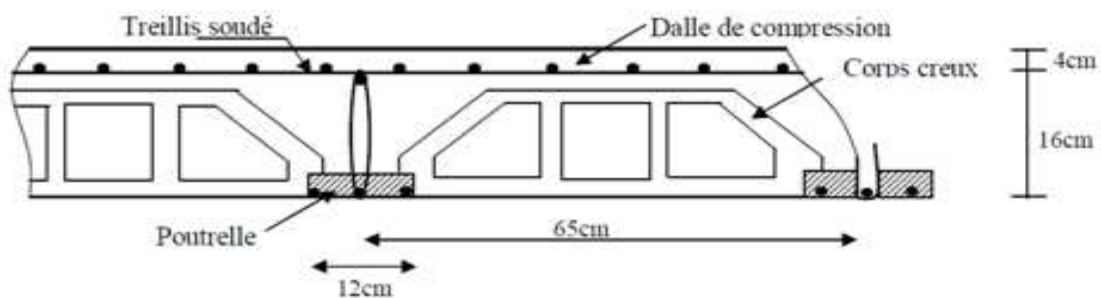


Figure II.1 : schématisation d'un plancher à corps creux.

b- Plancher dalle pleine (Balcons) : L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la loi :

$$e_p \geq L/10 \quad \text{avec } L : \text{ porté du balcon } L = 140 \text{ cm}$$

$$e_p = 140/10 = 14 \text{ cm}$$

On Prend: **$e_p = 15 \text{ cm}$** .

II.1.2 LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.1.2.1 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres (principales, secondaires) sont des éléments en béton armé coulés sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles assurent aussi la fonction de chaînage des poteaux.

Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 Vs 2003 en zone IIa :

Largeur : $b \geq 20\text{cm}$

Hauteur : $h \geq 30\text{cm}$ (RPA99. Art 7.5.1)

Rapport: $h/b \leq 4.0$

$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ Avec : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Pour dimensionner la poutre, ses dimensions (h , b) doivent répondre aux conditions suivantes:

Avec L : la portée libre de la plus grande travée considérée

a) Poutres principales

$$L_{\max} = 385 - 25 = 360\text{cm}$$

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

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \leq h_t \leq 36$$

On prend : $h_t = 35\text{ cm}$.

$$\text{Largeur : } 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{On prend : } b = 25\text{cm}$$

b) Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 385 - 25 = 360\text{cm}$$

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

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \leq h_t \leq 36$$

On prend : $h_t = 35\text{ cm}$.

$$\text{Largeur : } 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b = 25\text{ cm}$.

c) Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié (oui/non)
Hauteur (cm)	$35 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	oui
Largeur (cm)	$25 \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	oui
Hauteur / Largeur	$1,4 \leq 4$	$1,4 \leq 4$	oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

25×35 Poutres principales.

25×35 Poutres secondaires.

D'après les calculs on opte même section pour les deux sens

II.1.2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (L'article 7.7.1) RPA ver 2003.

II.1.2.2.1 L'ÉPAISSEUR (a)

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

Pour le RDC :

$$H_e = H - e_{\text{poutre}}$$

H : hauteur de RDC

e_{dalle} : épaisseur de la dalle

$$H_e = 4.76 - 0.35 = 4.41$$

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$a = 4.41 / 20 = 22.05$$

II.1.2.2.2 Longueur du voile

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1), un élément est considéré comme un voile si la condition suivante est vérifiée : $l \geq 4 \times a$, dans le cas contraire l'élément est considéré comme un élément linéaire Avec :

l : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

On adoptera une épaisseur de voile $a = 25 \text{ cm}$

II.1.2.2.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \end{cases}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité mais il faut déterminé les charges et les surcharges .

$$l = 1.9m > 4 \times 0.25 = 1 m \quad C_v$$

II.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :(DTR B.C 2.2)

II.2.1- CHARGES PERMANENTES

a- Terrasse inaccessible

- Charges permanentes G

I	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,84

b- Etage courant

- Charges permanentes G

N°	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				G= 5,50

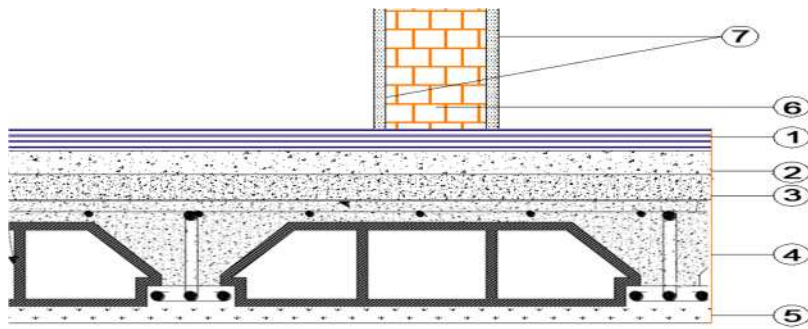


Figure II.2 : coupe verticale du plancher de l'étage courant

c- Maçonnerie

- Mur extérieurs

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 3,49

- Mur intérieurs

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

II.2.2- LES SURCHARGE D'EXPLOITATION

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	—————>	Q =1,00 kN/m ²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	—————>	Q =1,50 kN/m ²
-Plancher étage commercial	—————>	Q =2,5 kN/m ²
- Plancher du RDC	—————>	Q=2,50 kN/m ²
- L'acrotère	—————>	Q=1,00 kN/ml
- L'escalier	—————>	Q=2,50 kN/m ²
- Balcons	—————>	Q=3,50 kN/m ²
-Port à faux	—————>	Q=2,50 kN/m ²

II.2.3-CHARGES ET SURCHARGE REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITE

a) Surface d'influence

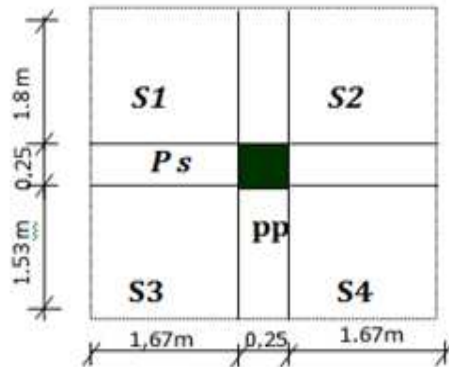


Figure II.3: surface d'influence du poteau c2

Surface nette

$$S_n = (1,67 + 1,67) \cdot (1,53 + 1,8)$$

$$S_n = 11,12 \text{ m}^2$$

Surface brute

$$S_b = (1,67 + 0,25 + 1,67) \cdot (1,53 + 0,25 + 1,8)$$

$$S_b = 12,85 \text{ m}^2$$

b)-Poids propre des éléments

- poids des Poutres

Poutre principale :

$$P_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times (1,53 + 1,8) = 7,28 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times (1,67 + 1,67) = 7,32 \text{ KN}$$

Poids total:

$$p = p_{pp} + p_{ps} = 7,28 + 7,32 = 14,6 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux

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

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

Etage courant : $P_p = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$

RDC : $P_p = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,76 = 7,43 \text{ KN}$

- poids des plancher

Plancher terrasse inaccessible :

$$p_{pt} = G \times S = 5,84 \times 11,12 = 64,94 \text{ KN}$$

Plancher d'étage courant :

$$p_{pc} = G \times S = 5,5 \times 11,12 = 61,16 \text{ KN}$$

c)-Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 11.12 = 11.12 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant : $Q_1=Q_2=Q_3=Q_4= 1.50 \times 11.12 = 16.68 \text{ KN}$
- Plancher étage de service : $Q_5 = 2.5 \times 11.12 = 27.8 \text{ KN}$
- Plancher du RDC : $Q_6 = 2.5 \times 11.12 = 27.8 \text{ KN.m}$

II.3 DESCENTE DE CHARGES

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux. On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 11.12 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_{PC} = 16.68 \text{ KN}.$$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 11.12 \text{ KN}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 27.8 \text{ KN}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 41.8 \text{ KN}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 56.16 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 67.83 \text{ KN}$
- Sous le 1^{ère} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 86.74 \text{ KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 102.86 \text{ KN}$

Niv	Charges permanentes (KN)					Effort Normal (KN)	Section (cm ²)		
	Poids Plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc		Qc	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$
06	64.94	14.6	4.78	84.32	83.31	11.12	94.43	62.95	30x30
05	61.16	14.6	4.78	80.54	164.86	27.80	192.66	128.44	30x30
04	61.16	14.6	4.78	80.54	245.40	41.80	287.2	191.47	30x30
03	61.16	14.6	4.78	80.54	325.94	56.16	382.1	254.73	30x30
02	61.16	14.6	4.78	80.54	406.48	67.83	474.31	316.21	30x30
01	61.16	14.6	4.78	80.54	487.02	86.74	573.76	382.51	30x30
RDC	61.16	14.6	7.43	83.19	570.21	102.86	673.07	448.7	30x30

II.4 VERIFICATION AU FLAMBEMENT

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

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e =$ Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = h \times b^3 / 12$ tel que $b=h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- Poteaux (30x30), pour le RDC:

$$L_0 = 4.76 \text{ m}, \quad \lambda = 2.42 \times \frac{4.76}{0.30} = 38.39 < 50 \quad \text{CV}$$

- Poteaux (30x 30), de 1^{ère} étage jusqu'à au 6^{ème} étage:

$$L_0 = 3.06 \text{ m}, \quad \lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.30} = 24.68 < 50 \quad \text{CV}$$

Toutes les sections des poteaux de cette structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Remarque

Les éléments sont à présent pré-dimensionner, mais les sections peuvent changer après l'étude dynamique de la structure.

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003. Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les planchers à corps creux.
- Les balcons et porte à faux.

III.1 LES PLANCHERS

III.1.1 LES PLANCHERS A CORPS CREUX

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.1.2 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

III.1.2.1 ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES (A_{\perp})

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

A_{\perp} : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Section des armatures parallèles aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité des barres. ($f_e = 520$ MPa)

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$. Soit $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 15 cm

III.1.1.2 ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES ($A_{//}$)

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 15cm.

III.1.3 CALCUL DE LA POUTRELLE

III.2.3.1 LA LARGEUR DE LA DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

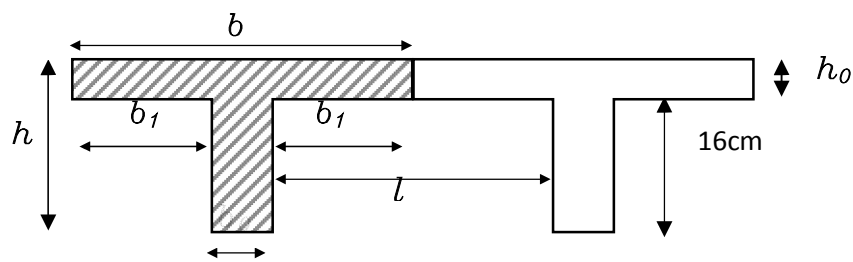


Figure III.1 : Dimension de la poutrelle

Sachant que:

- I: distance entre axe des poutrelles.
- l₁ : portée de la plus grande travée telle que l₁ = 3.85 m (la travée la plus sollicitée).
- b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.
- b₀ : largeur de la nervure (b₀= 12 cm).
- h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4 cm).
- h: hauteur totale du plancher.

Donc :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 385 / 10 = 38.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq (2 / 3)(385 / 2) = 128.33 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ donc: } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

D' où : $b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

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

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due a la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propreG = 0,04 × 0.12 × 25 = 0.12 KN/ml

Poids des corps creuxG' = 0,95 × 0,65 = 0,62 KN/ml

Surcharge de l'ouvrier.....Q = 1KN/mL

1- Calcul à L'ELU

Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

2- Ferrailage à l'ELU

Calcul le moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.85)^2}{8} = 4.63 \text{KN.ml}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.85}{2} = 4.81 \text{KN}$$

Calcul de la section d'armature

La hauteur $d = 2c$

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.63 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.79 \gg 0.392 \Rightarrow$$

Section doublement armée (SDA)

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té, avec une inertie constant, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

1- à L'ELU

• Calcul de poids et surcharges des planchers

Plancher terrasse $\left\{ \begin{array}{l} G=5.84 \times 0.65=3.796 \text{ KN/ml} \\ Q=1 \times 0.65=0.65 \text{ KN/ml} \end{array} \right\}$

Plancher habitation $\left\{ \begin{array}{l} G=5.5 \times 0.65=3.575 \text{ KN/ml} \\ Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right\}$

Plancher service $\left\{ \begin{array}{l} G=5.5 \times 0.65=3.575 \text{ KN/ml} \\ Q=2.5 \times 0.65=1.625 \text{ KN/ml} \end{array} \right\}$

La charge revenant à la poutrelle : $P_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 0,65$

• Plancher terrasse

$$P_u = (1,35 \cdot 3,796 + 1,5 \cdot 0,65) = 6,09 \text{ KN / ml.}$$

• Plancher d'habitation

$$P_u = (1,35 \cdot 3,575 + 1,5 \cdot 0,975) = 6,28 \text{ KN/ ml}$$

• Plancher bureaux

$$P_u = (1,35 \cdot 3,575 + 1,5 \cdot 1,625) = 7,26 \text{ KN / ml}$$

On prend la charge maximale **$P_u = 7.26 \text{ KN/ ml}$**

2- à L'ELS

La charge revenant à la poutrelle : $P_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5.5 + 2.5) \cdot 0,65 = 5.2 \text{ KN/ m}$.

III.1.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

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

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

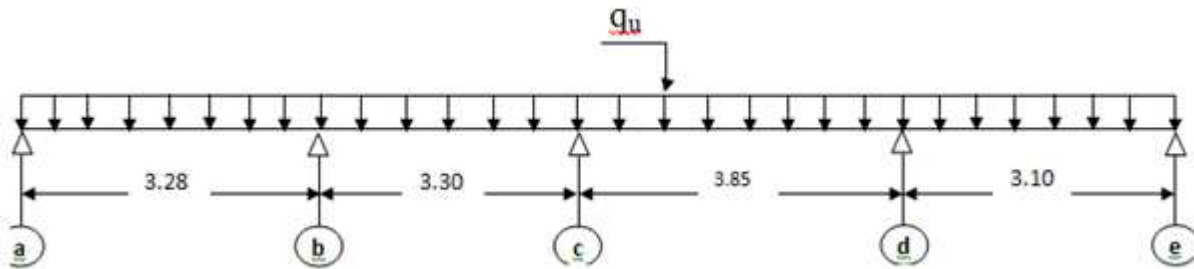


Figure III. 2 : schémas statiques de la poutrelle

III.1.4.1 LES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifie 99]

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ ml}\}$
- 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.

III.1.4.2 VERIFICATION

1- Calcul de poids et surcharges des planchers :

On prend $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

$G=5.5 \text{ KN/m}^2$

$Q=5 \leq \max(11 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ CV

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

CV

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$$

$$L_i/L_{i+1} = 328/330 = 0.99$$

$$L_i/L_{i+1} = 330/385 = 0.85$$

$$L_i/L_{i+1} = 385/310 = 1.24$$

CV

4- la fissuration est non préjudiciable

CV

Conclusion :

Ce plancher est considéré comme un plancher à charge d'exploitation modérée. Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, nous allons donc opter pour cette méthode.

III.1.4.3 APPLICATION DE LA METHODE

- Cas d'une poutre avec plus de deux travées :

Appui de rive : $M_{a1} = 0,3M_{0A}$, $M_{a5} = 0,3 M_{0D}$.

Appuis voisin de rive : $M_{a2} = 0,5 \max (M_{0A}, M_{0B})$, $M_{a4} = 0,5 \max (M_{0C}, M_{0D})$.

Appuis intermédiaires : $M_{a3} = 0,4 \max (M_{0B}, M_{0C})$.

- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.50 + 2.5} = 0.313 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.313	1.094	0.547	0.647

- Calcul des moments isostatique

- En travée :

$$M_{0i} = \frac{q_u \cdot l_i^2}{8}$$

Travée	A – B	B – C	C - D	D - E
L(m)	3.28	3.3	3.85	3.1
M ₀ (KN.m)	9.76	9.88	13.45	8.72

- En appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
Moment sur appui(KN.m)	2.93	4.94	5.38	6.73	2.62

- des moments en travées :

- Travée de rive A – B

$$M_{iAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iAB} \geq 1.094 \times 9.76 - \frac{2.93 + 4.94}{2}$$

$$M_{iAB} \geq 6.74 \text{ KN.m}$$

$$(1 + 0.3 \alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01} \rightarrow 10.67 > 10.25 \text{ OK}$$

$$M_{iAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.647 \times 9.76 = 6.31 \text{ KN. M}$$

On prend :

$$M_{iAB} = 6.74 \text{ KN.}$$

• **Travée intermédiaire B - C**

$$M_{iBC} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

Et $(1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \quad M_{iBC} \geq 1.094 \times 9.88 - \frac{4.94 + 5.38}{2}$

$$M_{iBC} \geq 6.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_{02} = 0.547 \times 9.88 = 5.40 \text{KN. m}$$

On prend : $M_{iBC} = 6.65 \text{ KN.m}$

• **Travée intermédiaire C- D**

$$M_{iCD} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.094 \times 13.45 - \frac{5.38 + 6.73}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_{03} = 0.547 \times 13.45 = 7.36 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{iCD} = 8.66 \text{ KN. M}$

• **Travée de rive D - E**

$$M_{iDE} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.094 \times 8.72 - \frac{6.73 + 2.62}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 4.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{04} = 0.647 \times 8.72 = 5.64 \text{KN. M}$$

On prend : $M_{iDE} = 5.64 \text{ KN.m}$

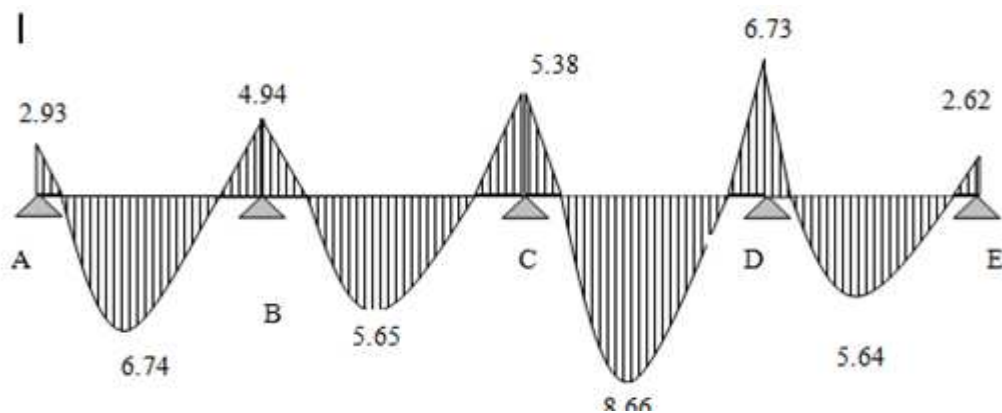


Figure III.3 : diagrammes des moments fléchissant

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

- La travée A

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.26 \times 3.28}{2} + \frac{(-4.94) - (-2.93)}{3.28} = 9.77 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.26 \times 3.28}{2} + \frac{(-4.94) - (-2.93)}{3.28} = -12.52 \text{ KN}$$

- La travée B- C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.26 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.38) - (-4.94)}{3.3} = 11.85 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.26 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.38) - (-4.94)}{3.3} = -12.11 \text{ KN}$$

- La travée C - D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.26 \times 3.85}{2} + \frac{(-6.73) - (-5.38)}{3.85} = 13.62 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.26 \times 3.85}{2} + \frac{(6.73) - (-5.38)}{3.85} = -14.33 \text{ KN}$$

- La travée D - E

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.26 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.62) - (-6.73)}{3.1} = 12.57 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.26 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.62) - (-6.73)}{4.50} = -9.93 \text{ KN}$$

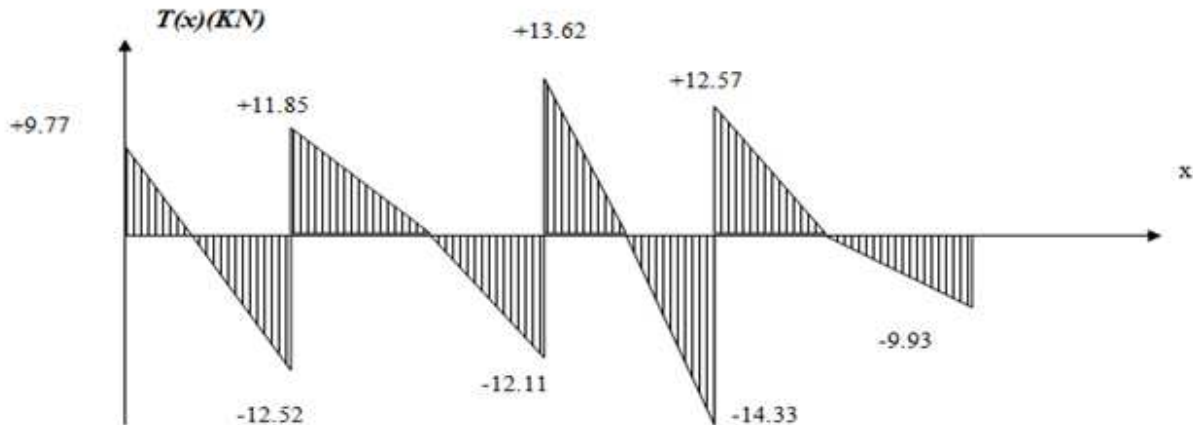


Figure III.4 : diagrammes des efforts tranchants

III.1.4.4 Ferrailage à l'ELU

Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.66 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6.73 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

En travées

$$M_t^{\max} = 12.48 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.66 \text{ KN.m} < M_t = 59.072 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

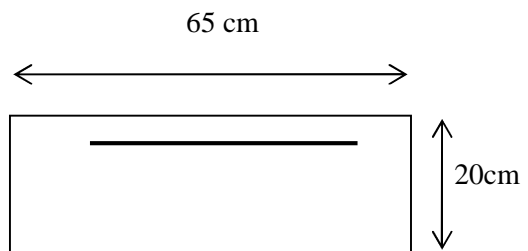
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.48 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.48 \times 10^5}{0,979 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.4 \text{ cm}^2$$



Remarque

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : $3 \text{ HA10} = 2.36\text{cm}^2$
 $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

Aux appuis

$M_a^{\max} = 6.73 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.73}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.122.$$

$\mu = 0,122 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$

$\mu = 0.122 \Rightarrow \beta = 0.935$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.73 \times 10^4}{0,935 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.149 \text{ cm}^2.$$

On adopte $2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$
 $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$

Conclusion

En travée : $3\text{HA } 10 = 2.36\text{cm}^2.$

Aux appuis : $2\text{HA10} = 1.57\text{cm}^2.$

Pour les aciers de continuité, on place $2\text{HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$

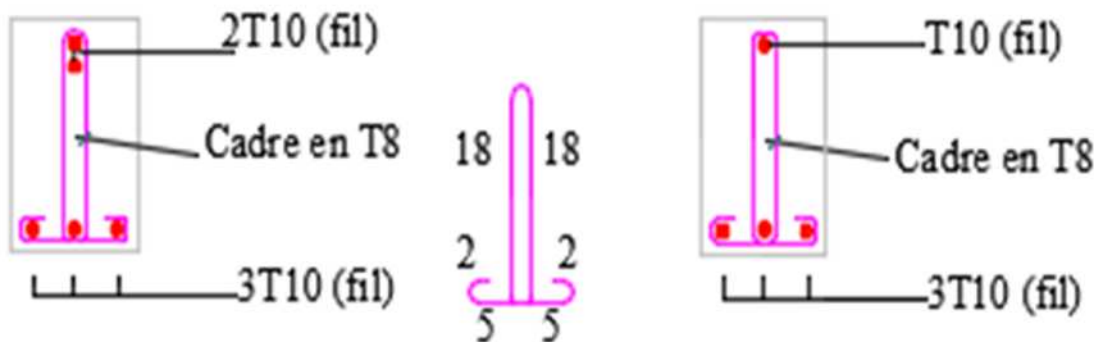


Figure III.5 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis et travée

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$

$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,0\right) = 0,57\text{cm}$

On adopte : $2 \text{ HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

– Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d,40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm,40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 16cm$$

On prend $S_t = 16cm$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} = \frac{1 \cdot 400}{12 \cdot 16} = 2.08MPa \geq 0.4MPa \quad \text{CV.}$$

III.1.4.5 VERIFICATION A L'ELU

III.1.4.5.1 CONDITION DE NON FRAGILITE

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.1.4.5.2 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE

$$V_u^{\max} = 14.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14.33 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,663 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,663 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.1.4.5.3 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHERENCE ET D'ENTRAINEMENT

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales

III.1.4.5.4 L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES APPUIS

(ART : A.5. 1. 313)

Sur le béton

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 14.33 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier

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

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left(14.33 + \frac{6.73}{0,9 \times 18} \right) = 0.04$$

⇒ condition vérifiée .

III.1.4.5.6 L'ANCRAGE DES BARRES

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 21 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$L_s = 20 \text{ cm}$$

III.1.4.5.7 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

(BAEL 91 ART A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 14.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.33 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.122$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

III.1.4.6 Calcul à l' E L S

III.1.4.6.1 MOMENT DE FLEXION A L'E.L.S (BAEL 91 ; MODIFIE 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.26 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = G + Q = 5.2 \text{ KN / ml}$$

$$q_s / q_u = 0.716$$

- Les moments en travées :

$$M_{iAB} = 6.74 \times 0.716 = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = 5.65 \times 0.716 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = 8.66 \times 0.716 = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} = 5.64 \times 0.716 = 4.03 \text{ KN.m}$$

-Les moments en appuis :

$$M_A = 2.93 \times 0.716 = 2.10 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 4.94 \times 0.716 = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 5.38 \times 0.716 = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 6.73 \times 0.716 = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 2.62 \times 0.716 = 1.88 \text{ KN.m}$$

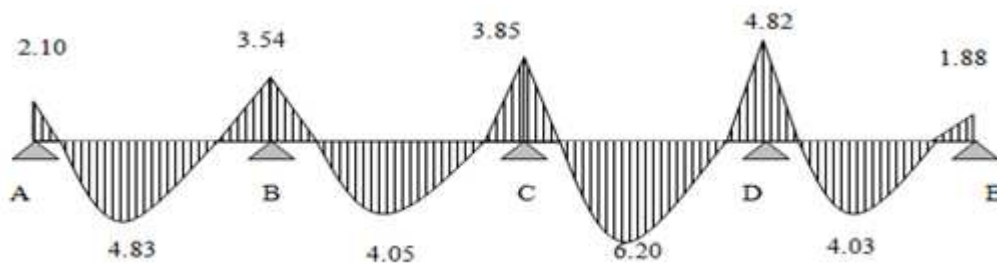


Figure III.6 Diagrammes des moments fléchissant

III.1.4.6.2 EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S :

Travée A – B :

$$V_A = 9.77 \times 0.716 = 6.99 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.52 \times 0.716 = -8.96 \text{ KN}$$

Travée B – C :

$$V_B = 11.85 \times 0.716 = 8.48 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.11 \times 0.716 = - 8.67 \text{ KN}$$

Travée C – D :

$$V_C = 13.62 \times 0.716 = 9.75 \text{ KN}$$

$$V_D = -14.33 \times 0.716 = - 10.26 \text{ KN}$$

Travée D – E :

$$V_D = 12.57 \times 0.716 = 9.00 \text{ KN}$$

$$V_E = -9.93 \times 0.716 = - 7.11 \text{ KN}$$

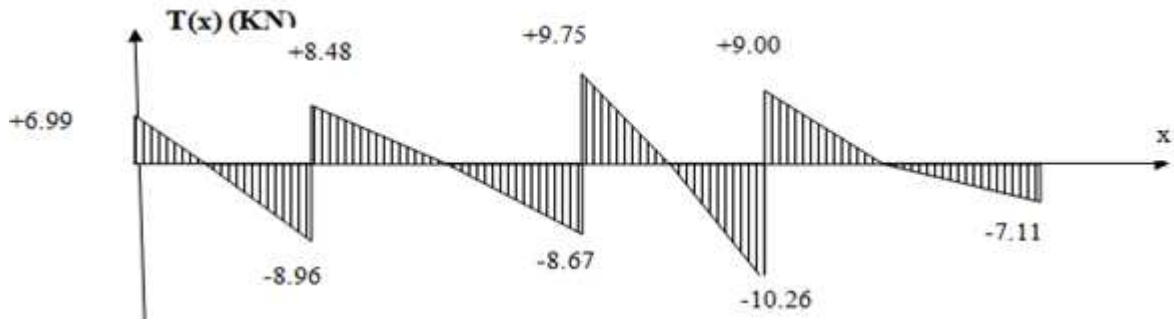


Figure III.7 diagrammes des efforts tranchants

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.093$$

$$\beta_1 = 0.856$$

$$K_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.20 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.36 \times 10^3} = 170.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 170.50 / 19.72 = 8.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K_1 = 25.32 \\ \beta = 0.87 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 153.57 / 25.32 = 6.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Etat limite de déformation (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,06$$

Avec : L la distance entre nœud de la plus grand travée.

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Calcul de V1 et V2 :

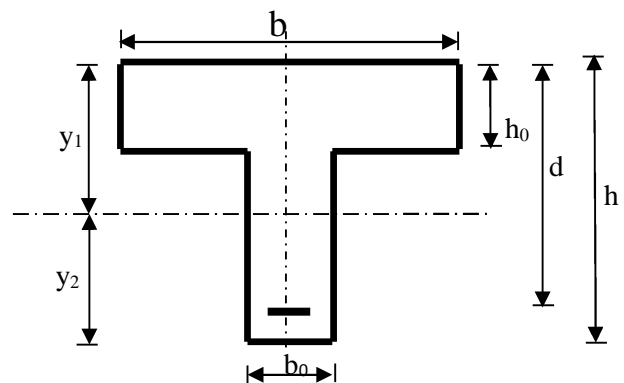
Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.89 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.10^3 + 12.89^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36(12.89 - 2)^2$$

$$I_0 = 19993 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.010} = 1.645$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,66 ; 0 \} = 0,66$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 19993}{1 + 1.647 \times 0,66} = 10537,65 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \qquad f = \frac{6.20 \times 3.60^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 10537 \times 10^{-8}} = 0.009m < \bar{f} = 9mm \qquad \text{CV}$$

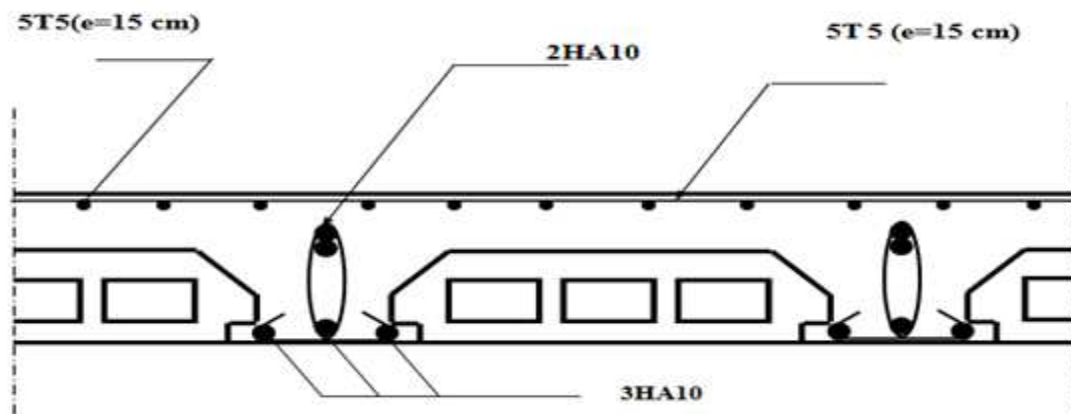


Figure III.8 : plans de ferrailage du plancher

III.2 CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à l'effort « G » du à son poids propre et à un effort horizontale « Q » du à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

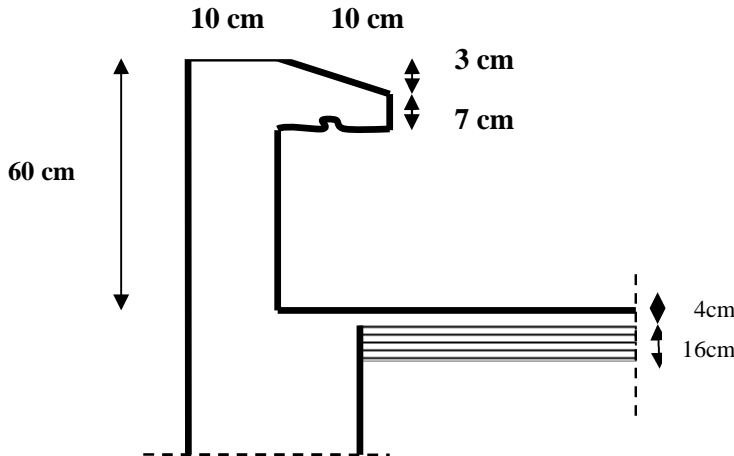


Figure III.9 : coupe verticale de l'acrotère

III .2.1 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

- Poids propre : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$
 $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre $G : N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement du à la surcharge $Q : M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN .m}$

III .2.2 DIAGRAMME DES EFFORTS

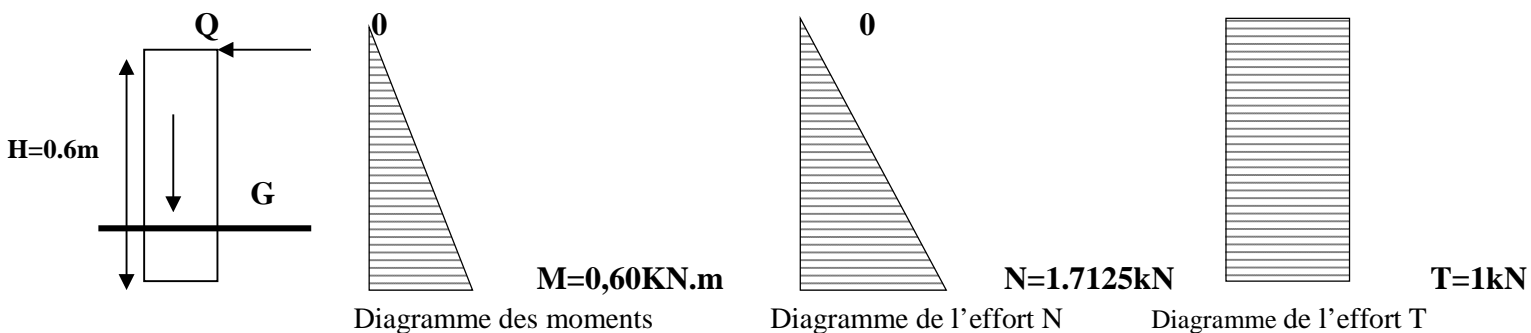


Figure III.10: Schema statique du calcul de l'acrotère.

III.2.3 COMBINAISON DE CHARGE

ELU : 1.35G + 1.5Q

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

ELS : G + Q

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

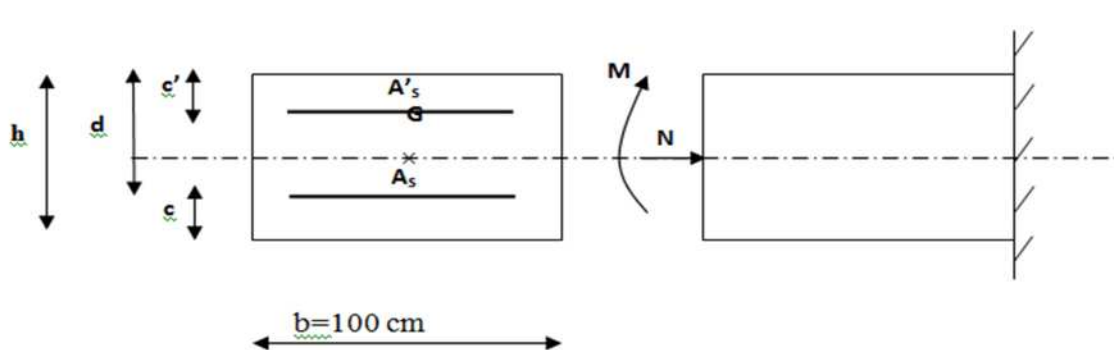
$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III.2.4 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

III.2.4.1 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).



III.2.4.2 POSITION DU CENTRE DE PRESSION :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow \text{Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **M_u** : moment du à la compression ;

N_u : effort de compression ;

C_p : centre de pression ;

e_u : excentricité ;

C : l'enrobage ;

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

III.2.4.3 CALCUL EN FLEXION SIMPLE

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

avec :

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = \mathbf{0.970 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A_{sc} = 0**.

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

- **Armatures fictives (flexion simple)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.994$$

Donc :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.994 \times 7.5 \times 348} = 0.374 \text{ cm}^2.$$

- **Armature réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.374 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.308 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0.308 \text{ cm}^2}.$$

III.2.5 VERIFICATIONS

III.2.5 .1 VERIFICATION A L'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : **A_s ≥ A_{min}**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

$A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de **25 cm²**.

2) vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

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

avec : τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ MPa.}$$

Et $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \textit{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 7.5} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \frac{V_u}{b d} = 0.02 \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3) vérification de l'adhérence des barres

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

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

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

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

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

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 75 \times 100.5} = 0.221 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.221 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

4) Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III .2.5.2 VERIFICATION A L'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers} \quad \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{array} \right. \quad \text{d'où} \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad ; \quad \text{avec} : \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 : \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7.5} = 0.268$$

$$\rho = 0.268 \quad \beta_1 = 0.918 \quad K_1 = 45.98 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.022$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.918 \times 7.5 \times 2.01} = 43.36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 43.36 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérifions que :

$$\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs} \quad \text{avec} : \quad \sigma_{bs} = k \sigma_s$$

$$\sigma_{bs} = 0.022 \times 43.36 = 0.954 \text{ MPa} ; \quad \text{et} \quad \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III .2.5.3 VERIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SEISME : (RPA 99 / ART A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$f_p = 4 \times a \times c_p \times w_p.$$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{CV}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

CONCLUSION :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : 4 HA8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : 4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

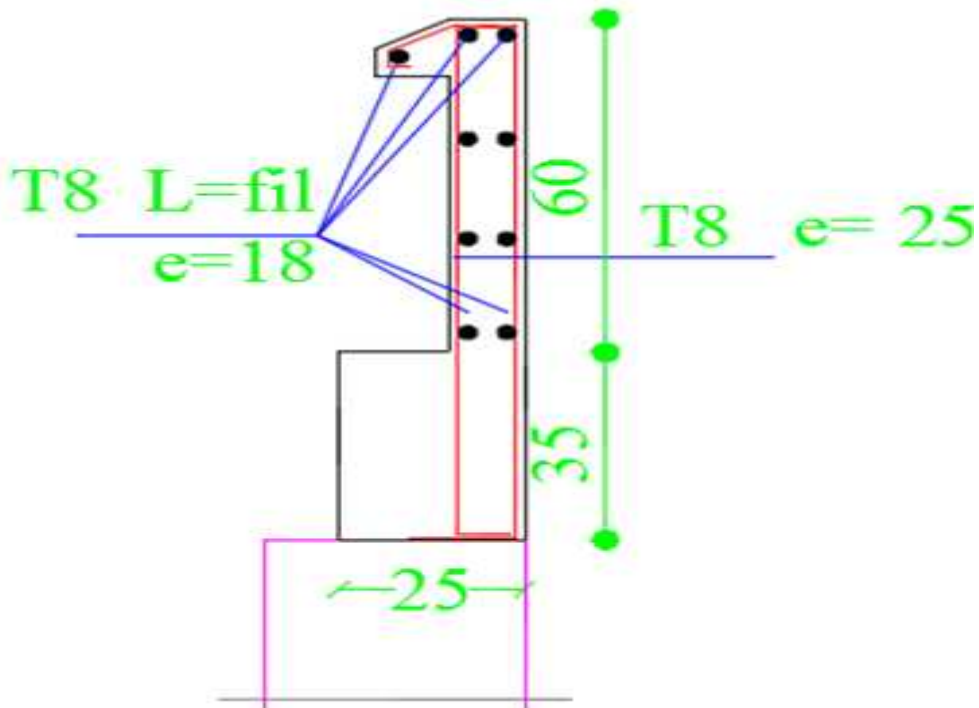


Figure III.11 : ferrailage de l'acrotère

III.3 ETUDE DU BALCON

III.3.1 INTRODUCTION

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p=15\text{cm}$

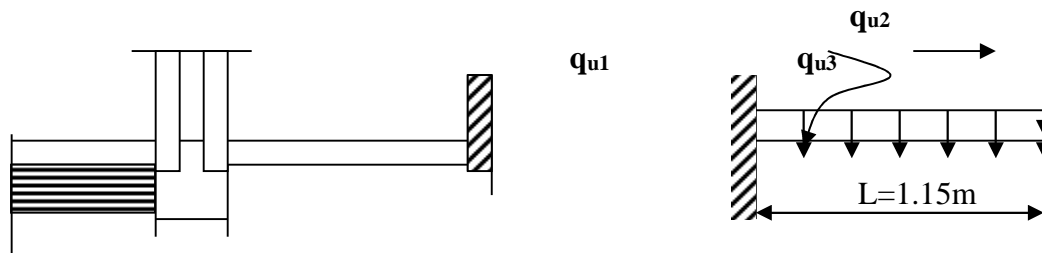


Figure III.12: Schéma statique du balcon

Puisque les balcons sont exposés aux intempéries la fissuration est préjudiciable.

III.3.2 CHARGES ET SURCHARGES

- charges permanentes : $G_1 = 6.45 \text{ KN/ m}^2$.
- surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$.
- charges de garde corps : $G_2 = 1.3 \text{ KN/ m}^2$

III.3.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS

à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle : $q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (6.45) + 1.5 (3.5) = 13.95 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $P_u = 1.35 \times G_2 = 1.35(1.3) = 1.755 \text{ KN/ml}$

à l'ELS :

Pour la dalle : $q_{ser} = G_1 + Q_1 = 6.45 + 3.5 = 9.95 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $P_{ser} = G_2 = 1.3 \text{ KN/ml}$

Moment à l'ELU:

$$M_u = 13.95 \times (1,15)^2 / 2 + 1.755 \times 1.15 = 11.24 \text{ KN m}$$

Moment à l'ELS:

$$M_{ser} = q_{ser} \times L^2 / 2 + P_{ser} \times L$$

$$M_{ser} = 9.95 \times (1,15)^2 / 2 + 1.3 \times 1.15 = 8.07 \text{ KN. m}$$

III.3.4 DU FERRAILLAGE

1) Armature principale :

$$b = 1\text{m}, \quad h = 15\text{cm}, \quad d = 13\text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{11.24 \times 1000}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.24 \times 10^3}{0.976 \times 14 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA 10} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \mathbf{S=20cm}$$

2) armature de répartition :

$$A_t = A_l / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4T8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \mathbf{S=25cm}$$

III.3.5 VERIFICATIONS A L'ELU

III.3.5.1 VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

(Art 4.2.1/BAEL 91mod 99)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot (0.130) \cdot (2.1)}{400} = 1,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{C.V}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{C.V}$$

III.3.5.2 VERIFICATION DE DISPOSITION D'ARMATURE

- Armature longitudinale :

$$S_l \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h : \text{l'épaisseur du balcon } h = 15 \text{ cm}$$

$$S_l = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \mathbf{CV}$$

- Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(64\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \mathbf{CV}$$

III.3.5.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$T_u = 13.95 \times 1.15 + 1.755 = 17.80 \text{ KN}$$

$$\tau_U = T_u / b \cdot d < \bar{\tau}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min [2,5 ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 17.80 \times 10 / 100 \times 13 = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.3.5.4 VERIFICATION DE L'ADHERENCE D'APPUI

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9d \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 17.80 \times 10 / 0.9 \times 13 \times 5 \times 1.2 \times 3.14 = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.3.6 VERIFICATION A L'ELS**III.3.6 .1 VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'OUVERTURE DES FISSURES**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66 , 202 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.28.$$

$$\rho = 0.28 \longrightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{8.07 \times 10^6}{0.916 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 172.44 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion :

La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

III.3.6.2 VERIFICATION DE LA FLECHE

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

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{115} = 0,130 > 0,0625$ CV
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{115} = 0,130 > \frac{7,08}{10 \times 7,08} = 0,1$ CV
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,0030 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ CV

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

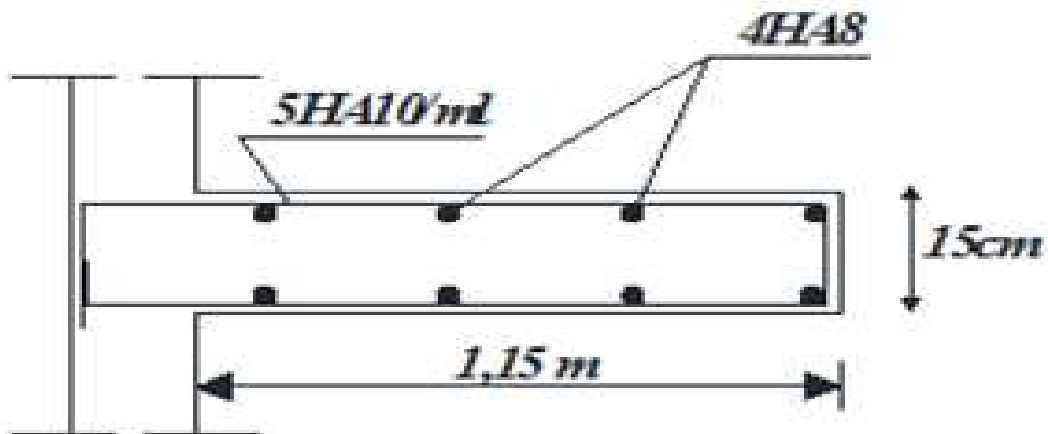


Figure III.13 : ferrailages du balcon reposant sur deux appuis

III.4 CALCUL D'ESCALIERS

INTRODUCTION

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

Terminologie :

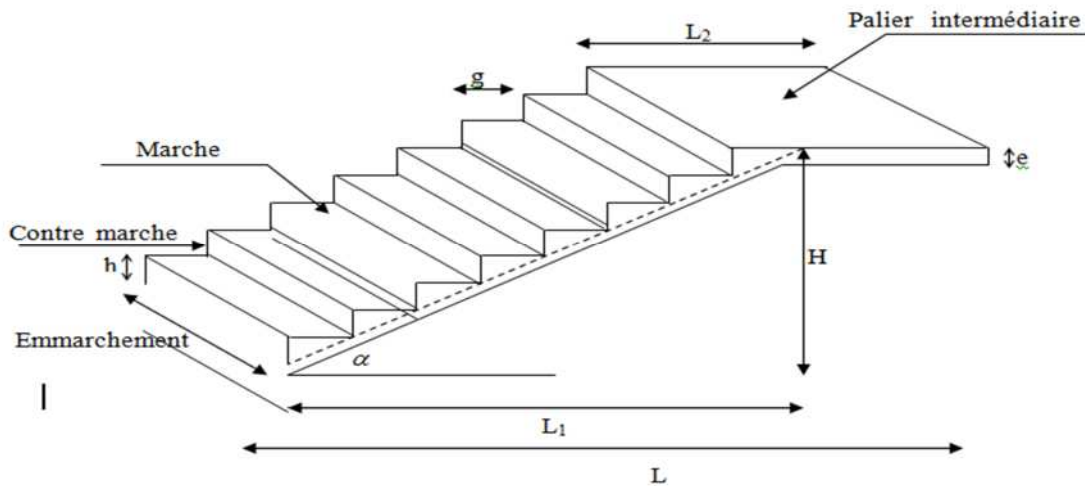


Figure III.14 : présentation de l'escalier

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC et balancé. Nous calculerons l'escalier à deux volées.

III.4.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

On prend en compte les dimensions des plans d'architectures et pour le pré dimensionnement on vérifie la formule de **BLONDEL**.

III.4.1.1 PRESENTATION SCHEMATIQUE

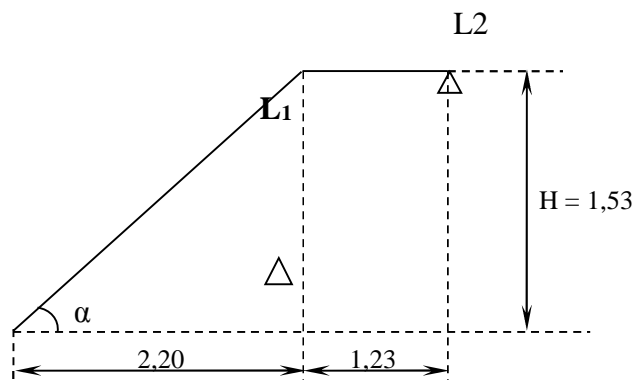


Figure. III.15 : Schéma statique

III.4.1.2 CALCUL DU NOMBRE DE CONTRE MARCHES ET DE MARCHES

$$13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches :

$$H = 3.06\text{ cm} \quad ; \quad h = 17\text{ cm} \quad ;$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow n = 18 \quad \text{contre marches.}$$

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1: $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.

Volée 2: $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.

III.4.1.3 LOI DE BLONDEL :

$$60\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64\text{ cm.}$$

Pour $h = 17\text{ cm}$,

on aura : $26\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

donc on prend $g = 30\text{ cm}$.

La volée est appuyée sur les deux paliers intermédiaires.

- Dimensionnement de la paille :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{220} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 34,82^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{220}{\cos 34,82^\circ} = 268\text{ cm.}$$

Longueur réelle de la paille :

$$L' = L_1 + L_2 = 268 + 123 = 391\text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{391}{30} \leq e_p \leq \frac{391}{20} \Rightarrow 13,03\text{cm} \leq e_p \leq 19,55\text{cm}$$

On prend : $e_p = 15\text{ cm}$ et on adopte la même épaisseur sur tout l'escalier.

III.4.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

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

III.4.2.1 CHARGES PERMANENTES

- **Palier :**

Poids propre $= 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$
 Poids du revêtement (mortier+carrelage+lit de sable) $= 0.60 + 0.44 + 0.66 = 1.70 \text{ KN/ml}$
 $G_{\text{palier}} = 5.45 \text{ KN/m}$

- **Volée :**

Poids de la paillasse : $G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 31.15^\circ} = 4.38 \text{ KN/ml}$.

Poids des marches : $G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/ml}$

Carrelage ; 0.44 KN/ml .

Mortier de pose : 0.60 KN/ml .

Poids du garde corps : 0.20 KN/ml

$G_{\text{total}} = 7.745 \text{ KN/ml}$

III.4.2.2 SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

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

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

- **Combinaison des charges et surcharges :**

Etat limite ultime :

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.45 + 1,5 \times 2,5 = 11.11 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 7.745 + 1,5 \times 2,5 = 14.21 \text{ KN/ml}$

III.4.3 CALCUL DES EFFORTS INTERNES

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

- Etude des volées 1 et 2 :

III.4.3.1 REACTIONS D'APPUI

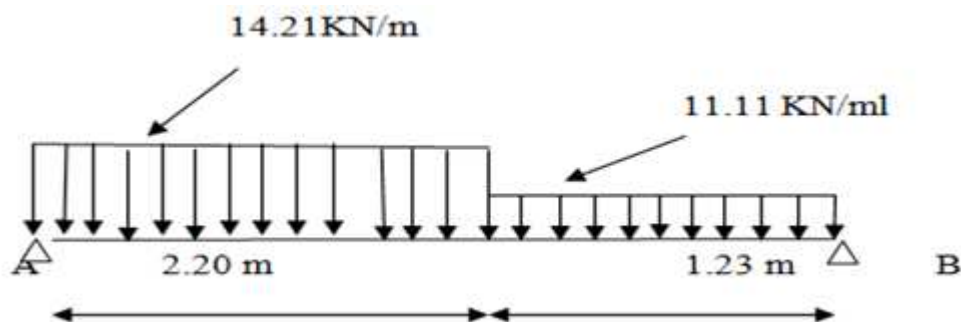


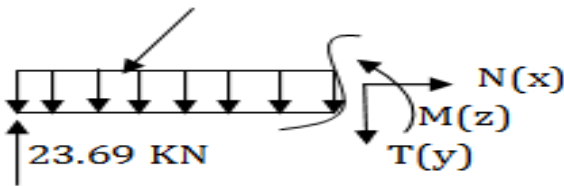
Figure III.16 : schéma statique d'escalier

$$\begin{aligned}\sum F &= 0. \\ R_A + R_B &= 11.11 \times 1.23 + 14.21 \times 2.20 = 44.93 \text{ KN} \\ \sum M/A &= 0 \\ R_B &= 21.24 \text{ KN} \\ R_A &= 23.69 \text{ KN}\end{aligned}$$

III.4.3.2 EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT

- **Efforts tranchants :**

Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.20 \text{ m}$



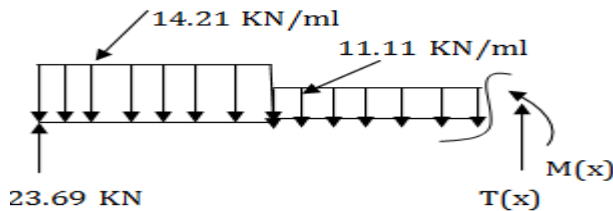
14.21 KN/ml

$$T(x) - 23.69 + 14.21x = 0$$

$$T(x) = -14.21x + 23.69$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow & T(0) = 23.69 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2.2 \rightarrow & T(2.2) = -7.572 \text{ KN} \\ T(x) = 0 \rightarrow & -14.21x + 23.69 = 0 \\ & x = 1.67 \text{ m} \end{cases}$$

le 2^{eme} tronçon : $2.20 \text{ m} \leq x \leq 3.43 \text{ m}$



$$T(x) + 14.21(2.2) + 11.11(x - 2.2) - 23.69 = 0$$

$$T(x) = 16.87 - 11.11x$$

$$\text{Pour } x = 2.2 \text{ m} \rightarrow T(2.2) = -7.572 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.43 \text{ m} \rightarrow T(3.43) = -21.24 \text{ KN}$$

- **Le moment fléchissant :**

le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.2 \text{ m}$

$$M(z) - 23.69x + 14.21 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(z) = 23.69x - 7.105x^2$$

$$\text{Pou } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 2.2 \text{ m} \rightarrow M(2.2) = 17.73 \text{ KN m}$$

Le 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.23$ m

$$M(z) + 11.11x^2 / 2 - 21.24x = 0$$

$$M(z) = -5.56x^2 + 21.24$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \rightarrow & M(2.2) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 1.23\text{m} & \rightarrow & M(1.23) = 17.71 \text{ KN m} \end{cases}$$

Le moment max :

$$x = 1.67 \text{ m} \quad M(1.67) = 19.75 \text{ KN m}$$

Remarque

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 19.75 = 16.78 \text{ KN .m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 19.75 = -5.93 \text{ KN .}$$

III.4.3.3 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU

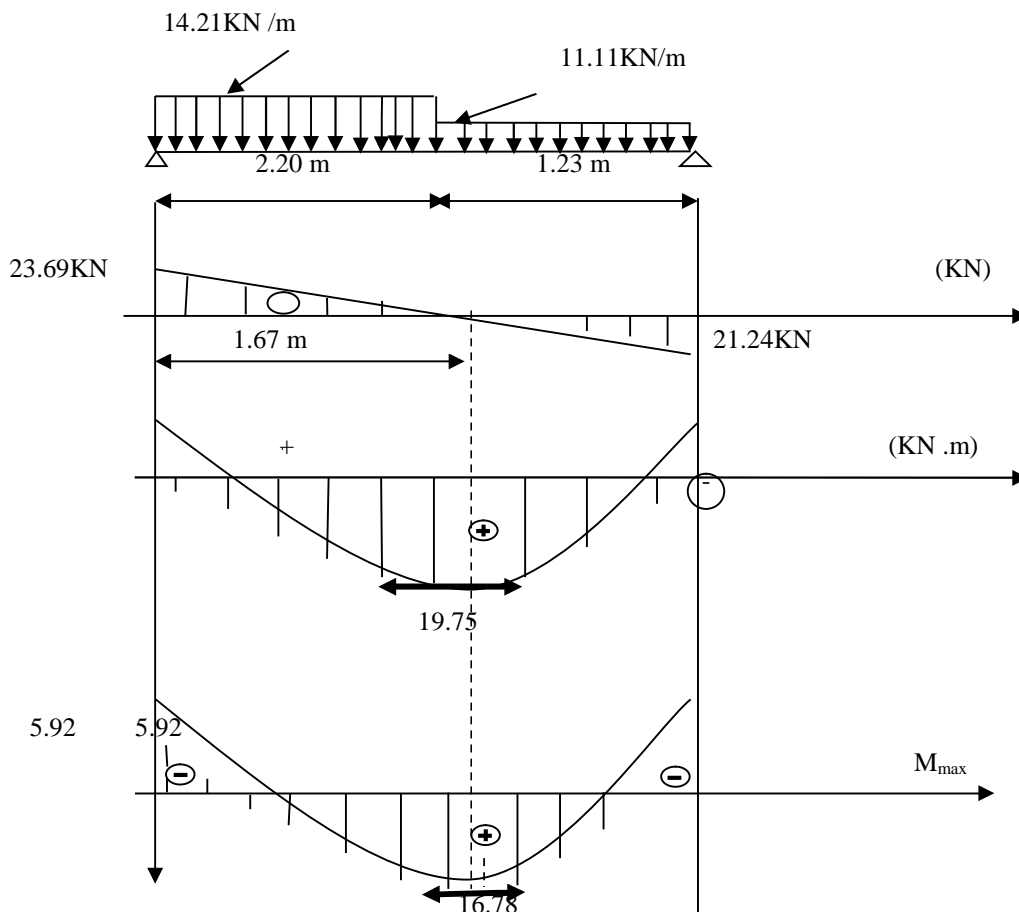


Figure III.17 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.4.4 FERRAILLAGE

III.4.4.1 CALCUL DES ARMATURES

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

Ferraillage des volées :

- **aux appuis:**

$$M_u^a = -5.92 \text{ KN.m}, d = 12 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$0.029 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{Bd\sigma_s} = \frac{5.92 \times 10^3}{0.9855 \times 12 \times 34.8} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée

$$M_u^t = 16.78 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.78 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.082 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.02 \quad \beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{16.78 \times 10^3}{0.957 \times 12 \times 34.8} = 4.20 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.20}{4} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5\text{T}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.4.5 VERIFICATION A L'ELU

- **Armatures principales**

$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

- **Armatures de répartition**

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

III.4.5.1 ESPACEMENT DES ARMATURES

Armatures principales $\Rightarrow S_t < \min\{3h; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

Armatures de répartition $\Rightarrow S_t < \min\{4h; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{CV}$$

III.4.5.2 CONDITION DE NON FRAGILITE : (ART A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_{\text{ad}} = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2 > 1.45\text{cm}^2 \quad \text{CV}$
- **En travée :** $A_{\text{ad}} = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2 > 1.45\text{cm}^2 \quad \text{CV}$

III.4.5.3 VERIFICATION AU CISAILLEMENT (ART A.5.1, 1/ BAE91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

- **Calcul de $\overline{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$

- **Calcul de V_{max} :**

$$V_{\text{max}} = 23.69\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{23.69 \times 10^3}{1000 \times 120} ;$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.20\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, condition vérifiée.

III.4.5.4 CONTRAINTE D'ADHERENCE ET D'ENTRAINEMENT DES BARRES (ART. A.6.1.3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

- **Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:**

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 (\text{pour les aciers H.A})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

- Calcul de τ_{se}

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.69 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4},$$

D onc: $\tau_{se} = 1.16 \text{ Mpa}$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ Pas de risque d'entraînement des barres, condition vérifiée.

III.4.5.5 LONGUEUR DU SCELLEMENT DROIT (ART A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

- Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.22 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

III.4.5.6 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LE BETON

(ART A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 23.69 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 120} = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CV}$$

III.4.5.7 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES APPUIS

Influence sur le béton : $T_{umax} = 23.69KN < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28 \times a \times b}}{\gamma_b} \text{ Avec: } a = 0.9d = 0.9 \times 12 = 10.8cm$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.12 \times 1}{1.5} = 720KN \text{ Condition vérifiée.}$$

III.4.6 CALCUL A L'ELS**III.4.6.1 COMBINAISON DE CHARGES**

Palier : $q_s = G + Q = 5.45 + 2,5 = 7.95 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_s = G + Q = 7.745 + 2,5 = 10.245 \text{ KN/m}$

III.4.6.2 CALCUL DES EFFORTS INTERNES

1)- Réactions d'appuis :

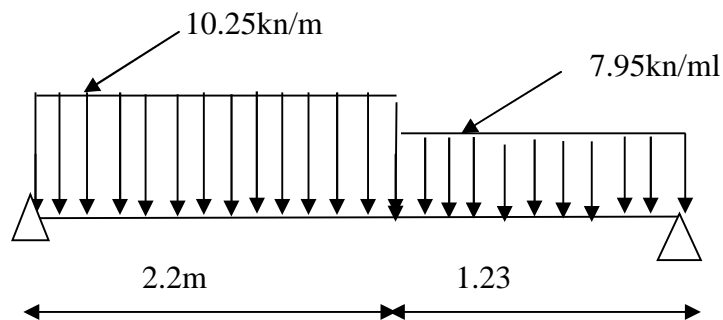


Figure III.18 : schéma statique

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 7.95 \times 1.23 + 10.25 \times 2.20 = 32.33 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

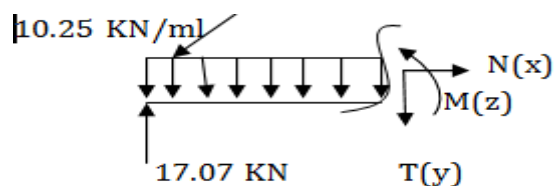
$$R_B = 15.26 \text{ KN}$$

$$R_A = 17.07 \text{ KN}$$

2)- Efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants :

Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.20m$



$$T(x) - 17.07 + 10.25X = 0$$

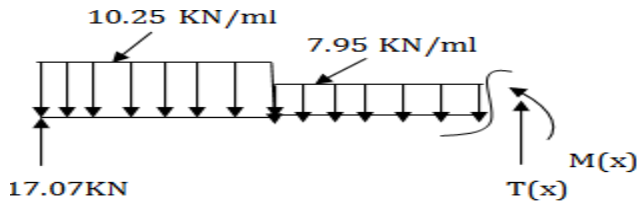
$$T(x) = -10.25X + 17.07$$

$$\text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow \quad T(0) = 17.07 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } X = 2.2 \quad \rightarrow \quad T(2.2) = -5.48 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad \rightarrow \quad -10.25x + 17.07 = 0 \quad x = 1.67 \text{ m}$$

le 2^{ème} tronçon : $2.20 \text{ m} \leq x \leq 3.43 \text{ m}$



$$T(x) + 10.25(2.2) + 7.95(x - 2.2) - 17.07 = 0$$

$$T(x) = 12.01 - 7.95x$$

$$\text{Pour } x = 2.2 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T(2.2) = -5.48 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.43 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T(3.43) = -15.26 \text{ KN}$$

- **Le moment fléchissant**

le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.2 \text{ m}$

$$M(z) - 17.07x + 10.25 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(z) = 17.07x - 5.125x^2$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad \rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 2.2 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(2.2) = 12.75 \text{ KN m}$$

Le 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.23 \text{ m}$

$$M(z) + 7.95x^2 / 2 - 15.26x = 0$$

$$M(z) = -3.98x^2 + 15.26$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad \rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1.23 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(1.23) = 9.24 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 1.67 \text{ m} \quad M(1.67) = 14.21 \text{ KN m}$$

Remarque

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 14.21 = 12.08 \text{ KN .m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 14.21 = -4.26 \text{ KN .}$$

III.4.7 VERIFICATION A L'ELS

III.4.7.1 ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON

(ART. A.4.5,2 /BAEL91)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve}$$

$$K1 = 34.02 \text{ et } \beta_1 = 0.898$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{12.07 \times 10^3}{0.898 \times 12 \times 5.65} = 198.24 \text{Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s 348 \text{ Mpa CV}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198.24}{34.02} = 5.83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa CV}$$

- **Appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.37 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve}$$

$$K1 = 38.19 \text{ et } \beta_1 = 0.282$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.52 \times 10^3}{0.282 \times 12 \times 4.52} = 295.51 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa CV}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{295.51}{38.19} = 7.74 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa CV}$$

III.4.7.2 ETAT LIMITE DE DEFORMATION :(BAEL91/ARTB.6.5.2)

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{max} = \max(10.25, 7.95) = 10.25 \text{ kn/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10.25 \times 343^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{12267}{1584.75} = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 5.65 (7.26 - 3)^2 = 29749.41 \text{ cm}^4$$

Avec : $V_A = V_2 - C$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.25 \times (3.85)^4 \times 10^3}{10818.865 \times 29749341 \times 10^{-2}} = 0.009$$

$$f = 0.009 < \bar{f} = 0.7 \quad \text{CV}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.8 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités, dans les poteaux. sa portée est de 3.45m

III.4.8.1 PRE DIMENSIONNEMENT

• Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{385}{15} \leq h_t \leq \frac{385}{10}$$

$$25.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 38.5 \text{ cm.}$$

Le RPA exige que

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on fixe sa hauteur à 35 cm.

• La largeur

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

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

Soit :

$$b = 30 \text{ cm}$$

Poutre palière => (35 × 30) cm²

III.4.8.2 LES CHARGES REVENANT A LA POUTRE

Son poids : $G = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 11.11 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 7.95 \text{ KN/ml.}$

Combinaison à considérer

• E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 \times (2.625) + 11.11 = 14.65 \text{ KN/ml.}$$

• E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 2.625 + 7.95 = 10.57 \text{ KN/ml.}$$

III.4.8.3 Calcul du ferrailage (ELU)

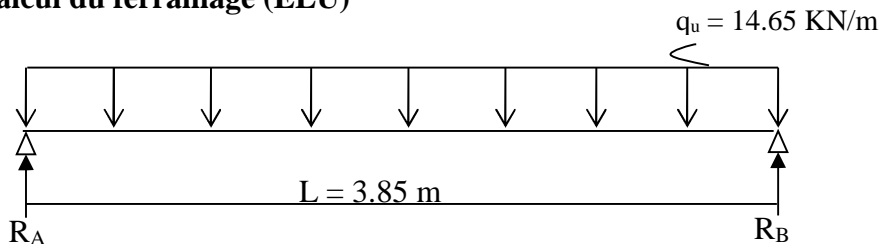


Figure III.19 : Schéma statique

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.65 \times 3.85}{2} = 28.20 \text{ KN.}$$

- Calcul des moments isostatique

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{14.65 \times (3.85)^2}{8} = 27.14 \text{ KN.m.}$$

- Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 27.14 = -8.142 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 27.14 = 23.07 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 28.20 \text{ KN.}$$

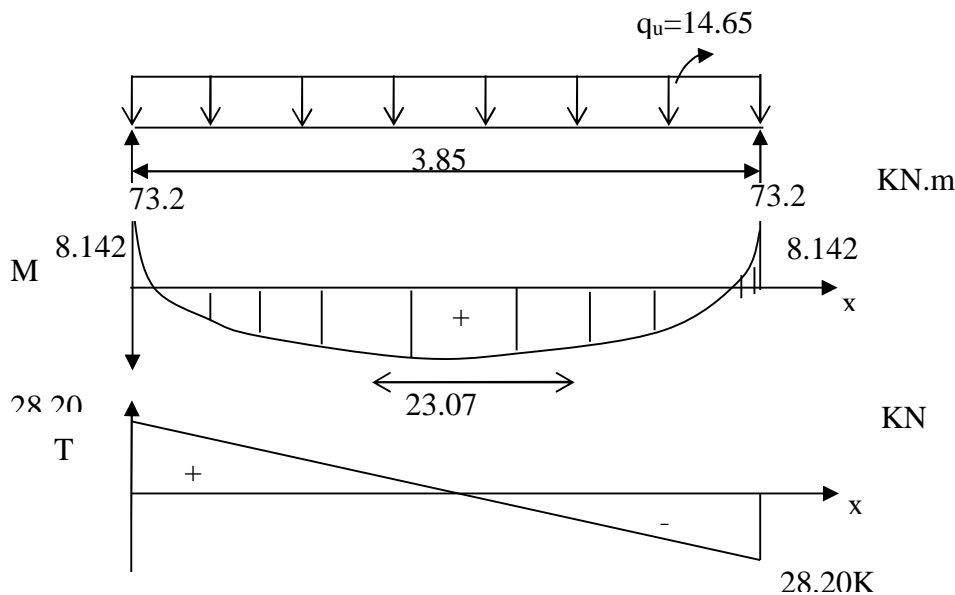


Figure III.20 : diagramme des moments et efforts tranchants

III.4.8.4 CALCUL DES ARMATURES

Armatures principales (longitudinal)

- En travée

$$M_u = 23.07 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.07 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_e = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.063 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9675$$

$$A_t = \frac{23.07 \times 10^3}{0.9675 \times 32 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12** ($A = 3.39 \text{ cm}^2$).

- **Aux appuis**

$$M_u = - 8.142 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.142 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14,2} = 0.05 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0,05 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.142 \times 10^3}{0.974 \times 32 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour **A_a=3HA10 = 2.36 cm²**.

III.4.9 VERIFICATION

III.4.9.1 CONDITION DE NON FRAGILITE : BAEL (ART A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- en travée

$$3.39 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- aux appuis

$$2.36 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.4.9.2 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHERENCE ET D'ENTRAINEMENT DES BARRES

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{28.20 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.2} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.4.9.3 ENCRAGE DES BARRES

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.4.9.4 LONGUEUR DE SCELLEMENT DROIT (BEAL 91 ART A-6-1-2-3)

$$l_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \quad (\text{art A.6.1.253 BAEL 99}).$$

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.4.9.5 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AUX VOISINAGES DE APPUIS (BAEL 99. ART A.5-1-313)

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267.a.b.f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (32) = 288 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 288 \times 30 \times 25 = 57672 \text{ N}$$

$$V_u^{ma} = 28.20 \text{ KN} < 57.672 \text{ KN} \quad \text{CV.}$$

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(38.20 \times 10^3 - \frac{23.07 \times 10^6}{0.9 \times 320} \right) = 120.5 \text{ mm}^2$$

$$2.01 \text{ cm}^2 > 1.205 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.4.9.6 ARMATURES TRANSVERSALES

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (BEAL 91 Art A7-2-2).

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 30\} = 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \rightarrow \quad \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}} \quad \text{CV}$$

III.4.9.7 ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min (28.8 ; 40 \text{ cm})$$

Avec: $S_{tmin} = 25 \text{ cm.}$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.01 \times 400}{30 \times 25} = 1.072 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

1)-Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right)$$

$$= \min (8.75 \text{cm} ; 14.4 \text{cm})$$

$$= \mathbf{11.25 \text{cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (8.75 \text{cm} ; 11.25 \text{cm}) = 8.75 \text{cm}.$

On opte pour $S_{t \max} = 8 \text{cm}$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (33.3 \text{cm} ; 17.5 \text{cm}) = 17.5 \text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 17 \text{cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \cdot b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{A_{adopté} > A_{\min} \text{ du RPA}}$$

2)-Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1.22 / BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 17.5 \times 30}{400} = 0.525 \text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_{adopté} > A_{\min} \text{ du BAEL}}$$

III.4.10 CALCUL A L'ELS

III.4.10.1 LA COMBINAISON D'ACTION

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 10.57 \text{ KN/ml.}$$

III.4.10.2 Réaction

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{10.57 \times 3.85}{2} = 20.35 \text{ KN.}$$

III.4.10.3 LES EFFORTS INTERNES

1) Effort tranchant

$$T_A = -T_B = R_A = 20.35 \text{ KN. /ml.}$$

2) Moment isostatique

$$M_{os} = M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{10.57 \times 3.85^2}{8} = 19.58 \text{ KN.m}$$

- **aux appuis**

$$M_a = -0,3 \times M_{os} = -0,3 \times 19.58 = -5.87 \text{ KN.m}$$

- **en travée**

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 \times 19.58 = 16.65 \text{ KN.m}$$

III.4.11 VERIFICATION A L'ELS

III.4.11.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON

(ART A.4.5.2/BAEL 99)

Vérification de la condition suivante:

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_s}{K1} \end{aligned}$$

- **En travée**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.908; k_1 = 39.35 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{16.65 \times 10^3}{0.908 \times 3.39 \times 32} = 169.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{169.04}{39.35} = 4.3 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- Contraintes dans les aciers

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 169.04 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$169.04 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$169.05$$

- **Aux appuis**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 32} = 0.245$$

$$\rho = 0.245 \rightarrow \{\beta_1 = 0.921, k_1 = 48.29\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.921 \times 2.36 \times 32} = 84.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{84.39}{48.29} = 1.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 84.39 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$84.39 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.4.11.2 ÉTAT LIMITE D'OUVERTURES DES FISSURATIONS

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

III.4.11.3 ETAT LIMITE DE DEFORMATION: (ART B.6.5.2/BAEL99)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 35 cm.
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 385 cm.
 - $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
- M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.091 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.091 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.091 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{16.65}{10 \times 19.58} = 0.085 \end{array} \right\} \quad 0.091 > 0.085 \quad \text{CV}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.36}{30 \times 32} = 0.0035 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \quad 0.0035 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

Remarque

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5 LA POUTRE DE CHAINAGE

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT

III.5.1.1 Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
 $L_{\max} = 385 - 25 = 360\text{cm}$

Donc :

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$24\text{cm} \leq h_t \leq 36\text{cm}$$

On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

III.5.1.2 LARGEUR

La largeur de la poutre de chaînage est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où : $0.4 \times 35\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 35\text{cm}$

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

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm}$ → on opte pour $b = 25\text{cm}$.

III.5.1.3 VERIFICATION RELATIVE AUX EXIGENCES DU RPA

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

$b \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	CV
$h_t \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	CV
$h_t / b \leq 4$	$35/25 = 1.4 < 4$	CV

Conclusion :

Donc la poutre chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35)\text{cm}^2$.

III.5.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

III.5.2.1 LES CHARGES PERMANENTES

- Poids propre de la poutre :
 $25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19\text{kN/ml}$
- Poids du mur : ($G = 2.36\text{KN/m}^2$ pour le mur double cloison)
 $(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.51\text{ kN/ml}$.
- Poids de plancher : ($G = 5.50\text{KN/m}^2$)

$$\frac{5.50}{2} \times 0.65 = 1.79 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2.19 + 6.51 + 1.79 = 10.49 \text{ kN/ml}$$

III.5.2.2 SURCHARGE D'EXPLOITATION

(étage courant $Q = 2.5$)

$$Q = 2.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.81 \text{ kN/ml}$$

III.5.3 COMBINAISON DE CHARGES

III.5.3.1 ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

$$q_u = (1.35 \times 10.49) + (1.5 \times 0.81)$$

$$q_u = 15.38 \text{ kN/ml}$$

III.5.3.2 ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 10.49 + 0.81$$

$$q_s = 11.3 \text{ kN/ml}$$

III.5.4 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

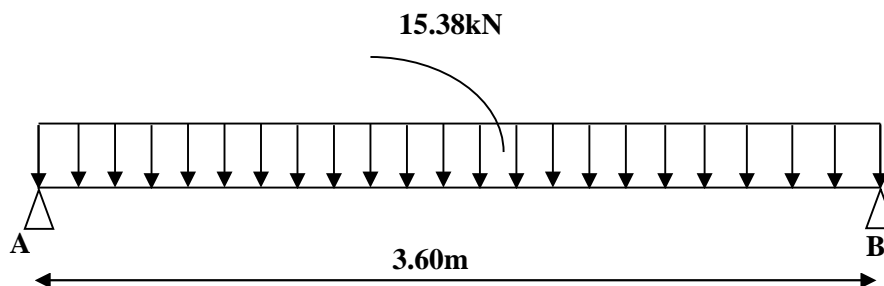


Figure III.21: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.5.4.1 EFFORT TRANCHANT

$$T = \frac{Q_{UL}}{2} = \frac{15.38 \times 3.6}{2} = 27.68 \text{ kn}$$

III.5.4.2 MOMENT ISOSTATIQUE

$$M_0 = \frac{Q_{UL}^2}{8} = \frac{15.38 \times 3.6^2}{8} = 24.92 \text{ kn}$$

III.5.4.3 MOMENT CORRIGE

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 24.92 = 21.18 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 24.92 = -7.48 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

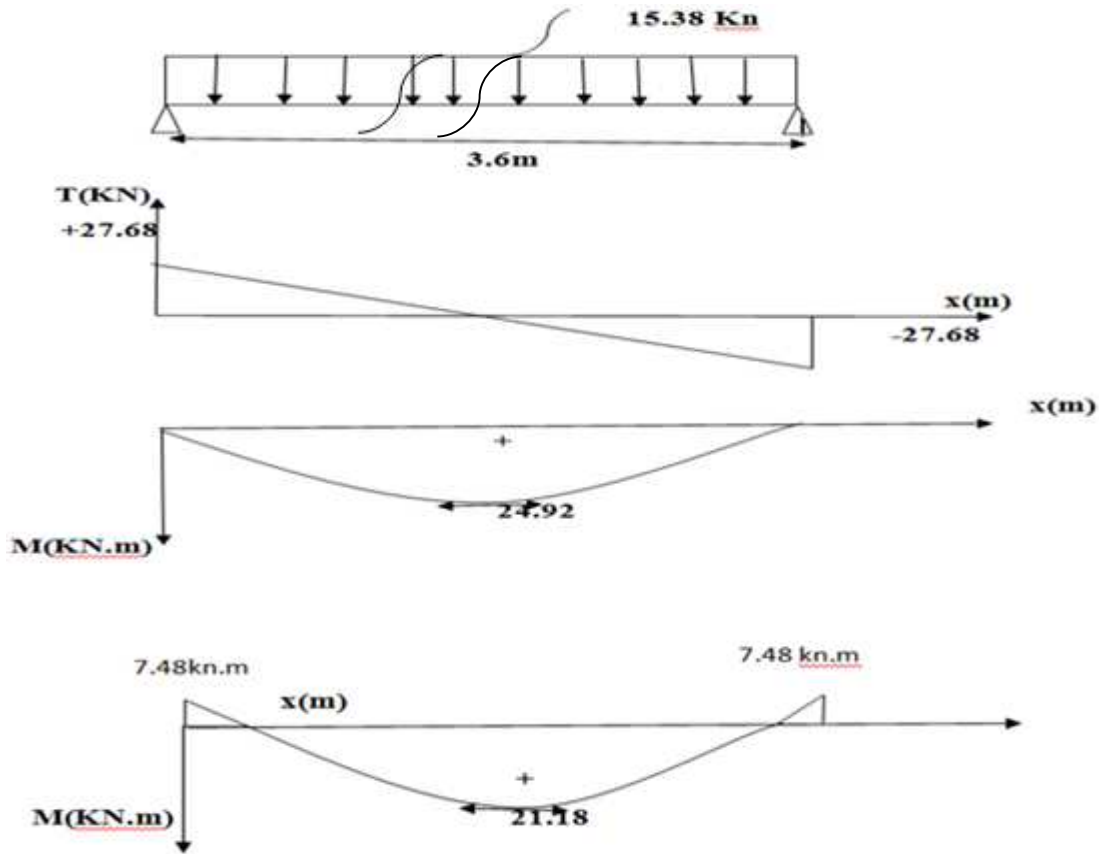


Figure III.22 : diagramme des efforts internes à ELU

III.5.5 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELS

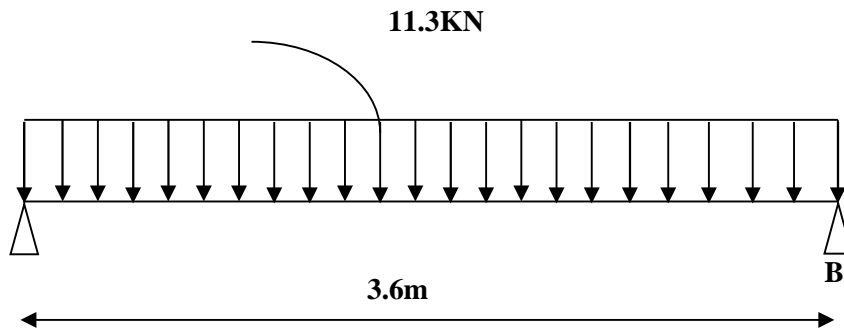


Figure III.23 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

III.5.5.1 EFFORT TRANCHANT

$$T = \frac{Q_{SL}}{2} = \frac{11.3 \times 3.6}{2} = 20.34 \text{ kN}$$

III.5.5.2 MOMENT ISOSTATIQUE

$$M_0 = \frac{Q_{UL}^2}{8} = \frac{11.3 \times 3.6^2}{8} = 18.30 \text{ kN}$$

III.5.5.3 MOMENT CORRIGE

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18.30 = 15.55 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 18,30 = -5,49 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

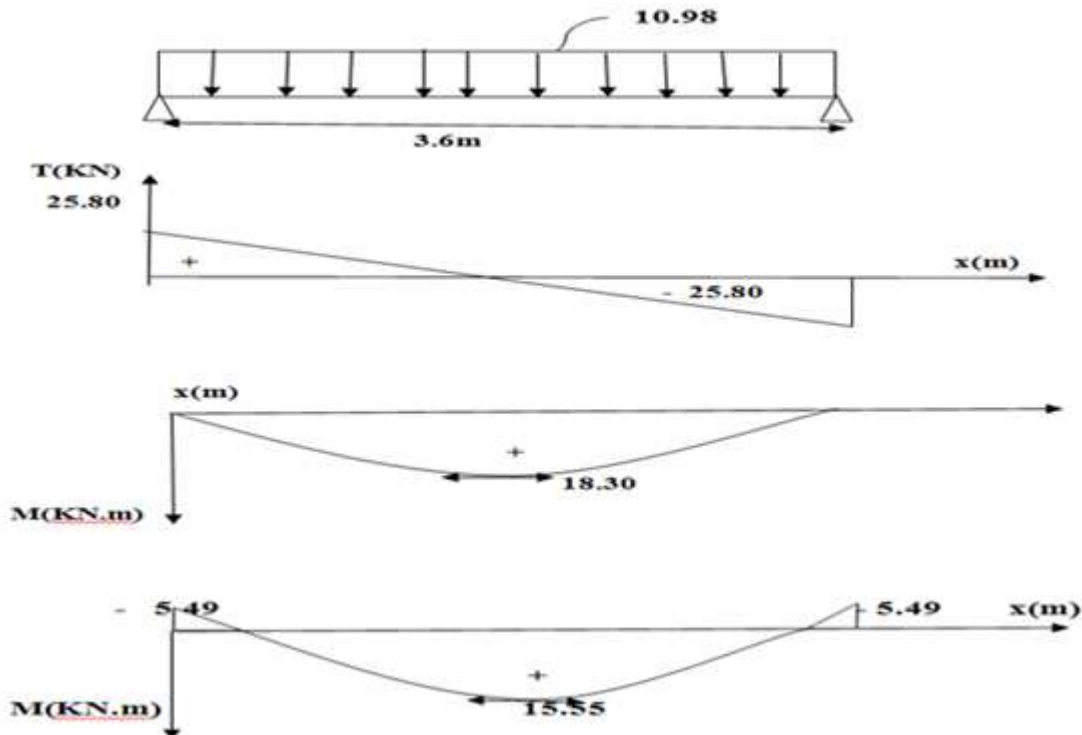


Figure III.24 : diagramme des efforts internes à L'ELS

III.5.6 FERRAILLAGE A ELU

III.5.6.1 EN TRAVÉE

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 21,18 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{21,18 \times 10^6}{250 \times 300^2 \times 14,2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_1 0,392 \quad \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,066 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_t = \frac{21,18 \times 10^6}{0,966 \times 300 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

III.5.6.2 AUX APPUIS :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

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

$$M_a = 7.48 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{7.48 \times 10^6}{250 \times 300^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l \ 0.392$$

La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0.024 \quad \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_a = \frac{7.48 \times 10^6}{0.988 \times 300 \times 348} = 120.49 \text{ mm}^2 = 0.725 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$.****III.5.7 VERIFICATION A ELU****III.5.7.1 CONDITION DE NON FRAGILITE (A.4.2.1/BAEL 91 MODIFIER 99)**

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

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

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 30 \times 2.1}{400} = 0.906 \text{ cm}$$

En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.906 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.906 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.5.7.2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (LA CONTRAINTE DE CISAILEMENT) (ART A.5.1.211/BAEL91 / MODIFIEE 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 27.68 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.68 \times 10^3}{250 \times 300} = 0.369 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.369 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

1) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL91 / modifiée 99)

- Influence sur le béton

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 27.68 \text{KN}$$

a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 450 \text{K}$$

$$T_{\max} = 27.68 \text{KN} \leq 450 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- Influence sur les armatures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec : $\gamma_s = 1.15$

$$f_e = 400 \text{MPa.}$$

$$M_a = 7.48 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 27.68 \text{KN}$$

$$\left(27.68 - \frac{7.48}{0.9 \times 0.30} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.29 \text{cm}^2 < A_a = 2.36 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

2) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (art a.6.1,3 bael 91 modifiées 99)

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3\pi \times 1 = 9.48 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{27.68}{0.9 \times 30 \times 9.48} \times 10 = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3) Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversal.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} = \min \{1, 1.2, 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8.

4) Espacement des armatures transversal

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- Zone nodal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75, 14.4, 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

III.5.8 VERIFICATION A ELS

III.5.8.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURATIONS

(**Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99**)

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

III.5.8.2 ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON

(**ARTA.4.5.2 / BAEL91 MODIFIEES 99**)

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 15.55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 30} = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow K_1 = 34.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.55 \times 10^3}{0.898 \times 30 \times 3.39} = 170.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{34.02} \times 231.91 = 5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

CV

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$$

Avec :

$$M_a = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 30} = 0.315$$

$$\rho_1 = 0.315 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.49 \times 10^3}{0.912 \times 30 \times 2.36} = 85.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{41.82} \times 85.02 = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}$$

CV

III.5.9 VERIFICATION DE LA FLECHE

(ART B.6.5, 2 BAEL91 MODIFIEE 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Avec :}$$

h : hauteur totale. (h = 35 cm)

l : porté entre nue d'appuis. (l = 360 cm)

M_t : moment max en travée. ($M_t = 15.55$)

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 18.30\text{KN}$)

A_t : section des armatures. ($A_t = 3.39\text{cm}^2$)

b : largeur de la nervure. $b = 25\text{ cm}$

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 35 - 5 = 30\text{cm}$)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.0972 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.0972 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{15.55}{10 \times 18.3} = 0.085 \quad \text{CV}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 30} = 0.0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

Remarque :

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE IV :

Modélisation et vérification des exigences de RPA

IV MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.1 INTRODUCTION

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes:

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le logiciel *Robot Structurale Analysis*, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, ...etc.) en utilisant la méthode d'analyse par éléments fini (MEF).

IV.3 LOGICIEL ROBOT

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

IV.3.1 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU LOGICIEL ROBOT

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur
- Possibilité de représentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travaux simultanés en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV.3.2 ETAPES A SUIVRE POUR LA MODELISATION DE LA STRUCTURE

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

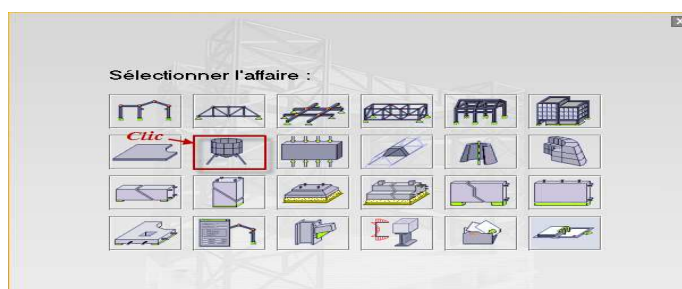


Figure IV.1 : Choix du type de structure à étudier

IV.3.2.1 CONFIGURATION DU LOGICIEL ROBOT

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



Figure IV.2: Boîte de dialogue préférence de l’affaire.

IV.3.2.2 LIGNES DE CONSTRUCTION

Les lignes de construction peuvent servir à :

Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande est accessible par le menu déroulant : structure, commande ligne de construction.

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

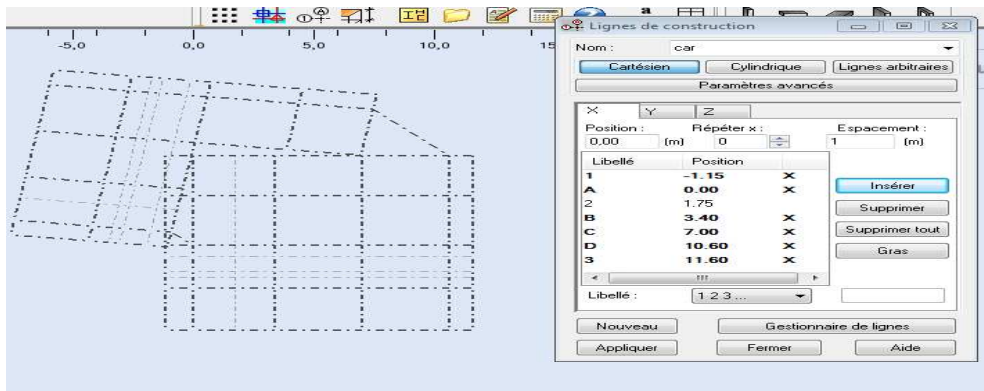


Figure IV.3: lignes de construction.

IV.3.2.3 CREATION DES BARRES

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d’outils “modèle de structure“, on clique sur

l’icône:

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous, 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.

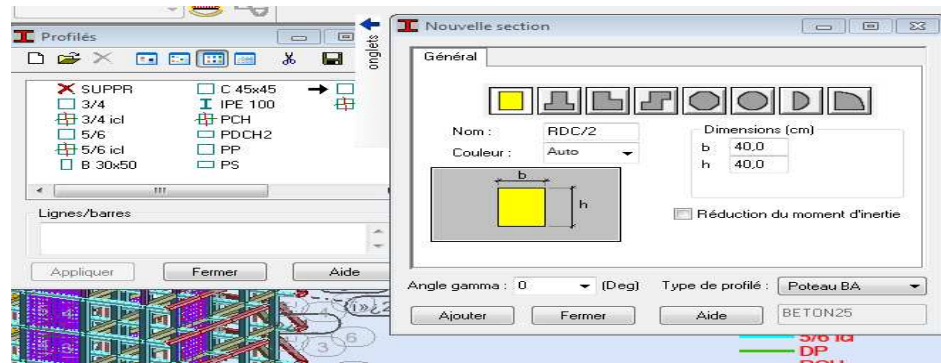


Figure IV.4: choix des profilés des bars

IV.3.2.4 AFFECTATION DES SECTIONS



Avec la commande «barre»  on peut attribuer à chaque élément sa section



Figure IV.5:boite de dialogue «barre»

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure des Attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône 

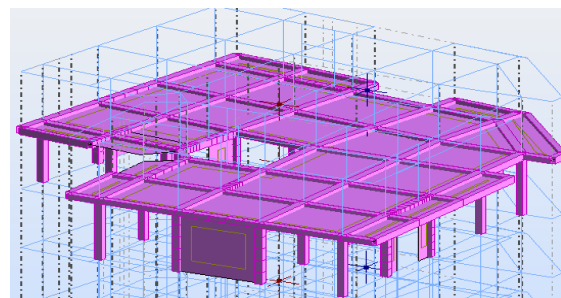




Figure IV.6 :affichage des attributs. Figure IV.7: Exemple d'affectation des attributs.

IV.3.2.5 CREATION DES PANNEAUX

A fin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure approprié sur la vignette de démarrage de robot. 

- Contour des panneaux: pour définir les contours des panneaux, on utilise l'option polyligne/contour qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône. 

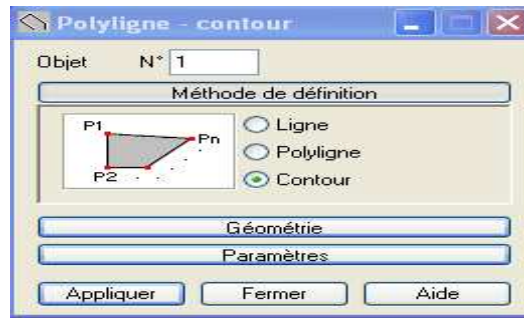




Figure IV.8: Définition des contours des panneaux.

IV.3.2.6 EPAISSEUR DES PANNEAUX

Pour définir l'épaisseur des panneaux, on clique sur l'icône  puis sur 

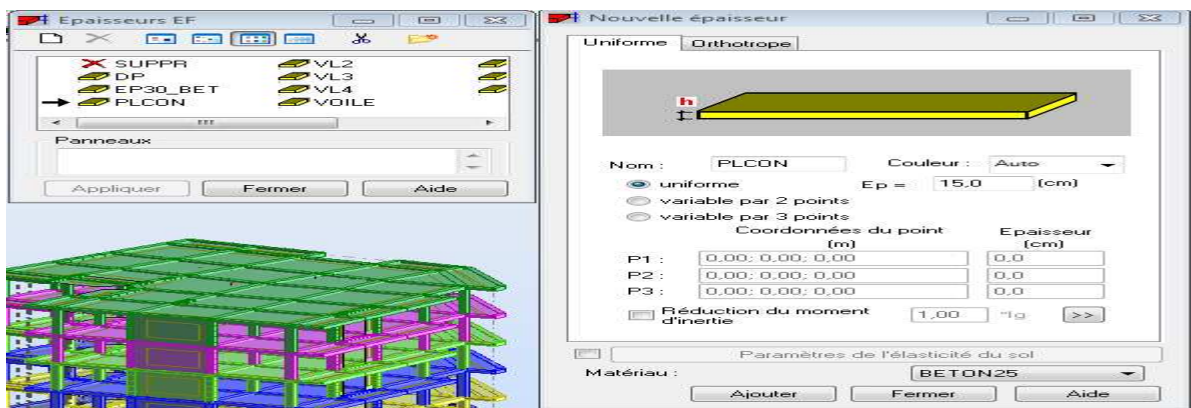



Figure IV.9: Epaisseur des panneaux

IV.3.2.7 AFFECTATION DES PANNEAUX

Pour affecter les voiles, on clique sur l'icône "panneau"  puis on coche la case panneau et on active l'option point interne. La définition s'achève par un clic à l'intérieur du contour du voile.

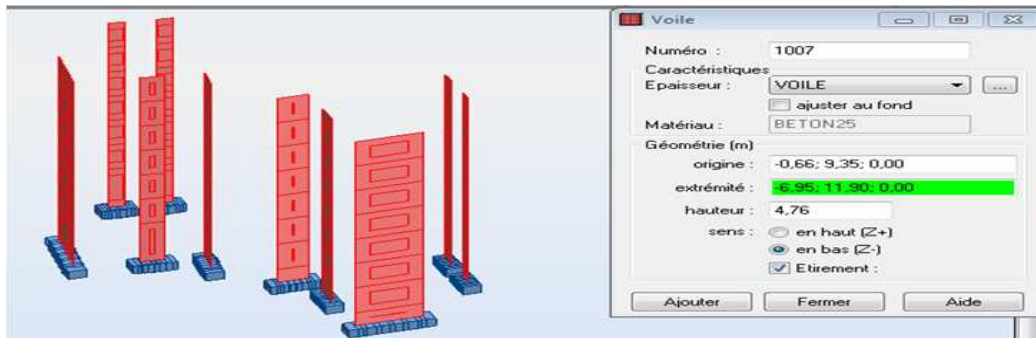



Figure IV.10 : Affectation des VOILES

IV.3.2.8 DEFINITION DES APPUIS

Pour définir le type d'appuis, on clique sur l'icône  la boîte de dialogue "Appuis" représentée ci-dessous s'affiche. Elle nous permet d'affecter des appuis pour les poteaux et les voiles. Après avoir cliqué sur encastrement, on choisit l'onglet nodal pour les poteaux et l'onglet linéaires pour les voiles.

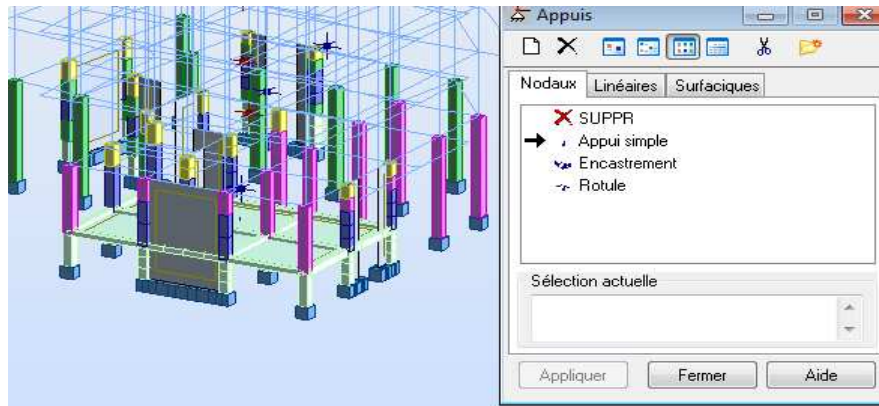



Figure IV.11: Définition des appuis.

IV.3.2.9 CHARGEMENTS

- Cas de charge: Un clic sur l'icône  nous permet de définir les charges Statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure dans la boîte de dialogue représentée ci-dessous.

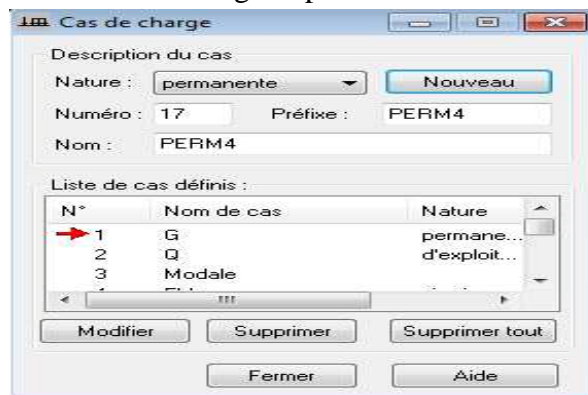



Figure IV.12: Définition des cas de charges

IV.3.2.10 DEFINITION DES CHARGES

La boîte de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est accessible après un clic sur l'icône  puis sur surface, après sur charges surfaciques uniformes.

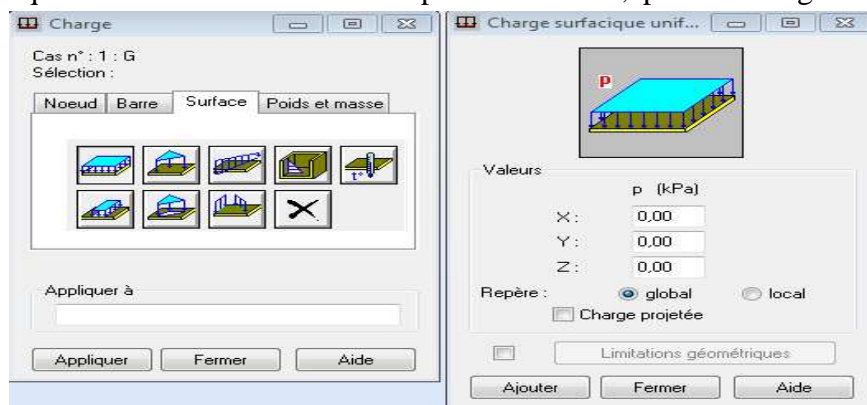


Figure IV.13: Définition des charges

IV.3.3 DEFINITIONS DES CONTOURS

On doit définir géométriquement le contour qui est soumis à une charge uniformément répartie, de la même manière que celle des panneaux.

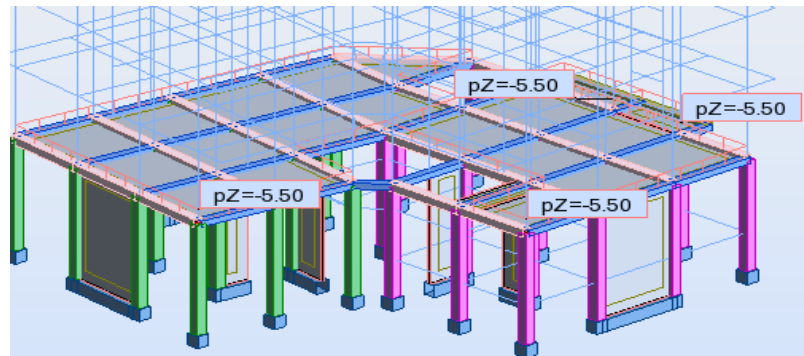


Figure IV.14: définition du contour du plancher

IV.3.3.1 DEFINITION DES BARDAGES

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages selon la ligne de Commande suivante : structure → caractéristiques additionnelles → répartition des charges bardages.

La boîte de dialogue ci-dessous apparaît.



Figure IV .15: choix des bardages.

IV.3.3.2 NŒUD MAÎTRE

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maître et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", «liaisons rigides», on clique sur nouveau, on coche U_x , U_y et R_z puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud maître on choisit un nœud et dans la case nœuds esclaves on choisit les autres manuellement.

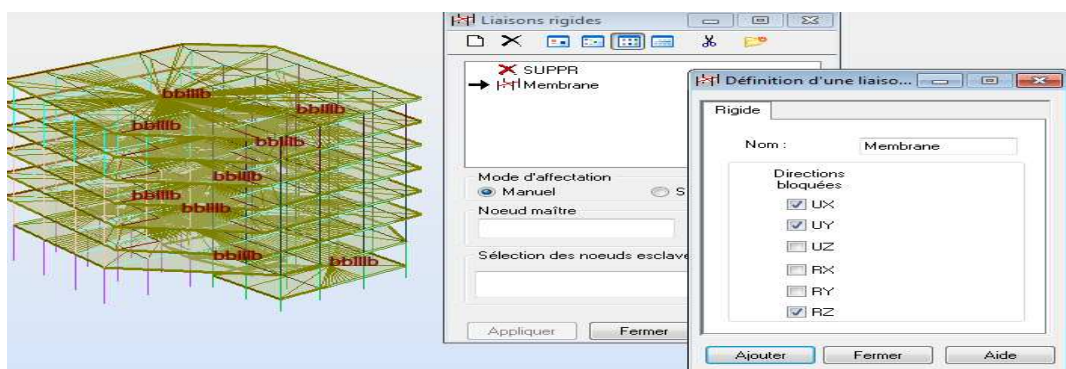


Figure IV.16: Définition du nœud maître et des nœuds esclaves.

IV.3.3.3 ANALYSE DE LA STRUCTURE

Définitions des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu «Analyse», «Type d'analyse» on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs de paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur «Nouveau» et sélectionne le champ «Modale ...». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente

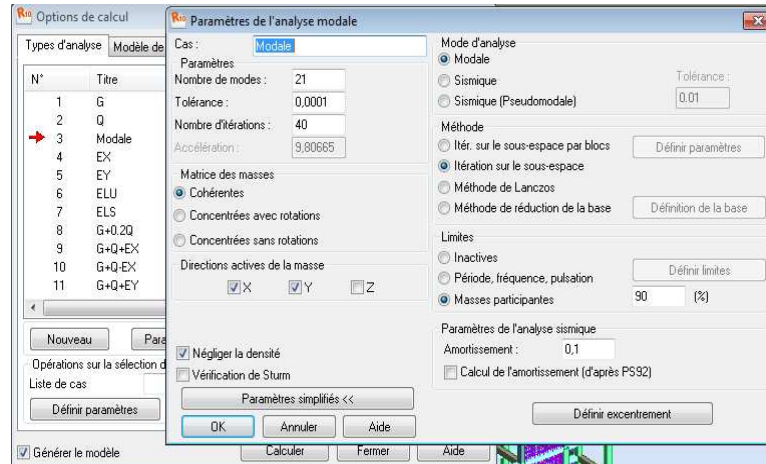


Figure .17: Définition du cas de charge modale.

IV.3.3.4 ANALYSE SISMIQUE

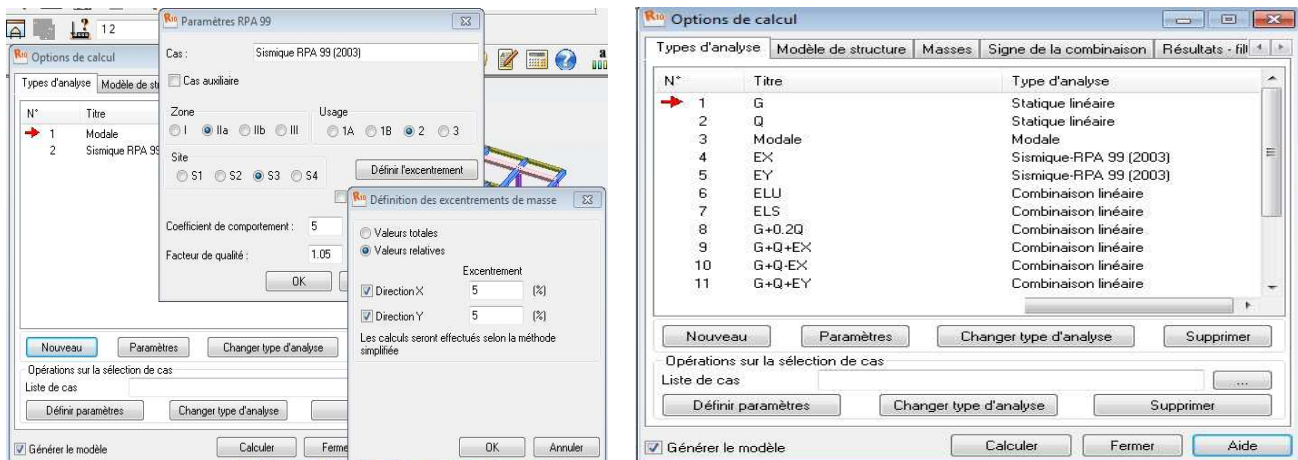


Figure IV.18 : Définition du cas de charge sismique

IV.3.3.5 Conversion de charges en masses

Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter

La définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul dynamique).

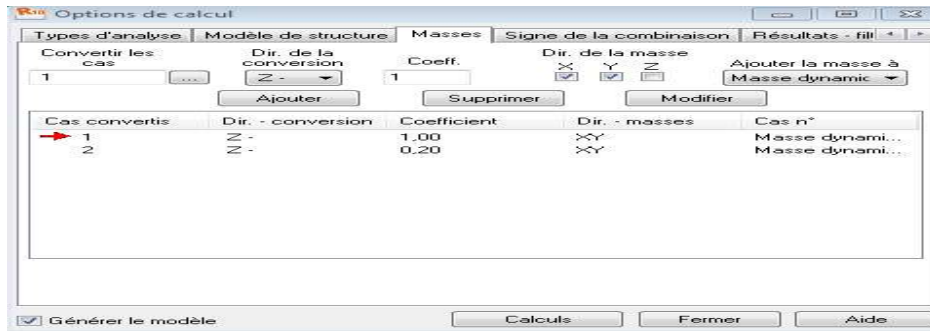


Figure IV .19: Conversion de charges en masses.

L'action du vent est négligeable devant celle du séisme, c'est pour qu'elle n'est pas prise en considération.

Pour définir les combinaisons d'actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant "charge", "combinaison manuelle", il faut saisir le nom de la Combinaison, la nature de la combinaison, le type de la Combinaison sismique.

Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définies ci-dessus.

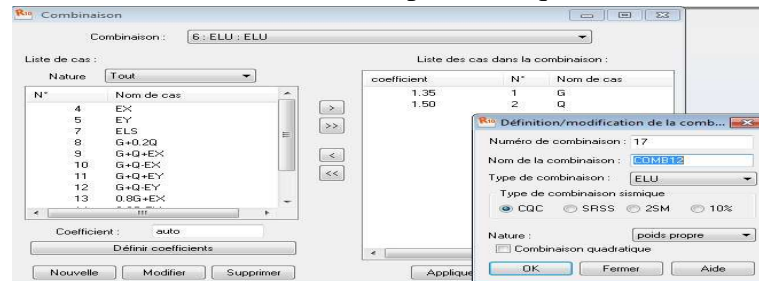


Figure IV.20: Définition des combinaisons d'actions.

IV.3.4 FICHER DE RESULTATS

IV.3.4.1 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation.

Dans le menu "analyse", on clique sur "vérifier la structure" et le robot nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Figure IV .21: Vérification de la structure.

Pour lancer l'analyse de la structure, dans le menu déroulant "analyse" on clique sur "calculer".

IV.3.4.2 EXPLOITATION DES RESULTATS

Dans l'éditeur graphique, on clique avec le bouton droit de la souris et on choisit "tableau" et on coche la case du résultat que l'on veut extraire.



Figure IV .22: Tableau de donnée et de résultats.

IV.4 FICHIER DE DONNEES

On donnera ici quel que exemple de fichier de données

IV.4.1 CHARGEMENTS

Cas	Type de charge	Liste					
1:G	surfacique sur objet	964	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	964	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	965 966	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	965 966	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	967A972	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	967A972	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	973	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,84	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	973	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	974	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	974	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	975A1001	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	975A1001	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	1002A1006	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,84	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	1002A1006	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :

Tableau IV .1: d'affichage de chargement

IV.4.2 COMBINAISON

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
7 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	d'exploitatio	(1+2)*1.00
8 (C)	G+0.2Q	Combinaison lin	ACC	permanente	1*1.00+2*0.20
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+4)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+4*-1.00
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+5)*1.00
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+5*-1.00
13 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+4*1.00
14 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+4*-1.00
15 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*1.00
16 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*-1.00

Tableau IV.2 : d'affichage des combinaisons

IV.4.3 LIAISONSRIGIDES

Nom de la liaison	Noeud maître	Liste de noeuds esclaves	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Aucun	264	257A263 265A268 511	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	272	269A271 273A275 126	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	54	2A52P2 56A64P2 276A	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	90	65A89 91A96 279A293	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	109	97A108 110A128 299A	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	142	129A141 143A160 315	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	186	161A185 187A192 331	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	203	193A202 204A224 347	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Aucun	247	225A246 248A256 363	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué

TABLEAU V.3 :d'affichagedesliaisonsrigides

IV.5 VERIFICATIONDESRESULTATSELONLERPA2003

(ART.4.2.4.4)

Avantdepasseraueffortetferrailage,ondoitvérifierlesconditionssuivantes:

- Périodefondamentale.
- Excentricité
- Nombredemode.
- Ledéplacementinterétagesontacceptables.
- Ledéplacementtotaldubâtiment.
- Vérificationdel'efforttranchantàlabase.

IV.5.1 AFFICHAGEDESPERIODES

Pour l’affichage des périodes, on coche dans le tableau ci-dessus lacase“modes propres“puis on clique sur ok

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,49	0,67	1,28	66,60	#ind#	1,28	66,60	#ind#
3/ 2	1,57	0,64	69,78	67,15	#ind#	68,50	0,55	#ind#
3/ 3	1,90	0,53	72,21	71,93	#ind#	2,43	4,77	#ind#
3/ 4	6,06	0,17	78,58	81,35	#ind#	6,37	9,43	#ind#
3/ 5	6,16	0,16	88,55	88,57	#ind#	9,97	7,21	#ind#
3/ 6	8,84	0,11	88,98	89,03	#ind#	0,43	0,46	#ind#
3/ 7	13,81	0,07	90,97	92,01	#ind#	1,99	2,99	#ind#

Tableau IV.4 :d'affichagedesmodes propres

Pour afficherles valeursmaximales etminimales,on clique sur “extrêmesglobaux“

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
MAX	45,52	0,67	98,10	98,48	#ind#	68,50	66,60	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	21	1	21	21	1	2	1	1
MIN	1,49	0,02	1,28	66,60	#ind#	0,00	0,01	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	21	1	1	1	17	14	1

Tableau IV.5 :Affichagedespériodes.

ROBOT nous a donné les périodes et les modes de vibration pour la structure :

La période max est de «0.67s» pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de «0.02S» pour le 18^{eme} mode de vibration.

La période critique imposée par le RPA 99 version 2003 ; est comme suit : (Article 4-6 /RPA99, version 2003)

$$T_C = C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

hn : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

hn = 23.12m

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

CT = 0.05D' où :

$$T_r = 0.05 \times (23.12)^{3/4} = 0.52 \text{ sec}$$

On doit vérifier :

$$T = 0.67 < T_r = 0.52 \times 1.3 = 0.68 \quad \text{CV}$$

Avec : Tr : Période fondamentale imposée par le RPA

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

IV.5.2 LESEXCENTRICITES

IV.5.2.1 LESEXCENTRICITES THEORIQUES

Les excentricités théoriques (ex; ey) données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant :

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	172832,42	2,50 8,74 2,99	2,47 10,20 2,99	6152911,59	5412132,96	10750313,55	0,03	1,46
Etage 2	113878,85	2,36 9,51 7,01	2,47 10,21 7,01	4152063,22	3770625,91	7696514,96	0,11	0,70
Etage 3	113878,85	2,36 9,51 10,07	2,47 10,21 10,0	4152063,12	3770625,91	7696514,86	0,11	0,70
Etage 4	113878,85	2,36 9,51 13,13	2,47 10,21 13,1	4152063,12	3770625,91	7696514,86	0,11	0,70
Etage 5	113878,85	2,36 9,51 16,19	2,47 10,21 16,1	4152063,12	3770625,91	7696514,86	0,11	0,70
Etage 6	105918,51	2,36 9,51 19,31	2,47 10,22 19,3	3870942,47	3513152,57	7179037,93	0,11	0,71
Etage 7	105918,51	2,36 9,51 22,37	2,47 10,22 22,3	3870942,47	3513152,57	7179037,93	0,11	0,71

Tableau IV.6 : Des excentricités théorique.

IV.5.2.2 Evaluation de l'excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 du RPA 99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la

résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs : 5% de

la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau. Excentricité théorique résultant des plans.




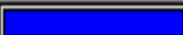



Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A32 225A304		19,37	19,03	0,97	0,95
2	Etage 2	33A64 305A37		19,56	20,37	0,98	1,02
3	Etage 3	65A96 377 388		19,56	20,37	0,98	1,02
4	Etage 4	97A128 378 46		19,56	20,37	0,98	1,02
5	Etage 5	129A160 547A		19,56	20,37	0,98	1,02
6	Etage 6	161A192 626A		19,56	20,37	0,98	1,02
7	Etage 7	193A224 705A		19,56	20,37	0,98	1,02

Tableau IV.7 : Des excentricités accidentelle

On doit vérifier que

$$\begin{cases} e_x = \max\{0.05L_x ; e_{x0}\} \geq e_{x1} \\ e_y = \max\{0.05L_y ; e_{y0}\} \geq e_{y1} \end{cases}$$

$$e_x = \max\{0.05 \times 19.56; 0.03\} = 0.98 \geq 0.97 \quad \mathbf{CV}$$

$$e_y = \max\{0.05 \times 20.37; 1.46\} = 1.46 \geq 0.95 \quad \mathbf{CV}$$

D'après la Art 3.5.1.a.2 du RPA 99V 2003

- $E_x < 15\% L_y$
- $E_y < 15\% L_x$ a chaque niveau

$$\text{RDC} \quad E_x = 0.03 < 15\% \cdot 19.03 = 2.85$$

$$E_y = 1.46 < 15\% \cdot 19.37 = 2.9 \quad \mathbf{cv}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} \quad E_x = 0.11 < 15\% \cdot 20.37 = 3.05$$

$$E_y = 0.71 < 15\% \cdot 19.56 = 2.93 \quad \mathbf{cv}$$

IV.5.3 NOMBRE DE MODE : (ART 4.3,4/RPA 99 VERSION 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être telle que :

Nombre de planchers $\times 3$

$$7 \times 3 = 21 \text{ modes}$$

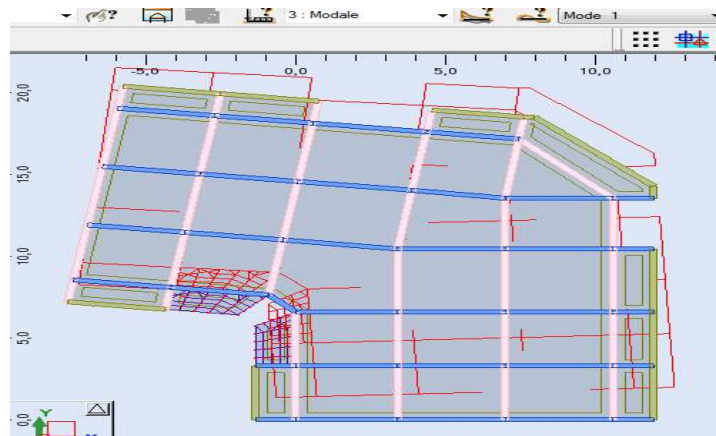
IV.5.4 Coefficient de participation massique : RPA Art 4.3.4.

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Pour notre structure nous avons :

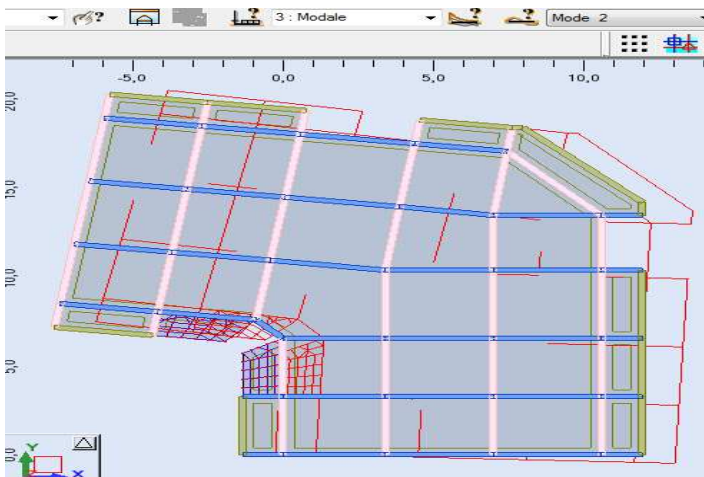
$$\text{Au } 7^{\text{ème}} \text{ mode:} \quad U_x = 90.97\% > 90\% \quad ; \quad U_y = 92.01\% > 90\% \quad \mathbf{CV}$$

IV.5.5 MODE ET DEFORMATION PROPRES

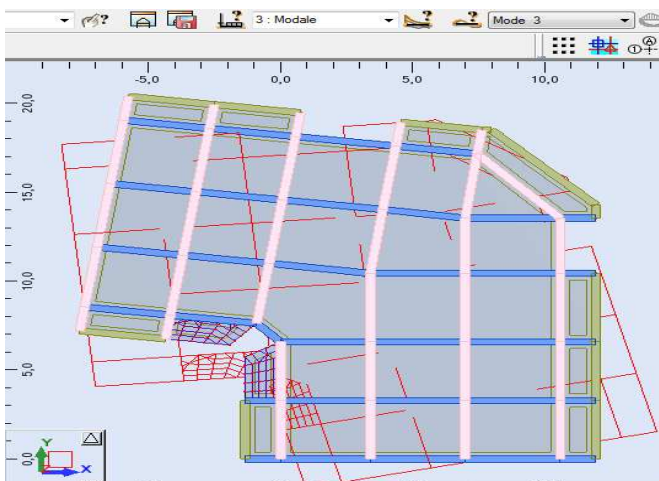
Mode I: $T=0.67\text{sec}$ (translationsens Y):



Mode II: $T=0.64\text{sec}$ (translationsens X):



Mode III: $T=0.53\text{sec}$ (Rotation autour de l'axe Z):



IV.5.6 LEDEPLACEMENTINTERETAGE

Pour l'affichage des déplacements des nœuds, on coche dans «l'opération Tableau», citée précédemment, la case «Déplacements des nœuds» puis on clique sur «ok».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,2	1,5	0,1	0,001	0,003	0,000
Noeud	370	363	3573	357	362	3953
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	5	6 (C)	6 (C)	11 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-1,2	-1,2	-1,0	-0,005	-0,001	-0,000
Noeud	370	363	360	360	350	2123
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	16 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.8 : d'affichage des déplacements des nœuds

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec:

R: Coefficient de comportement R=5.

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques.

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 4.4.3 RPA 99/2003) le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Déplacements des niveaux		Déplacements relatifs des niveaux		1% he (cm)	Vérification $\Delta U < 1\% he$
	U _x max (cm)	U _y max (cm)	ΔU_x (cm)	ΔU_y (cm)		
RDC	0.1	0.1	0.1	0.1	4.76	CV
1	0.3	0.3	0.2	0.2	3.06	CV
2	0.4	0.5	0.1	0.2	3.06	CV
3	0.6	0.7	0.2	0.2	3.06	CV
4	0.8	0.9	0.2	0.2	3.06	CV
5	1.0	1.1	0.2	0.2	3.06	CV
6	1.2	1.3	0.2	0.2	3.06	CV

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements absolus et relatifs inter-étages de la structure

IV.5.7 AFFICHAGE DE LA FLECHE

Pour afficher les flèches, on coche « flèches des barres » :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,0	0,1
Barre	12	766	610
Cas	5	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode	CQC		
MIN	-0,0	-0,0	-0,5
Barre	8	766	699
Cas	12 (C) (CQC)	5	6 (C)
Mode		CQC	

Tableau IV.10 : Affichage des flèches.

IV.5.8 AFFICHAGE DES REACTIONS D'APPUIS

Pour obtenir les réactions d'appuis, on coche « réactions » :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	171,21	183,80	1857,12	22,25	14,63	0,64
Noeud	57	15	23	21	19	57
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-175,33	-196,79	-781,50	-28,57	-18,52	-0,67
Noeud	59	23	15	3084	2923	3
Cas	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.11 : Affichage des réactions d'appuis

IV.5.9 DIAGRAMMES

La boîte de dialogue « diagramme » permet d'afficher les déformées de la structure et les diagrammes d'efforts internes et des contraintes pour le cas de charge ou combinaison de charges disponibles sur la barre d'outil supérieure de Robot. L'option est disponible à partir du menu « résultat » commande « diagramme-barre ».

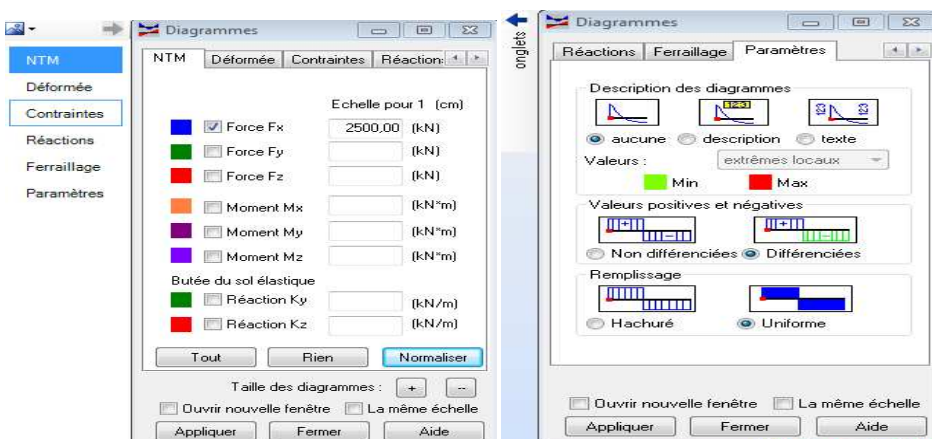


Figure IV.23: afficher les déformées

IV.5.10 PROPRIETES DE L'OBJET

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche "effort". Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un clic sur le bouton droit, on choisit "filtre" et on sélectionne les poteaux

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1475,41	104,79	126,66	46,53	40,42	44,41
Barre	32	8	700	654	532	143
Noeud	63	15	224	353	132	175
Cas	6 (C)	11 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	16 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-552,64	-113,27	-113,83	-36,50	-98,45	-45,55
Barre	8	12	663	700	381	145
Noeud	15	23	221	224	96	177
Cas	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	12 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.12: Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux.

IV.5.11 PROPRIETES DEL'OBJET

Nous avons la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés, on le sélectionne et avec le bouton droit de la souris on clique sur "propriété de l'objet" Voici un exemple pour le poteau à l'ELU.

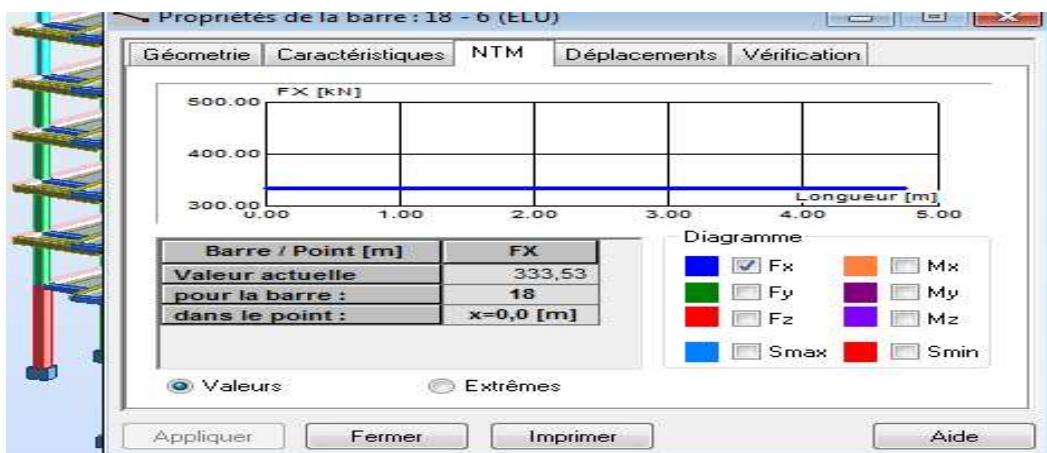


Figure IV .24: Propriété du poteau

IV.5.12 EFFORT TRANCHANT A LA BASE (ART 4.3.6 DU RPA 99/ VERSION 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V_{Avec} : V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_t^x = 1073.79 KN \\ V_t^y = 1083.01 KN \end{cases} \text{ à partir des tableaux donné par Robot}$$

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1056,82	363,42	9270,41	97,68	477,24	7,75
Somme réaction	1023,39	80,48	0,00	1306,03	15737,49	12173,33
Somme efforts	1073,79	80,77	0,0	1312,67	17161,92	12268,67
Vérification	2097,19	161,25	0,00	2618,70	32899,41	24442,00
Précision	7,43743e+001	4,31194e-002				
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	383,38	1105,07	10300,66	518,95	109,94	9,14
Somme réaction	72,75	1081,24	0,00	17548,50	1245,32	5526,24
Somme efforts	76,34	1083,01	0,0	17580,88	1226,85	4938,56
Vérification	149,09	2164,25	0,00	35129,38	2472,16	10464,80
Précision	2,65594e+002	4,31194e-002				

Tableau IV.13 : effort tranchant à la base donnée par Robot.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

AN : $A = 0,15$;

$Q = 1,1$;

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	P _q	Observé ou non	P _q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.00	non	0.00
2)-Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
3)-Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	Oui	0.05	oui	0.05
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	oui	0.00
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	Oui	0.00	oui	0.00
ΣP_q		1.1		1.1

Tableau IV.14:Les critères de facteur de qualité

$R = 5$ Contreventement mixte $\% \text{ voiles} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{tot}}} \times 100 = 54.74\%$

$\% \text{ portiques} = \frac{V_{\text{portiques}}}{V_{\text{tot}}} \times 100 = 45.26\%$

W : la masse total de la structure donné par Robot : $W = 21467.58KN$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab 4.7), (RPA 99/ version2003)

$$T_2 = 0,50 \text{SiteS3}$$

T : La période analytique donné par le Robot : $\begin{cases} T_{mode 1} = 0.72 \text{ s} \\ T_{mode 2} = 0.65 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 \geq 0,7 \quad \text{Avec : } \xi = 10 \%$$

On a pour les deux modes : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

Donc :

$$D_x = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode 1}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.49$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode 2}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.6$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1.49 \times 1,1}{5} \times 21467.58 = 1055.56 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1.6 \times 1,1}{5} \times 21467.58 = 1133.49 \text{ KN}$$

$$V_{MSE}^x = 0,8 \times 1055.56 = 844.45 \text{ KN} < V_t^x = 1073.79 \text{ KN CV}$$

$$V_{MSE}^y = 0,8 \times 1133.49 = 906.79 \text{ KN} < V_t^y = 1083.01 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

IV.6 PRESENTATION DE LA NOTE DE CALCUL (DONNE PAR ROBOT)

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 2.390 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.351 \text{ (m)}$$

$$Z = 12.158 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 67034263.659 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 63972851.103 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 55979277.897 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 840184.863 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 2.390 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.351 \text{ (m)}$$

$$Z = 12.158 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 67034263.659 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 63972851.103 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 55979277.897 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 840184.863 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	2801
Nombre de barres:	769
Eléments finis linéiques:	1622
Eléments finis surfaciques:	2161
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	16428
Cas:	16
Combinaisons:	11

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
 Type de matrices de masses : Cohérente
 Nombre de modes : 21
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : EX

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

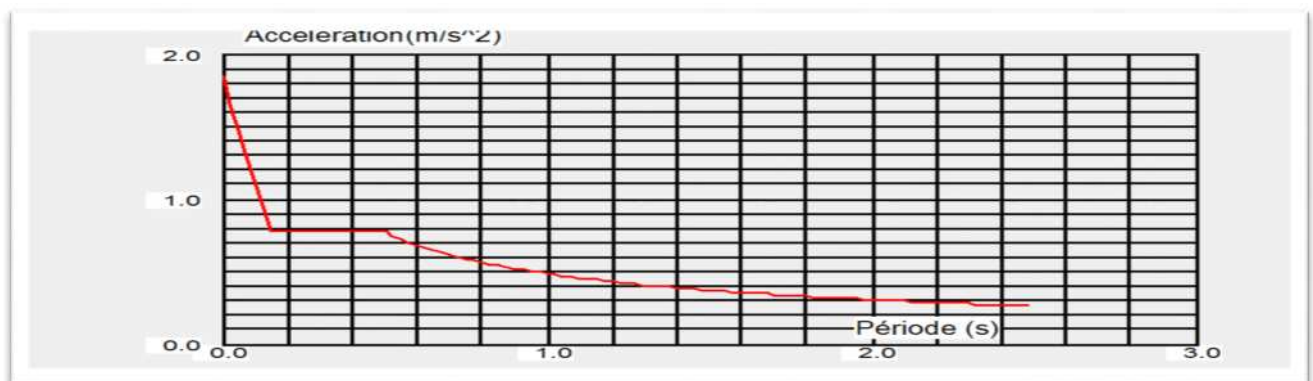
Excentricité de masse $ex = 5.000 (\%)$ $ey = 5.000 (\%)$

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.100
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : $x = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 5 : EY

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

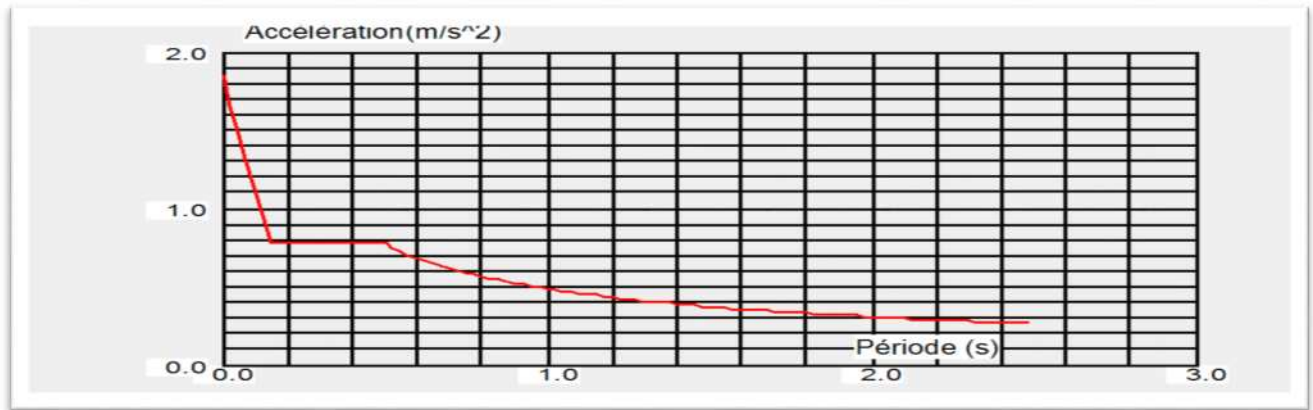
Excentricité de masse $ex = 5.000 (\%)$ $ey = 5.000 (\%)$

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.100
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : $x = 10.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+0.2Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

CONCLUSION DES VERIFICATIONS

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voile).

CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 FERRAILAGE DES POTEAUX

INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
- 0,8G±E → RPA99 révisée 2003.

V.1.1 Recommandations du RPA

V.1.1.1 ARMATURES LONGITUDINALES : (RPA ART.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\Phi_L$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

V.1.1.2 POURCENTAGE TOTAL MINIMUM

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton ($0.8\% \times b \times h$) :

- Poteaux (45x45) : $A_{min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
- Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$

V.1.1.3 POURCENTAGE TOTAL MAXIMUM

Le pourcentage maximal d’aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min}=0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

- **Zone de recouvrement**

Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min}=0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

V.1.2 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L’ELU

V.1.2.1 EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL

En flexion composée, l’effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu’il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

1) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l’une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l’extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l’intérieur du segment limité par les armatures et l’effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec : **N_u** : effort de compression :

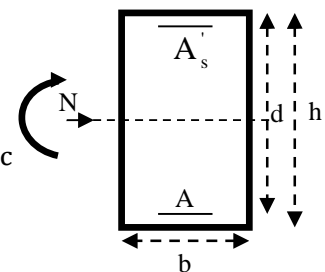
M_f : moment fictif

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

Détermination des armatures

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

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$



1er cas

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas

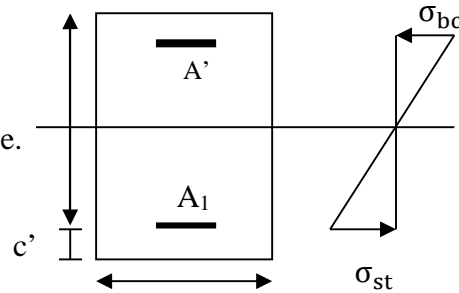
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2) Section entièrement comprimée (SEC)

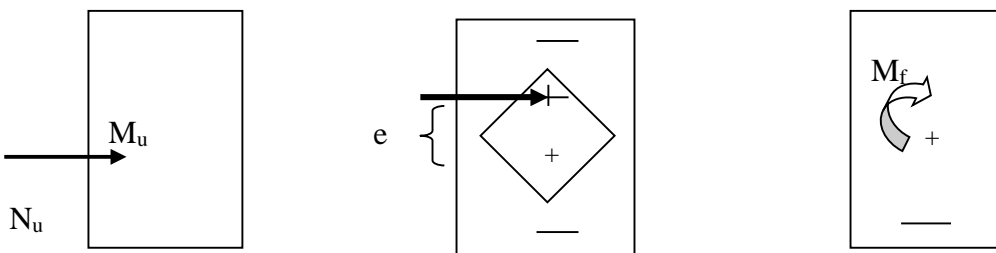
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

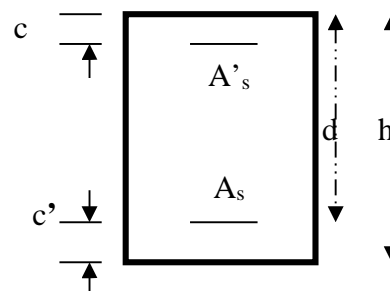


1er cas

Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$A_s > 0$ et $A_s' > 0$

La section d'armature



$$A'_s = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2^{ème} cas

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

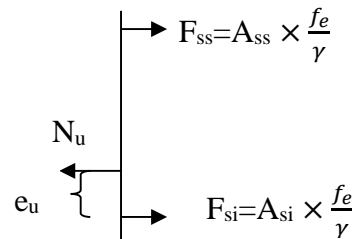
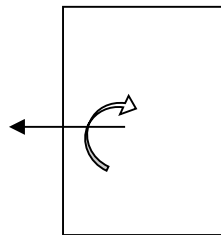
avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_{si} &= N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} &= \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{aligned} \right.$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

V.1.2.2 CALCUL DU FERRAILLAGE DES POTEAUX

Niveau	poteau	N	M	OBS	A (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC	40x40	N _{max} =1453	M _{cor} =2.81	SPC	0	/	12.8	4HA16	14.19
		N _{min} =-587.54	M _{cor} =2.11	Spc	0	/		+	
		N _{cor} =-369.69	M _{max} =-43.27	SPC	1.6	/		4HA14	
1 ^{ème} jusqu'à 4 ^{ème}	35x35	N _{max} =1366.88	M _{cor} =10.69	SPC	0	/	9.8	4HA14	10.68
		N _{min} =257	M _{cor} =7.53	SPC	0	/		+	
		N _{cor} =345.62	M _{max} =-10.16	SPC	0	/		4HA12	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	30x30	N _{max} =406.55	M _{cor} =16.02	SPC	0.78	/	7.2	4HA12	9.04
		N _{max} =30.99	M _{cor} =15.61	SPC	1.21	/		+	
		N _{max} =97.30	M _{max} =8.45	SPC	0.51	/		4HA12	

Tableau V.2 : ferrailage des poteaux.

V.1.3 VERIFICATIONS A L'ELU

LES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi_t 8$.

Soit (4HA8 = 2,01 cm²).

2) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \cdot 1.2 ; 15\text{cm}\} = 12\text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

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

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes}$$

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad l_f = 0.707 l_0$$

Avec : **l_f** longueur de flambement du poteau.

l₀ hauteur libre du poteau.

- **Poteaux (40 x 40)**

- **RDC**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.76}{0.40} = 8.41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

- **Poteaux (35x 35)**

- **Etage 1 à 4:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

- **Poteaux (30 x30) :**

- **Etage 5 à 6 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.30} = 7.21 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

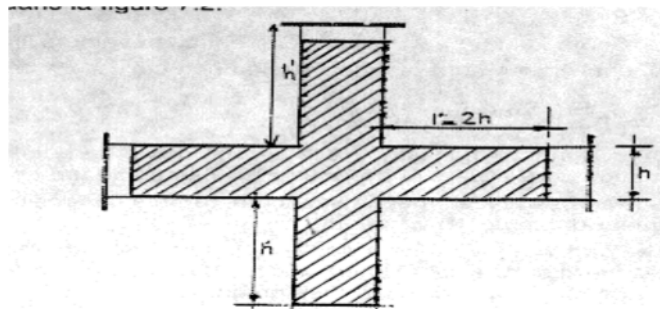
Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ **CV**

4) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



Délimitation de la zone nodale

- **Poteaux (40 x 40)**

- **RDC :**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{476-35}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (73.5; 45; 45; 60)$$

$$h' = 73.5 \text{ cm}$$

- **Poteaux (35x 35)**

- 1^{ère} a 4^{ème} étage :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45; 40; 40; 60)$$

$$\mathbf{h' = 60cm}$$

- **Poteaux (30x 30) :**

- Etage 5 et 6

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 30; 30; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (46; 35; 35; 60)$$

$$\mathbf{h' = 46cm}$$

5) La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la **zone II** : $L_r = 40\Phi$

$$\Phi 12 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \quad L_r = 50\text{ cm}$$

$$\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \quad L_r = 60\text{ cm}$$

$$\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \quad L_r = 70\text{ cm}$$

6) Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875\text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1\text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (40X40) :**

- RDC

$$\tau_b = \frac{107.57 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.70\text{MPa}$$

- **Poteaux (35x35) :**

- Etage 1 à 4

$$\tau_b = \frac{60.22 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.52\text{MPa}$$

- **Poteaux (30x0) :**

- Etage 5 à 6

$$\tau_b = \frac{53.9 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.64\text{MPa}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	40	40	38	107.57	8.41	0.075	0.70	1.875	CV
35x35	35	35	33	60.22	5.04	0.075	0.52	1.875	CV
30x30	30	30	28	53.9	5.76	0.075	0.64	1.875	CV

Tableau V.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

V.1.5 VERIFICATIONS A L'ELS

V.1.5.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES A 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 $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

1) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

2) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

- y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .
- L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec :

$$\begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S \\ P = -3L_C^2 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C) \\ Q = -2L_C^3 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_C < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
40x40	$N_{max}= 1052.51$	$M_{cor}= 2.1$	5.95	89	5.66	85.2	15	CV
	$N_{min}= 140.13$	$M_{cor}= 6.11$	1.21	17.4	0.34	5.75	15	CV
	$N_{cor}= 469.17$	$M_{max}=-11.37$	3.39	49.7	1.78	27.9	15	CV
35x35	$N_{max}= 989.49$	$M_{cor}= 7.71$	7.97	118.1	6.32	96.2	15	CV
	$N_{min}= 33.45$	$M_{cor}= -3.78$	0.68	9.42	0	-3.16	15	CV
	$N_{cor}= 259.73$	$M_{max}=23.18$	4.42	61.9	0	-7.19	15	CV
30x30	$N_{max}= 294.20$	$M_{cor}= 11.55$	4.76	67.5	0.92	17.7	15	CV
	$N_{min}= -5.31$	$M_{cor}= -3.98$	0.96	11.3	0	-29.2	15	CV
	$N_{cor}= 75.06$	$M_{max}=22.27$	5.68	70.5	0	-121.9	15	CV

Tableau V.4 : vérifications à l’ELS

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l’acier ni dans le béton.

V.1.5.2 CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC	$N_{max}= 1052.51$	$M_{cor}= 2.01$	0.002	7,06	25.13	CV
	$N_{min}= 140.13$	$M_{cor}= 6.11$	0,004	10.90		CV
	$N_{cor}= 469.17$	$M_{max}=-11.37$	-0,024	8.50		CV
1 ^{ème} , 2 ^{me} 3 ^{eme} , et 4 ^{ème}	$N_{max}= 989.49$	$M_{cor}= 7.71$	0,008	5.98	25.13	CV
	$N_{min}= 33.45$	$M_{cor}= -3.78$	0,113	0.00		CV
	$N_{cor}= 259.73$	$M_{max}=23.18$	-0,089	0.00		CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	$N_{max}= 294.20$	$M_{cor}= 11.55$	0.039	7.68	16.08	CV
	$N_{min}= -5.31$	$M_{cor}= -3.98$	0.750	1.57		CV
	$N_{cor}= 75.06$	$M_{max}=22.27$	0.297	1.03		CV

Tableau V.5: vérifications Condition de nom fragilité.

V.2 FERRAILAGE DES POUTRES

INTRODUCTION

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.6 : Situations et coefficients de calcul.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

1.35G+1.5Q	à l'ELU
G+Q	à l'ELS
G+Q±E	RPA 99 version 2003
0.8G±E	RPA 99 version 2003

V.2.1 RECOMMANDATIONS DU RPA POUR LE FERRAILAGE DES POUTRES

V.2.1.1 ARMATURES LONGITUDINALES

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min}=0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max}=0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

- **En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{max}=0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à 90° .

V.2.1.2 ARMATURES TRANSVERSALES

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 :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.1.3 Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.2.2 FERRAILLAGES DES POUTRES A L'ELU

V.2.1.2 CALCUL DU MOMENT REDUIT

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

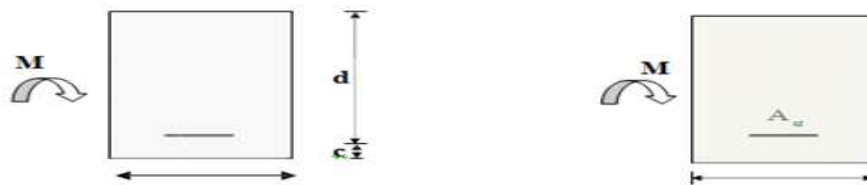


Figure V.1 : schéma de calcul en flexion simple d'une SSA

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives

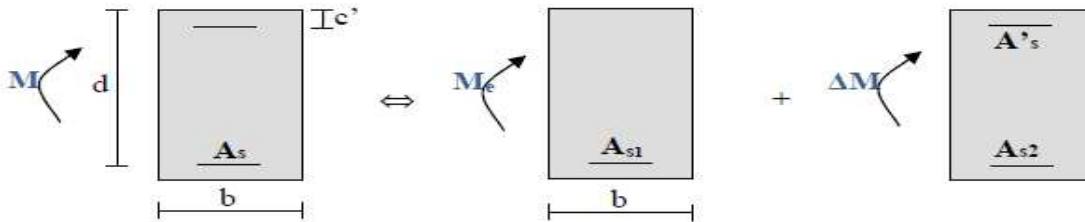


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA

As : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's: La section supérieur la plus comprimée

V.2.3 FERRAILLAGE

Le ferrailage des poutres de la première structure est récapitulé dans les tableaux suivants :

V.2.3.1 POUTRES PRINCIPALES

Niveau	Mu(KN.m)	ù	COMB	OBS		Amin	As calculée	As adoptée	
6	32.68	0.0394	ACCI	SSA	0.980	4.375	2.53	4.616	3HA14
5	38.67	0.0467	ACCI	SSA	0.976	4.375	3.00	4.616	3HA14
4	41.07	0.0496	ACCI	SSA	0.975	4.375	3.19	4.616	3HA14
3	41.49	0.0501	ACCI	SSA	0.974	4.375	3.23	4.616	3HA14
2	39.06	0.0472	ACCI	SSA	0.976	4.375	3.03	4.616	3HA14
1	32.94	0.0398	ACCI	SSA	0.980	4.375	2.55	4.616	3HA14
RDC	27.58	0.0333	ACCI	SSA	0.983	4.375	2.13	4.616	3HA14

Tableau V.7 : Ferrailage des poutres principales (25X35) (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)		COMB	OBS		Amin	As calculée	As adoptée	
6	66.62	0.1231	ELU	SSA	0.934	4.375	6.21	10.64	3HA16+3HA14
5	100.9	0.1864	ELU	SSA	0.896	4.375	9.81	10.64	3HA16+3HA14
4	101.25	0.1871	ELU	SSA	0.896	4.375	9.84	10.64	3HA16+3HA14
3	101.73	0.1880	ELU	SSA	0.895	4.375	9.90	10.64	3HA16+3HA14
2	102.24	0.1889	ELU	SSA	0.894	4.375	9.95	10.64	3HA16+3HA14
1	102.61	0.1896	ELU	SSA	0.894	4.375	9.99	10.64	3HA16+3HA14
RDC	49.01	0.0906	ELU	SSA	0.952	4.375	4.48	10.64	3HA16+3HA14

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales (25X35) (aux appuis)

V.2.3.2 POUTRES SECONDAIRES

Niveau	Mu(KN.m)		COMB	OBS		Amin	As calculée	As adoptée	
6	27.64	0.0334	ACCI	SSA	0.983	4.375	2.13	4.616	3HA14
5	31.46	0.0380	ACCI	SSA	0.981	4.375	2.43	4.616	3HA14
4	32.72	0.0395	ACCI	SSA	0.980	4.375	2.53	4.616	3HA14
3	36.75	0.0444	ACCI	SSA	0.977	4.375	2.85	4.616	3HA14
2	35.37	0.0427	ACCI	SSA	0.978	4.375	2.74	4.616	3HA14
1	29.83	0.0360	ACCI	SSA	0.981	4.375	2.30	4.616	3HA14
RDC	27.38	0.0330	ACCI	SSA	0.983	4.375	2.11	4.616	3HA14

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)		COMB	OBS		Amin	As calculée	As adoptée	
6	61.48	0.1136	ELU	SSA	0.940	4.375	5.70	9.232	3HA14+3HA14
5	90.97	0.1681	ELU	SSA	0.907	4.375	8.73	9.232	3HA14+3HA14
4	90.42	0.1675	ELU	SSA	0.908	4.375	8.69	9.232	3HA14+3HA14
3	90.42	0.1671	ELU	SSA	0.908	4.375	8.67	9.232	3HA14+3HA14
2	90.27	0.1668	ELU	SSA	0.908	4.375	8.66	9.232	3HA14+3HA14
1	90.19	0.1666	ELU	SSA	0.908	4.375	8.65	9.232	3HA14+3HA14
RDC	54.02	0.0998	ELU	SSA	0.947	4.375	4.97	9.232	3HA14+3HA14

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) (aux appuis)

V.2.4 VERIFICATION A L'ELU

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

V.2.4.1 CONDITION DE NON FRAGILITE : (BEAL 91 ;ART 4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :(25x35)

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :(25x35)

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

D'ou : **PP** $A_s = 4.616 > A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$

PS $A_s = 4.616 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$

CV

V.2.4.2 JUSTIFICATION SOUS SOLLICITATION D'EFFORT TRANCHANT

(BAEL91.ART A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad T_u^{max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{65 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire: } \tau_u = \frac{30 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.37 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = 0.8\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{cv}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = 0.37\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{cv}$$

V.2.4.3 INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR BETON AU NIVEAU DES APPUIS

1) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 265\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,5\text{kN}.$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 30\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,5\text{kN}$$

2) Influence sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 65 - \frac{102,61}{0,9 \times 0,325} = -285,80 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 30 - \frac{90,97}{0,9 \times 0,325} = -281,01 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.2.4.4 VERIFICATION DE L'ADHERENCE ET DE L'ENTRAINEMENT DES BARRES (BAEL91ART.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales

6HA14

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{65 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.26376} = 0.83 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \quad \text{CV}$$

Poutres secondaires

3HA16+3HA14

$$\sum U_i = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{30 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.2826} = 0.36 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \quad \text{CV}$$

V.2.4.5 CALCUL DE LA LONGUEUR DE SCALLEMENT DROIT DES BARRES

(BAEL91 ART A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi 12 : 0.4 l_s = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : 0.4 l_s = 19.75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : 0.4 l_s = 22.58 \text{ cm}$$

V.2.4.6 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 25)$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

1) Calcul des espacements

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (25x35):

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,6, 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

-Poutre secondaire de (25x35):

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,6, 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (25x35): $S_t' = 17,5\text{cm}$

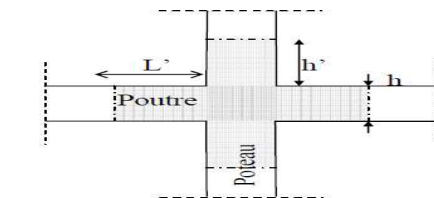
-Poutre secondaire de (25x35): $S_t' = 17,5\text{cm}$

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

2) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$



« Délimitation de la zone nodale »

h : hauteur de la poutre .

b_1 et h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur entre nus des poutres.

on aura :

$$h' = 79,33\text{cm}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre principales de (25x35)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de (25x35)}$$

Remarque

La première armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,13\text{cm}^2 \quad \text{cv}$$

V.2.5 VERIFICATION A L'ELS

V.2.5.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

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

Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

-Etat limite de résistance du béton à la compression.

-Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

• Poutres principales

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	23.45	4.616	0.567	0.888	29.64	176.03	5.94	15	Condition vérifiée
En appuis	74.14	10.64	1.31	0.8465	17.58	253.28	14.41		

• Poutres secondaires

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	16.20	4.616	0.567	0.888	29.64	176.03	5.94	15	Condition vérifiée
En appuis	65.72	9.232	1.138	0.854	19.25	256.23	13.32		

V.2.5.1 ETAT LIMITE DE DEFORMATION

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

V.2.6 CALCUL DE LA FLECHE

1) POUTRES PRINCIPALES

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT $f = 0.10 \text{ cm}$

$$f = 0.10 \text{ cm} < F = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

2) POUTRES SECONDAIRES

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT $f = 0.018 \text{ cm}$

$$f = 0.018 \text{ cm} < F = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

V.3 LES VOILES

INTRODUCTION

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} au 4^{eme} niveau

Zone III : 5^{eme} au 6^{eme} niveau

V.3.1 EXPOSE DE LA METHODE

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$D \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

V.3.1.1 ARMATURES VERTICALES

1) ferraillage section entièrement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

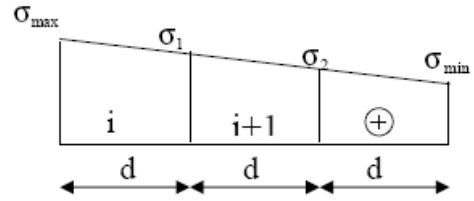
Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

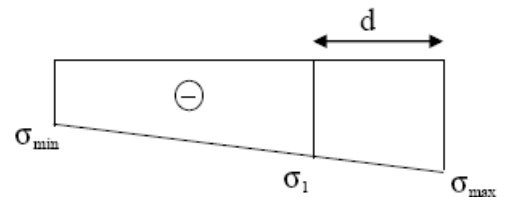
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$



2) ferraillage section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



la section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

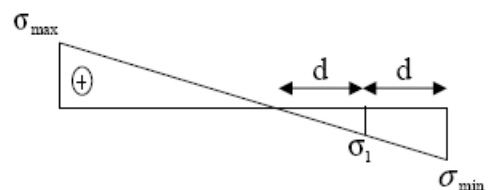
B : section du tronçon considéré

3) Ferrailage section partiellement comprime

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

V.3.1.2 ARMATURES HORIZONTALES

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\%B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\%B$ en zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale

V.3.1.3 ARMATURE DE COUTURE

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

1) règles communes du RPA pour les aciers verticaux et HORIZONTAUX (ART 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

- 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 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

- Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.1.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVE

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Remarque

Pour notre cas, nous avons choisi de faire le calcul des voiles VT1, VL2, VL4.

Et exemple de calcul du VL4

V.3.2 EXEMPLE DE CALCUL

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

Nous proposons le calcul détaillé du voile VL4 ($L = 3.20\text{m}$) :

1) Caractéristiques géométriques

Zone II :

$$L = 3.20 \text{ m}$$

$$B = 0.64 \text{ m}^2$$

2) Sollicitations de calcul

On calcule les effets agissant sur le voile considéré pour une zone donnée et on généralise ce ferraillage pour les deux autres zones.

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 2300 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -1920 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- calcul la Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{2300}{2300 + 1920} \times 3.20 = 1.74 \text{m}$$

- Calcul de la Largeur de la zone tendue

$$l_t = l - l_c = 3.20 - 1.74 = 1.46 \text{m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

$$d = \frac{l_t}{2} = \frac{1.46}{2} = 0.73 \text{m}$$

Avec:

$$d \leq \text{Min} (h_e/2; 2L/3). \text{ RPA 99(Art.7.7.4).}$$

Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{2}$$

$$\sigma_1 = 960 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1920 + 960}{2} \times 0.73 \times 0.2 = 209.65 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{960}{2} \times 0.73 \times 0.2 = 69.88 \text{ KN}$$

a. Calcul des armatures verticales

$$\text{Bande I : } d_1 = 1.33 \text{ m} \quad AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{209.65 \times 10}{400} = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande II : } d_2 = 0.48 \text{ m} \quad AV_2 = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{69.88 \times 10}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures de couture

$$Av_j = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1,1 \cdot 448,602 \cdot 10}{400} = 12.34 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales (BAEL 91)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{def_{t28}}{f_e}, 0.2\%d \times e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.73 \times 0.2 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.73 \times 0.2 \right\} 10^4 = \max \{7.64, 2.92\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = AV_1 + Av_j/4 = 5.24 + 12.34/4 = 8.33 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = AV_2 + \frac{Av_j}{4} = 1.75 + 12.34/4 = 4.83 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

Ferraillage adopté

$$A_1 = 8.33 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.64 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec A_1

$A_{\min} = 8.33 \text{ cm}^2$ Le choix d'armatures est : **10HA12 = 11.304 cm²** par bande avec un espacement **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

$$A_{\min} = 7.64 \text{ cm}^2 > A_2 = 4.83 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 7.64 \text{ cm}^2$ Le choix d'armatures est : **6HA14 = 9.24 cm²** par bande

Avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$**

$$A_H = \max\left\{\frac{A_{V1}}{4}, \frac{A_{V2}}{4}, 0.15\%B\right\} 10^4$$

$$= \max\left\{\frac{9.24}{4}, \frac{11.304}{4}, 0.0015 \times 0.64 \times 10^4\right\} \text{cm}^2$$

$$A_H = \max\{2.31, 2.82, 4.37\} \text{Armatures horizontales}$$

$$A_H = 4.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_H = 4.37 \text{m}^2$ le choix d'armatures est $5HA12 = 5.65 \text{cm}^2$.

d. Armatures transversales (Art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de **HA8** par mètre carré.

e. Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times e\}$$

$$S_t \leq \min\{1.5 \times 20\} \text{cm} = 30 \text{cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{cm} \quad \mathbf{cv}$$

$$\sigma_{bc} = 2.05 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \mathbf{cv}$$

Les vérifications

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A}$$

$$\sigma_b = \frac{1181.418 \times 10^3}{(0.64 \times 10^4 + 15 \times 11.304) \times 10^2} = 2.05 \text{MPa}$$

V.3.7.1 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE AU CISAILLEMENT

a. Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$d = 0.9L = 0.9 \times 3.2 = 2.88 \text{m}$$

V_u : effort tranchant dans la section

e : Épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{448.602 \times 10^3}{(0.2 \times 2.88) \times 10^6} = 0.779 \text{MPa} .$$

$$\tau_b = 0.779 \text{mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa} . \quad \mathbf{CV}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{ed} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$
$$\tau_u = \frac{320.430 \times 10^3}{0.2 \times 4.05 \times 10^6} = 0.556\text{MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$
$$\tau_u = 0.556\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{CV}$$

Remarque

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées pour une bande de 1m de hauteur.

V-3.8 Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants

➤ Voile VT1

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,76	3,06	3,06	
	L (m)	1,30	1,30	1,35	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,26	0,26	0,27	
	He	4,760	3,060	3,060	
	h	3,70	3,15	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)	-398,03	386,81	382,55	
	N _{ser} (kN)	-978,00	-784,39	-288,97	
	Vu (kN)	-557,24	541,53	535,57	
	σ _{max} (kN/m ²)	4420,00	490,00	589,00	
	σ _{min} (kN/m ²)	-5860,00	-640,00	-870,00	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _c	0,56	0,56	0,54	
	L _t	0,74	0,74	0,81	
	d	0,43	0,37	0,40	
	d adopté	0,37	0,37	0,40	
	d2 = L _t - d adopté	0,37	0,37	0,40	
	σ ₁	-2930,00	-320,00	-435,00	
	N ₁	325,69	35,34	52,53	
N ₂	108,56	11,78	17,51		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	8,14	0,88	1,31	
	A _{v2} /bande (cm ²)	2,71	0,29	0,44	
	A _{vj} (cm ²)	-15,32	14,89	14,73	
	A'v1/bande/nappe	4,31	4,61	5,00	
	A'v2/bande/nappe	-1,12	4,02	4,12	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	4,52	3,87	4,23	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	6,78	6,78	6,78	
	A'v2 adopté (cm ²)	6,15	6,15	6,15	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X2HA12	2X2HA12	2X2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)	2,58	2,21	2,42	
	AH /nappe (cm ²)	1,57	1,57	1,57	
	AH adopté (cm ²)	3,39	3,39	3,39	
	choix de la section		3HA12	3HA12	3HA12
A transversal	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	-2,381	2,314	2,204
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ _u	-1,701	1,653	1,574
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	-0,038	-0,030	-0,011

➤ Voile VL2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,76	3,06	3,06
	L (m)		1,65	1,65	1,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,33	0,33	0,34
	He		4,760	3,060	3,060
h		3,70	3,15	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		-386,040	-317,13	-287,46
	N _{ser} (kN)		-951,84	-776,49	-324,73
	Vu (kN)		-540,45	-443,98	-402,44
	σ_{max} (kN/m ²)		3880,00	2930,00	930,00
	σ_{min} (kN/m ²)		-5310,00	-3610,00	-1190,00
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,70	0,74	0,75
	L _t		0,95	0,91	0,95
	d		0,48	0,46	0,48
	d adopté		0,48	0,46	0,48
	d2 = L _t - d adopté		0,48	0,46	0,48
	σ_1		-2655,00	-1805,00	-595,00
	N ₁		379,68	246,59	85,17
N ₂		126,56	82,20	28,39	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9,49	6,16	2,13
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,16	2,05	0,71
	A _{vj} (cm ²)		-14,86	-12,21	-11,07
	A'v1/bande/nappe		5,78	3,11	0,64
	A'v2/bande/nappe		0,55	1,00	2,06
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,01	4,78	5,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA12	2X4HA12	2X4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
Bande 2		15	15	15	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		2,86	2,73	2,86
	AH /nappe (cm ²)		2,26	1,57	1,57
	AH adopté (cm ²)		3,39	3,39	3,39
	choix de la section		3HA12	3HA12	3HA12
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	-1,820	-1,495	-1,315
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	-1,300	-1,068	-0,939
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-0,029	-0,024	-0,010

➤

➤ Voile VL4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,76	3,06	3,06
	L (m)		3,20	3,25	3,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,64	0,65	0,66
	He		4,760	3,060	3,060
	h		4,41	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		320,430	311,560	-112,170
	N _{ser} (kN)		-1352,30	-1122,27	-414,09
	Vu (kN)		448,602	436,184	-157,038
	σ _{max} (kN/m ²)		2300,000	1450,000	910,000
	σ _{min} (kN/m ²)		-1920,000	-1050,000	-670,000
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,74	1,89	1,90
	L _t		1,46	1,37	1,40
	d		0,73	0,68	0,70
	d adopté		0,73	0,68	0,70
	d2 = L _t -d adopté		0,73	0,68	0,70
	σ ₁		-960,000	-525,000	-335,000
	N ₁		209,65	107,49	70,32
N ₂		69,88	35,83	23,44	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5,24	2,69	1,76
	A _{v2} /bande (cm ²)		1,75	0,90	0,59
	A _{vj} (cm ²)		12,34	12,00	-4,32
	A'v1/bande/nappe		8,33	5,69	0,68
	A'v2/bande/nappe		4,83	3,89	-0,49
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7,64	7,17	7,35
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		11,304	11,304	11,304
	A'v2 adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA12	2X5HA12	2X5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X3HA14	2X3HA14	2X3HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
Bande 2		25	25	25	
Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm ²)		4,37	4,10	4,20
	AH /nappe (cm ²)		2,83	1,96	1,96
	AH adopté (cm ²)		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T _b	0,779	0,746	-0,264
	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	T _u	0,556	0,533	-0,189
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	-0,021	-0,017	-0,006

CHAPITRE VI :

Études de l'infrastructure

VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION

Les fondations par définition sont un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol d'assise.

Cette transmission peut être directe dans le cas de fondations superficielles (semelles isolées ; semelles continues ; radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

Le choix du type de fondations à adopter dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et des charges de l'ouvrage. L'étude préalable du sol a donnée la valeur de la contrainte maximale admissible $\sigma_{sol} = 3$ bars.

VI.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VI.2 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES (SOUS VOILES, SOUS POTEAUX)

VI.2.1 SEMELLES FILANTES SOUS VOILES

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G + Q}{B \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 0.30 \text{ MPa}$)

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G + Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	712.97	1.35	1.76	2.37
V _{T2}	719.52	1.65	1.45	2.4
V _{T3}	1761.75	3.33	1.76	5.87
V _{T4}	956.56	3.60	0.88	3.17
				13.82

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL ₁	597.06	1.35	1.47	1.99
VL ₂	695.36	1.65	1.4	2.32
VL ₃	1423.33	3.33	1.42	4.74
VL ₄	990.04	3.60	0.92	3.3
				12.35

Tableau VI. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 26.17 m²**.

VI.2.2 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX

1) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide 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.

2) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

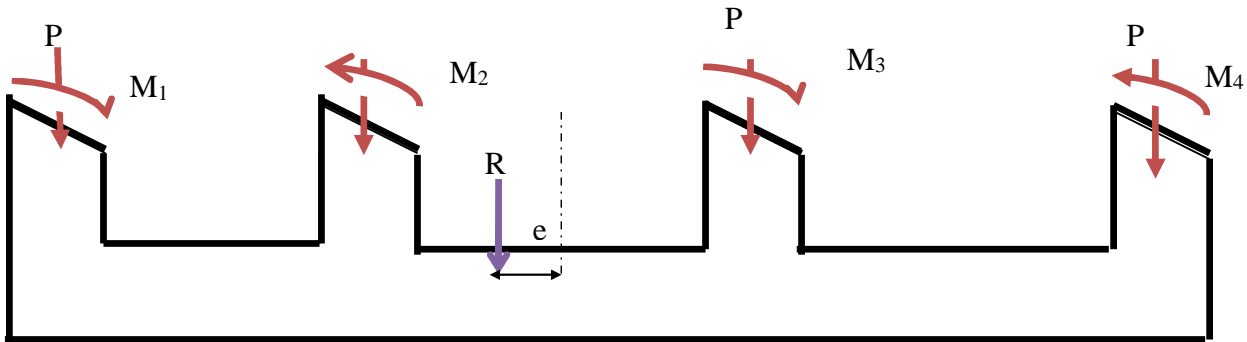
L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

File A,B etC:

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
9	340.38	-5.3	-1804.014	3.68
10	347.53	-1.9	-660.307	-6.50
11	768.06	1.9	1459.314	-9.04
12	488.41	5.3	2588.573	-18.53
	1914.38		1583.592	-30.39

On a :
$$e = 0,81 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,6}{6} = 1,77 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1914,38}{10,6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,81}{10,6}\right) = 222,004 \text{ kN/m}$$



a) Détermination de la largeur de la semelle A ,B,C

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{222,004}{300} = 0,74 \text{ m} \text{ on prend } B = 1 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 10,6 \times 3 = 31,8 \text{ m}^2$$

File E :

Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Mi
13	687.20	-1.8	-1236.96	-7.19
14	731.85	0	0	7.85
15	706.35	1.8	1271.43	7.07
	2125.4		34.47	7.73

On a :

$$e = 0,02 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{7,2}{6} = 1,2 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2125,4}{7,2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,02}{7,2}\right) = 297,65 \text{ kN/m}$$

b) Détermination de la largeur de la semelle E

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{297,65}{300} = 0,99 \text{ m} \text{ on prend } B = 1 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1 \times 7,2 = 7,2 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$N = 1$$

Donc : $S_p = 7,2 \text{ m}^2$

File F :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
16	707.64	-1.8	-1273.75	-7.13
17	711.64	1.8	1280.95	3.86
	1419.28		7.202	-10.99

On a :

$$e = 0.03 \text{ m} < \frac{L}{6} = x = \frac{3.6}{6} = 0.6 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1419.28}{3.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.6}{3.6}\right) = 591.37 \text{ kN/m}$$

c) Détermination de la largeur de la semelle F

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{591.37}{300} = 1.97 \text{ m} \text{ on prend } B = 2 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2 \times 3.6 = 7.2 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$N=1 \text{ donc } S_p = 7.2 \text{ m}^2$$

Remarque

Pour calculer la surface totale des semelles filantes, nous allons multiplier les résultats trouvés dans les tableaux par (2) pour cause de symétrie par rapport à l'axe y-y.

$$S_{pt} = (31.8 + 7.2 + 7.2) \times 2 = 92.4 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_{pt} + S_v$$

$$S_t = 92.4 + 39.32 = 131.72 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 265.34 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{131.72}{265.34} = 0.49$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 49%

La surface totale des semelles représente 49 % de la surface totale du bâtiment

($S_s < 50 \% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

- Hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{200-40}{4} + 5 = 45 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 45\text{cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\mathbf{L = 10.6\ m}$$

$$\mathbf{B = 200\text{cm}}$$

$$\mathbf{h_s = 45\ \text{cm}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VI.2.3 ETUDE DE LA POUTRE DE RIGIDITE

VI.2.3.1 DIMENSIONNEMENT

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 3.60\ \text{m} \Rightarrow \frac{360}{9} \leq h_p \leq \frac{360}{6}$$

$$40 \leq h_p \leq 60$$

On adopte une hauteur $\mathbf{h_p = 80\ \text{cm}}$

$$h_p = 80\ \text{cm} \Rightarrow \frac{80}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 80}{3}$$

$$26.67 \leq b_p \leq 53.33$$

On adopte une largeur $\mathbf{b_p = 40\ \text{cm}}$

VI.2.3.2 FERRAILLAGE DE LA POUTRE (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur quatre appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

1) Calcul de la charge uniforme

Point d'appuis	Nu (kN)	ei	Mu (kN.m)
A	365.74	-5.3	22.40
B	539.53	-1.9	27.45
C	955.85	1.9	22.25
D	1046.51	5.3	43.27
	2907.63	/	115.37

$$e_u = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e_u = 1.59$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{2907.63}{10.60} \left(1 + \frac{3 \times 1.59}{10.60} \right) = 397.74 \text{ kN/ml}$$

2) Calcul des moments isostatiques

- **travée :**

La travée AB ; ;

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{397.74 \cdot (3.4)^2}{8} = 574.73 \text{ kN.m}$$

La travée BC=CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{397.74 \cdot (3.6)^2}{8} = 644.34 \text{ kN.m}$$

Travée	A - B	B - C	C - D
L(m)	3.40	3.60	3.60
M ₀	574.73	644.34	644.34

- **appuis :**

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M _{appui}	172.42	322.17	322.17	193.30

❖ **Calcul des moments en travées**

➤ **Travée A - B**

$$0.85 M_0$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Coefficient forfaitaire	0.85	0.85	0.85
M _t	488.52	547.69	547.69

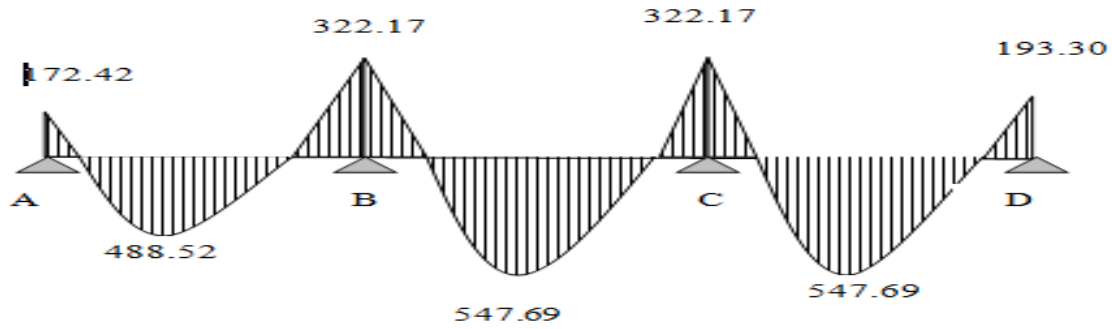


Figure VI.1 : diagramme des moments à l'ELU

3) Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad A_u = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$

Appuis	M _a (kn.m)	μ	B	A _u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A	172.42	0.100	0.947	12.57	4HA20	12.56
B	322.17	0.186	0.896	18.69	4HA20+4HA14	18.73
C	322.17	0.186	0.896	18.69	4HA20+4HA14	18.73
D	193.30	0.112	0.940	12.57	4HA20	12.56

Tableau VI.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Travées	M _a (kn.m)	μ	B	A _u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A-B	488.52	0,129	0,930	18.42	4HA20+4HA16	20.61
B-C	547.69	0,162	0,911	23.70	4HA20+4HA20	25.13
C-D	547.69	0,162	0,911	23.70	4HA20+4HA20	25.13

Tableau VI.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

VI.3 VERIFICATION A L'ELU

VI.3.1 VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

Appuis	M _a (kn.m)	μ	B	A _u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A	172.42	0.100	0.947	9.51	4HA14+4HA12	12.56
B	322.17	0.186	0.896	18.69	4HA20+4HA14	18.73
C	322.17	0.186	0.896	18.69	4HA20+4HA14	18.73
D	193.30	0.112	0.940	10.74	4HA14+4HA12	12.56

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 2.66$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2 VERIFICATION DE LA CONDITION DE CISAILLEMENT

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 4.34 MPa ; 5 MPa \right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{397.74 \times 3.60}{2} = 715.932 kN \Rightarrow \tau_u = \frac{715.932 \times 10^3}{400 \times 550} = 3.25 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) = \min(1.71; 4; 2) cm$$

$$\phi_t \leq \min(1.71; 4; 2) cm$$

$$\phi_t \leq 17.1 mm \quad \text{On prend } \phi_t = 10 mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA10

VI.3.4 CALCUL DES ESPACEMENTS

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) cm$$

$$S_t \leq \min(15 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 15 cm \quad \text{On prend } S_t = 15 cm$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30 cm \quad \text{On prend } S_t = 25 cm$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.8 cm^2$$

$$A_t = 6\phi 10 = 4.71 cm^2 \quad \text{CV}$$

Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 25 \cdot 13 \times 40}{40 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 12.48 cm$$

$$S_t \leq 12.48 cm$$

$$S_t = 10 cm$$

VI.3.5 LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°

VI.4 VERIFICATION A L'ELS

VI.4.1 Etat limite de compression du béton

-Dans le béton : On doit vérifiée :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifiée :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec :
$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

VI.4.2 CALCUL DES MOMENTS A L'ELS

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) = \frac{1914.38}{10.6} \cdot (1 + 3 \times 1.59 / 10.6) = 261.87 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

La travée AB :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{261.87 \cdot (3.4)^2}{8} = 378.40 \text{ kN.m}$$

Les travées BC ; CD :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{261.87 \cdot (3.6)^2}{8} = 424.23 \text{ kN.m}$$

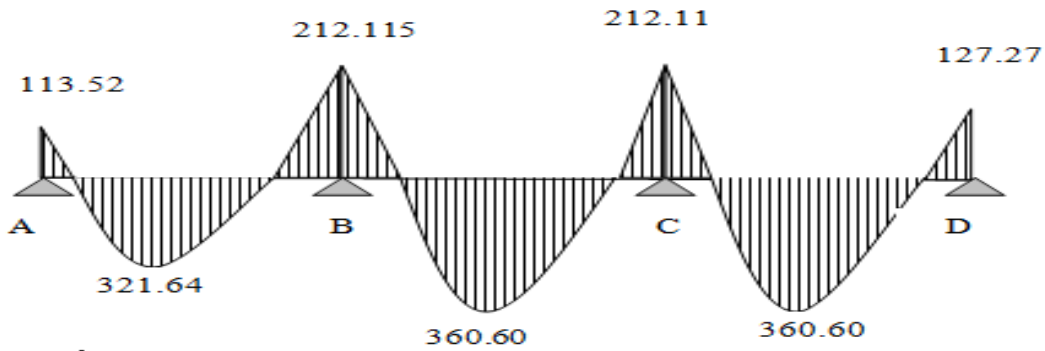


Figure VI.2 : diagramme des moments à l'ELS

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

Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$ et $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Appuis	M _A (KN)	A _{adop} Cm ²	ρ	β	k	σ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bc} MPa	obs.
1	113.52	10.68	0.483	0.895	32.62	215.93	6.62	15	CV
2	212.115	18.73	0.851	0.868	23.02	237.22	10.30	15	CV
3	212.115	18.73	0.851	0.868	23.02	237.22	10.30	15	CV
4	127.27	10.68	0.483	0.895	32.62	215.93	6.62	15	CV

Tableau VI.5 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Travée	M _t (KN)	A _{adop} Cm ²	ρ	β	k	σ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bc} MPa	obs.
1-2	321.64	20.61	0.937	0.864	21.76	328.41	15.01	15	CV
2-3	360.60	25.13	1.014	0.860	20.71	303.37	14.64	15	CV
3-4	360.60	25.13	1.014	0.860	20.71	303.37	14.64	15	CV

Tableau VI.6 : Vérifications des contraintes en travée.

Conclusion :

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

VI.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DANS LE SENS "B"

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times b \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} N_{uf} = B \times \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \times 100 \\ \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{\sum N_s}{B \times l_t} \end{cases}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{1914.38}{2 \times 10.6} = 90.30 \text{KN/m}^2$$

$$A_b = \frac{90.30 \times 10^3 \times (2000 - 400)}{8 \times 400 \times 348} = 129.74 \text{ mm}^2 \quad \text{Donc : } A_b = 12.74$$

On opte pour 9HA14 = 13.85 cm²

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 = 3.93 cm²

VI.6 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS VOILES

VI.6.1 DIMENSIONNEMENT

$$N_s = 990.04 \text{ kN} ; L = 3.60 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{990.04}{300 \times 3.60} = 0.92 \text{ m}$$

On prend : $B = 100 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{100 - 40}{4} + 5 = 20 \text{ cm}$$

On prend : $h = 25 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes

$$\mathbf{B = 100 \text{ cm}}$$

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

VI.6.2 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{990.04}{1.00 \times 3.60} = 275.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 275.01 < \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 \quad \mathbf{CV}$$

VI.6.3 CALCUL DES ARMATURES

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 1352.30 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B - b)^2}{8 B}$$

$$M_u = \frac{1352.30 \cdot (1.00 - 0.40)^2}{8 \cdot 1.00} = 60.85 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0.9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0.9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{1352.30 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 22 \cdot 348} = 8.83 \text{ cm}^2$$

On prend **8 HA12 = 9.05 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soient **4 HA 10 = 3.14 cm²**

VI.7 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE

VI.7.1 LE ROLE DES LONGRINES

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S₂ ; zone IIa)

VI.7.2 DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₂ et S₃

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

VI.7.3 ARMATURES LONGITUDINALES

$$N = 397.74 \text{ kN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (Zone II a ; Site 3)}$$

Avec:

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (cf. 3.3)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{397.74}{12} = 33.145 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{33.145 \cdot 10}{348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6,79 cm²**

VI.7.4 ARMATURES TRANSVERSALES

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \text{ min}}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1; 3; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

VI.7.5 ESPACEMENT DES CADRES

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 12) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE VII :

Etude de mur plaque

VII ETUDE DE MUR PLAQUE

INTRODUCTION

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 4.76 m .L'épaisseur minimale exigée pas le RPA 99 est telle que :
 $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20cm

VII.1 METHODE DE CALCUL

VII.1.1 CONTRAINTE DE SOLLICITATION

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

Avec : $\sigma_H = K_a \times \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale

σ_V : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$

φ : angle de frottement interne

VII.1.2 CARACTERISTIQUES DU SOL

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{KN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 35$

Cohésion : $C = 0$

c) Calcul des sollicitations :

-ELU:

$K_a = 0.27$

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a(1.35 \gamma h + 1.5q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.27 \times 1.5 \times 10 = 4.05 \text{KN/m}^2$

$h = 4.76 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.27 \times (1.35 \times 18 \times 4.76 + 1.5 \times 10) = 35.28 \text{KN/m}^2$

$\sigma_{H1} = 2.7 \text{KN/m}^2$

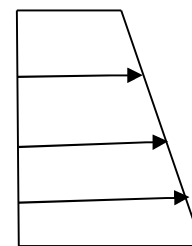
- ELS:

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a(\gamma h + q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.27 \times 10 = 2.7 \text{KN/m}^2$

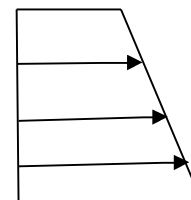
$h = 4.76 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.27 \times (10 + 18 \times 4.76) = 22.83 \text{KN/m}^2$

$\sigma_{H1} = 4.05 \text{KN/m}^2$



$\sigma_{H2} = 35.28 \text{KN/m}^2$

$\sigma_{H1} = 2.7 \text{KN/m}^2$



$\sigma_{H2} = 22.38 \text{KN/m}^2$

VII.1.3 CHARGE MOYENNE

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 35.28 + 4.05) \times 1}{4} = 27.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 22.83 + 2.7) \times 1}{4} = 17.79 \text{ KN/ml}$$

Le mur de plaque sera considéré comme un ensemble des dalles continues encastées à la base et simplement appuyé sur les autres cotés.

VII.2 DETERMINATION DES MOMENTS

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.75M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0.3M (appuis de rive).
 - 0.5M (autres appuis)

VII.3 IDENTIFICATION DES PANNEAUX

$$l_x = 3.40 \text{ m} \quad l_y = 4.76 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{4.76} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **ELU :**

$$\rho = 0.71 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0670 \\ \mu_y = 0.450 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0670 \times 27.47 \times 3.4^2 = 21.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.450 \times 21.27 = 9.57 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 21.27 = 10.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \times 21.17 = 15.95 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 21.17 = 10.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \times 9.57 = 7.17 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$\rho = 0.711 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.596 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0731 \times 17.79 \times 3.4^2 = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.596 \times 15.03 = 8.95 \text{ KN.m}$$

Correction des moments**Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 15.03 = 7.52 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \times 15.03 = 11.27 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 15.03 = 7.52 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \times 9.54 = 7.15 \text{ KN.m}$

VII.4 RECOMMANDATIONS DU RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8

VII.5 FERRAILLAGE

sens	zone	Mu(KN.m)	μ_v	B	As calculer(cm ² /ml)	A min(cm ²)	A Adpt (cm)	St(cm)
X-X	Appuis	10.63	0.022	0.989	1.72	2	6HA12=6.78	20
	Travée	11.34	0.024	0.988	1.83	2	6HA12=6.78	20
Y-Y	Appuis	10.63	0.022	0.989	1.72	2	6HA12=6.78	20
	Travée	7.17	0.002	0.999	1.14	2	6HA12=6.78	20

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

VII.6 VERIFICATION A L'ELS

- a) Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Sens	zone	Mu	MS	γ	$[(\gamma-1)/2]$ +0.25	α	Observation
X-X	Appuis	10.63	7.52	1.413	0.456	0.027	Vérifiée
	Travée	15.95	11.27	1.422	0.431	0.030	Vérifiée
Y-Y	Appuis	10.63	7.52	1.413	0.456	0.027	Vérifiée
	Travée	7.17	7.15	1.002	0.251	0.002	Vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque

Dont tout les cas α inférieur à γ

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Conclusion générale

En conclusion, nous devons avouer que rétrospectivement nous sommes satisfaits de ce mémoire puisque nous avons atteint les objectifs fixés.

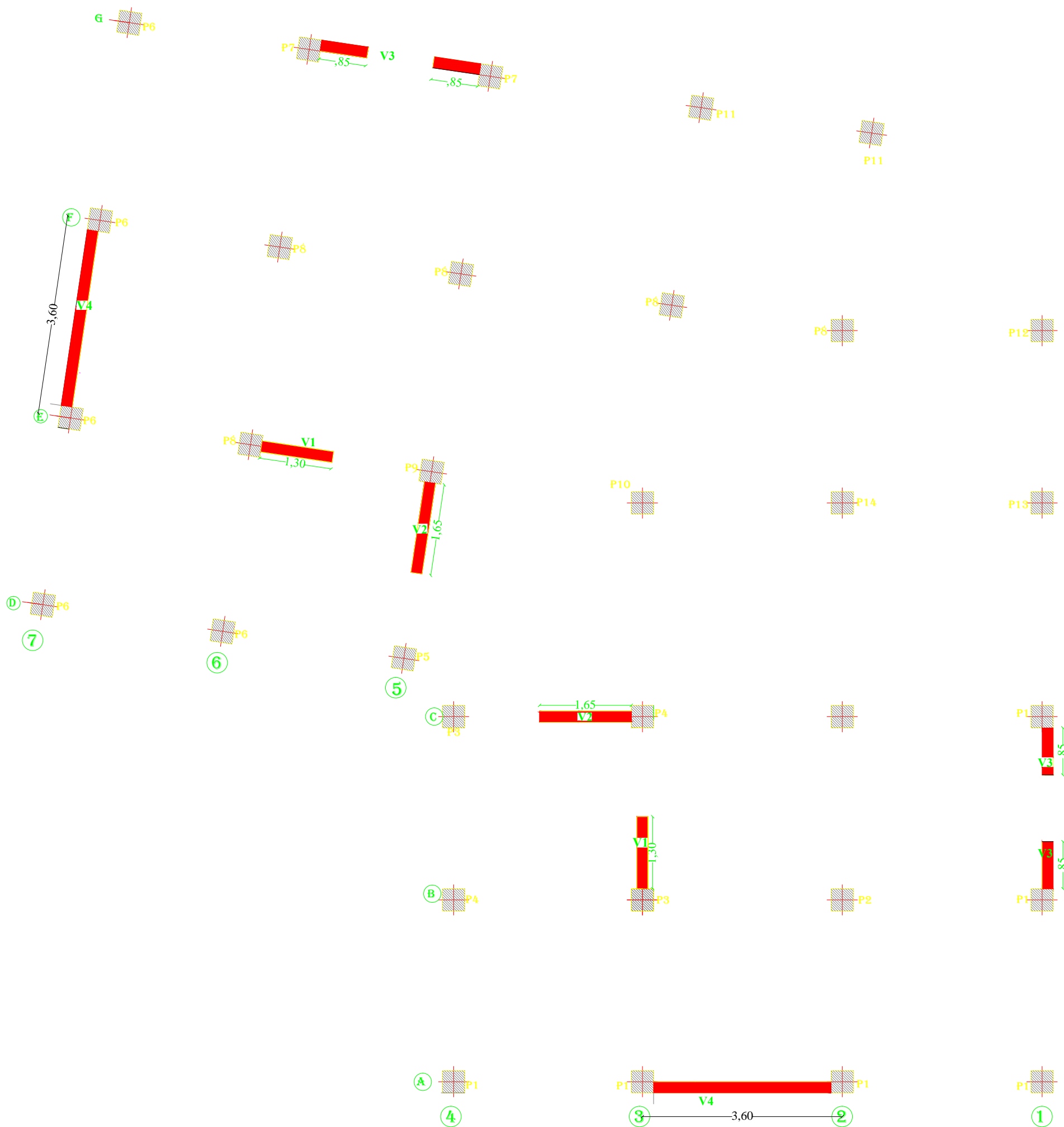
En effet, ce projet nous' a permis de maîtriser le dimensionnement et le ferrailage d'une structure à l'aide du logiciel. « Robot structural analyse ».

Tous les éléments constituant notre structure (R+6) ont été dimensionnés et ferrailés selon les règlements en vigueur, en prend en considération le côté stabilité de l'ouvrage ainsi que le coût économique afin de minimiser les quantités de béton et de l'acier.

Des planches montrant ce ferrailage est également présenté.

Références bibliographiques.

- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 ARBITI CHAHIRA
 ALLAM SAMIRA

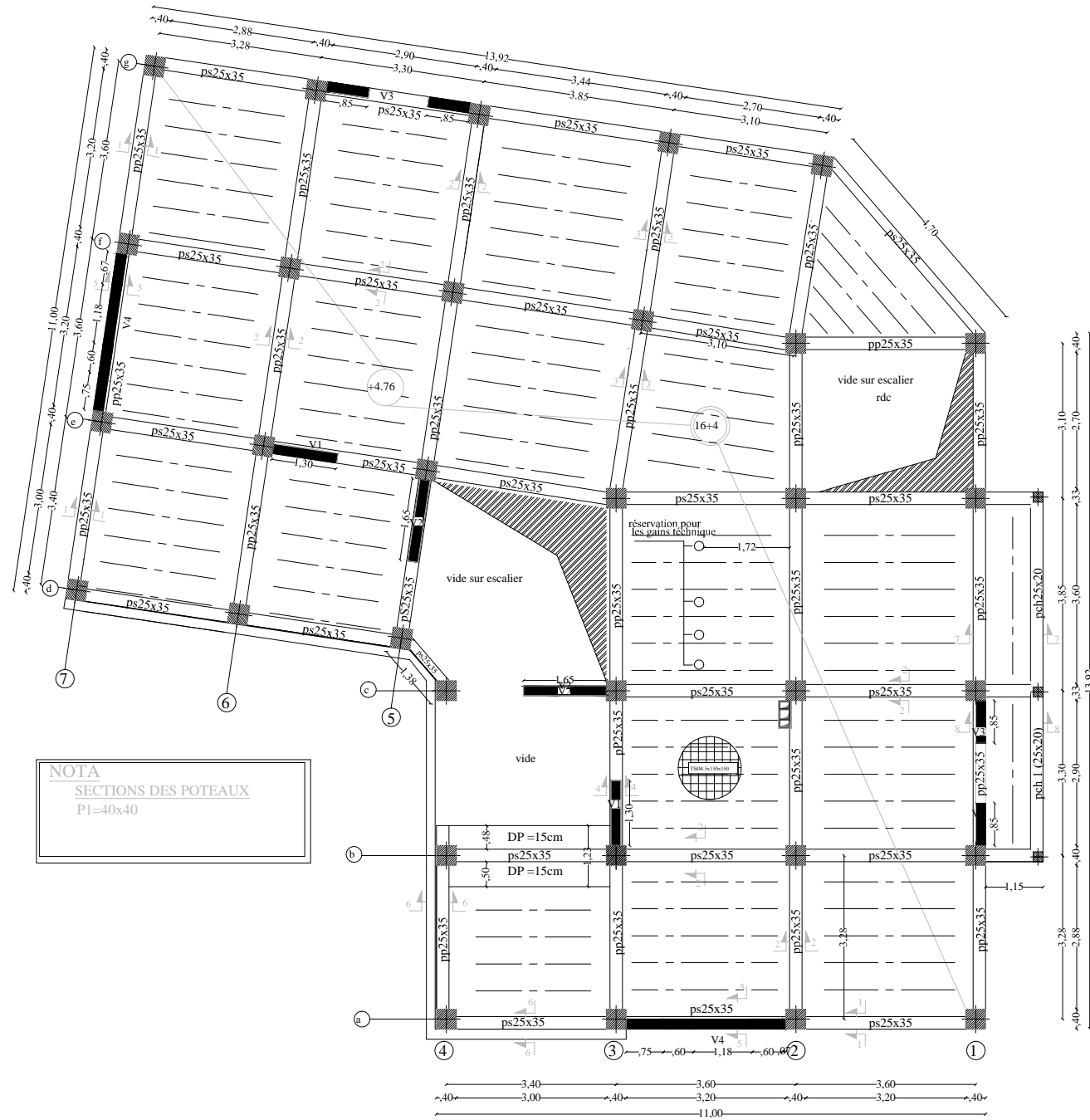
DIRIGE PAR:
 Ms HAMIZI.M

PROMOTION 2016-2017

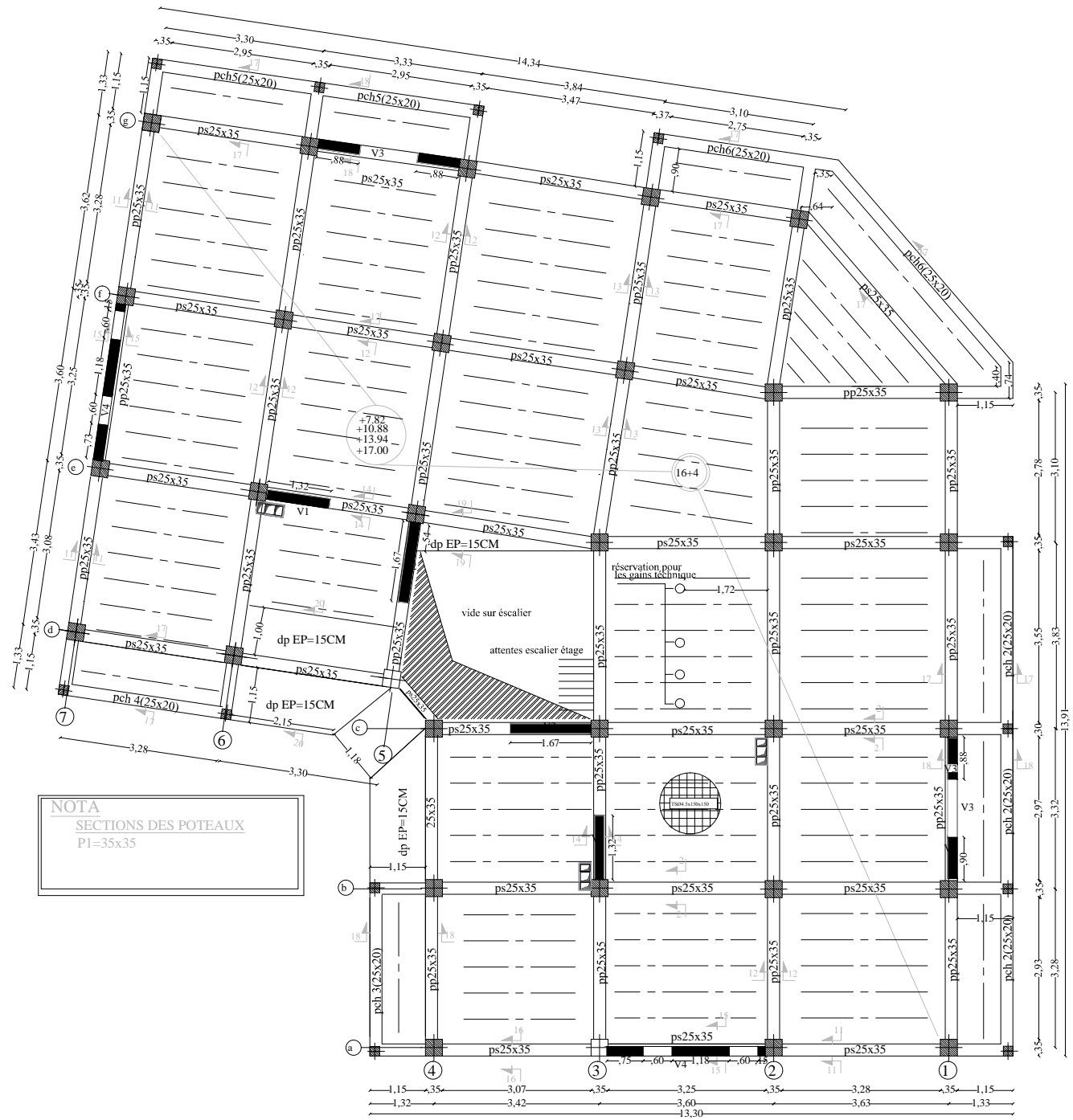
TITRE

DISPOSITION DES VOILES

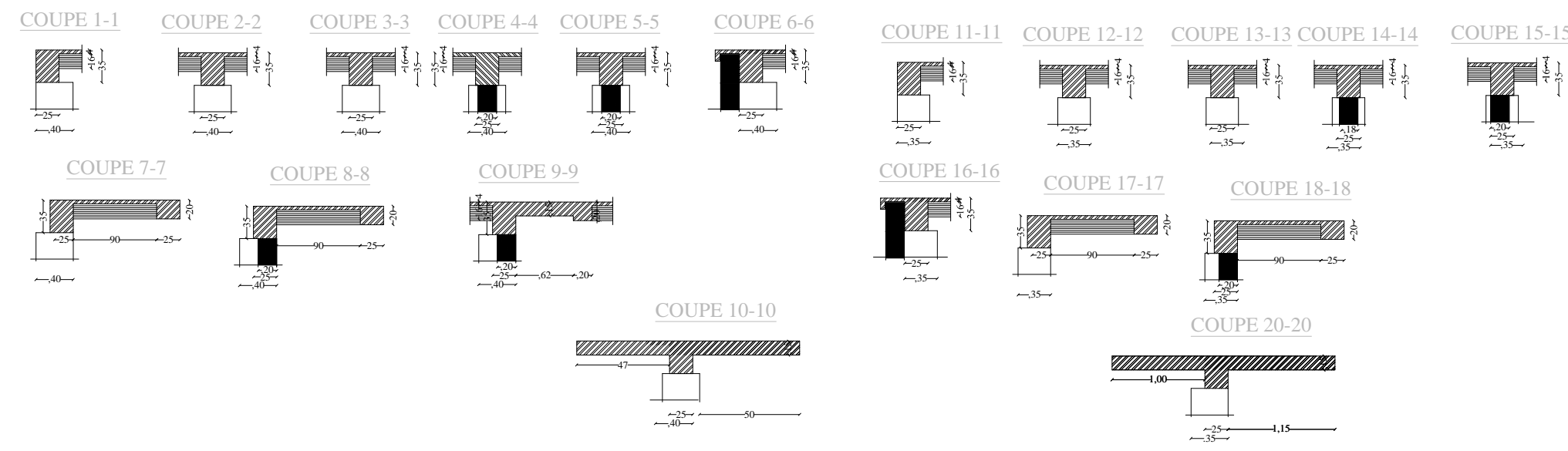
ECHELLE



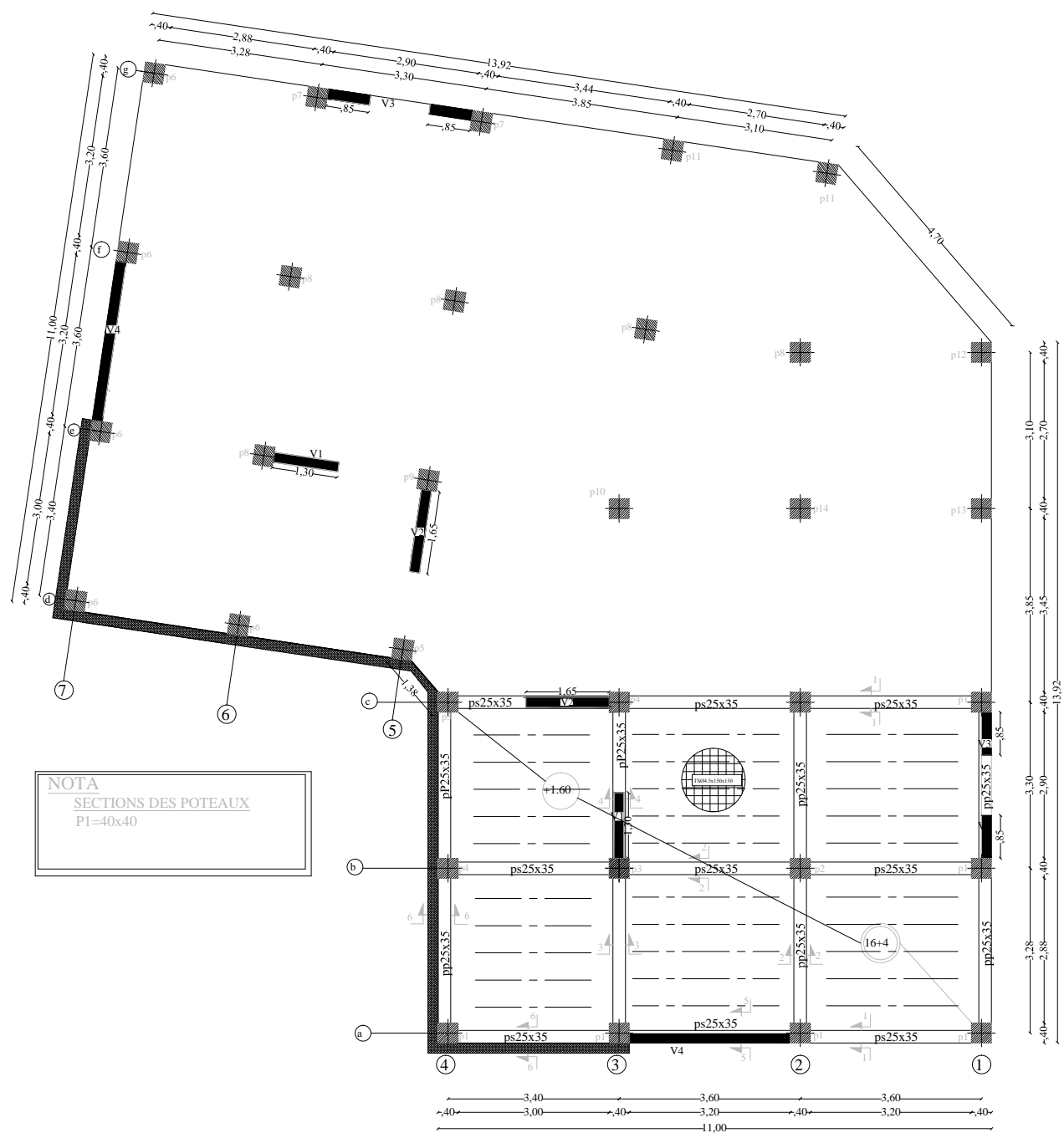
COFFRAGE PLANCHER NIV +4.76 BLOC 1 ECH 1/50.



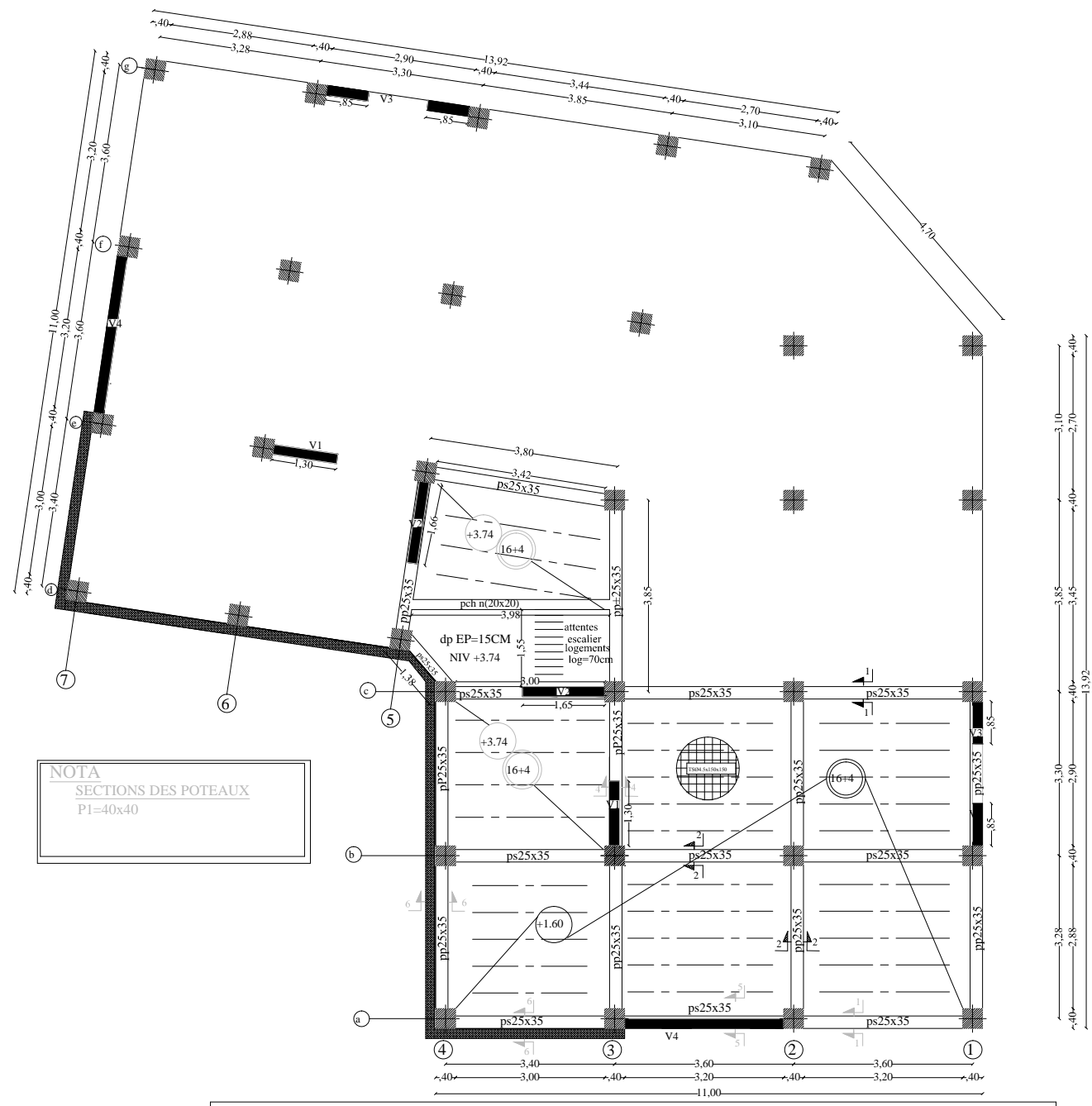
COFFRAGE PLANCHER NIV +7.82,+10.88,+13.94&+17.00 BLOC 1 ECH 1/50.



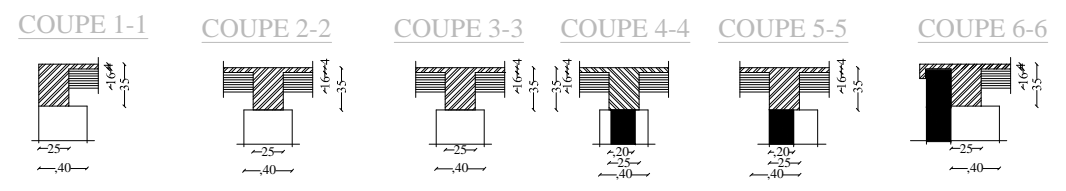
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE DES PLANCHERS
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE



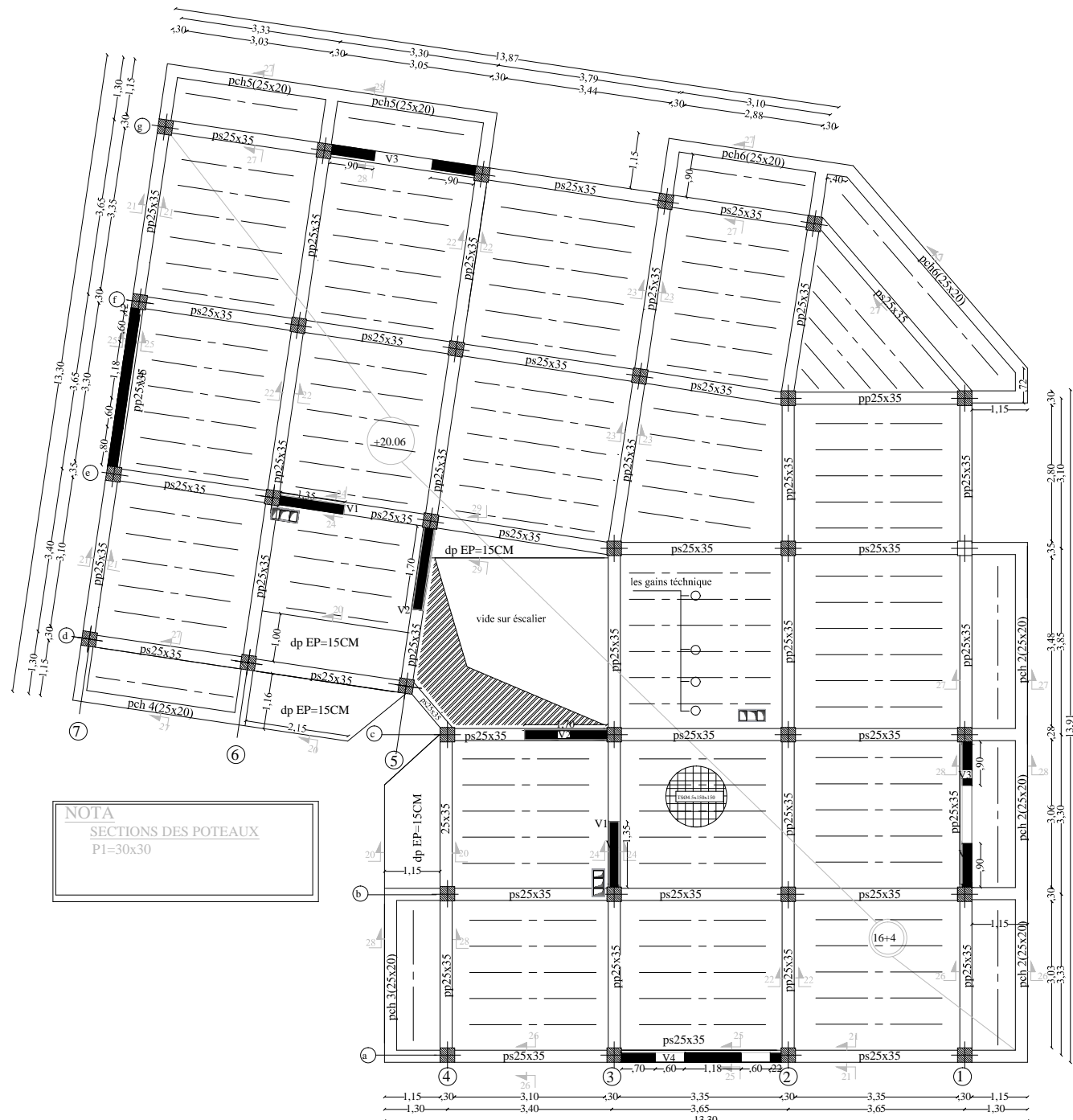
COFFRAGE PLANCHER NIV +1.60 BLOC 1 ECH 1/50 .



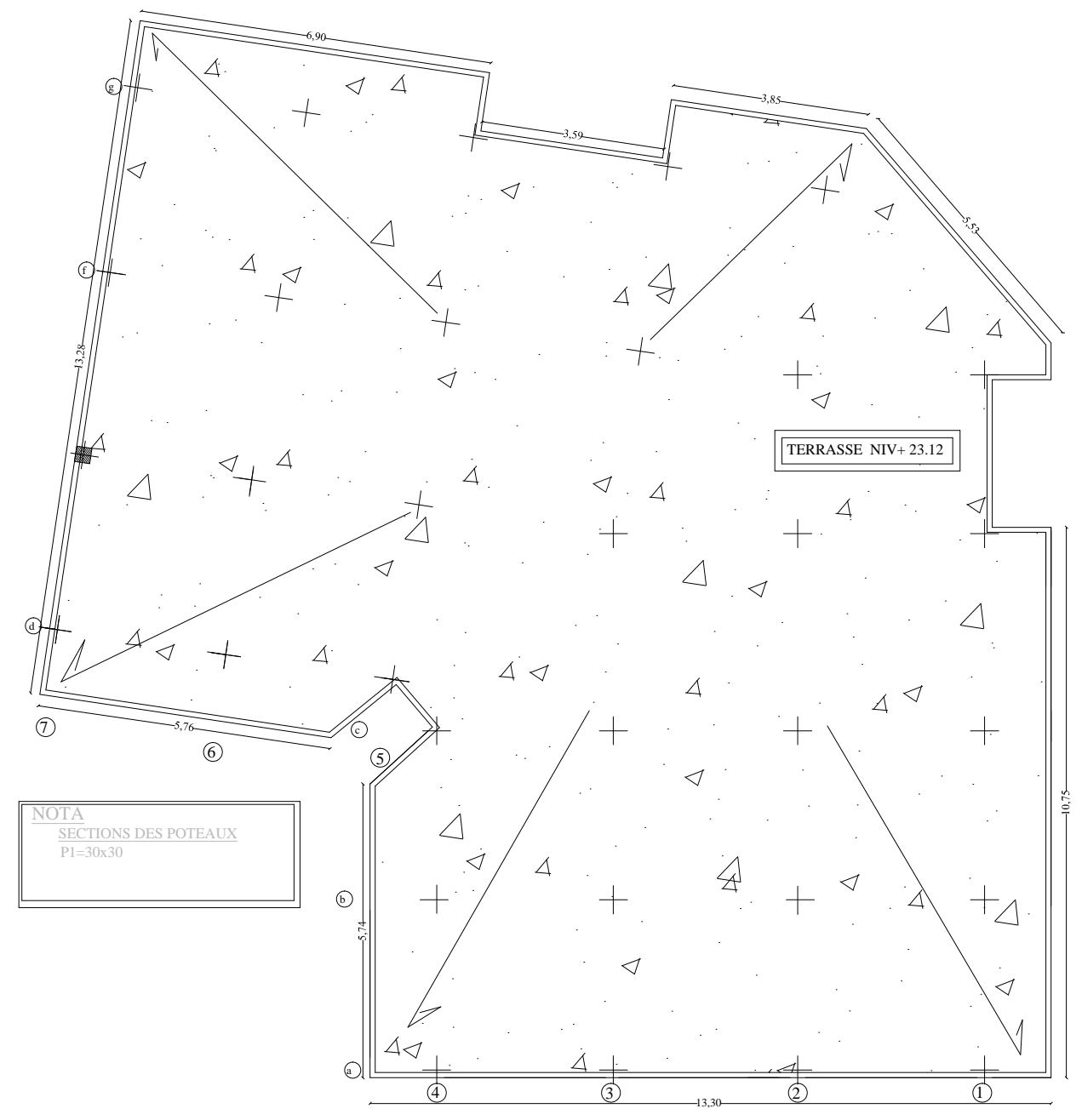
COFFRAGE PLANCHER NIV +3.74 BLOC 1 ECH 1/50 .



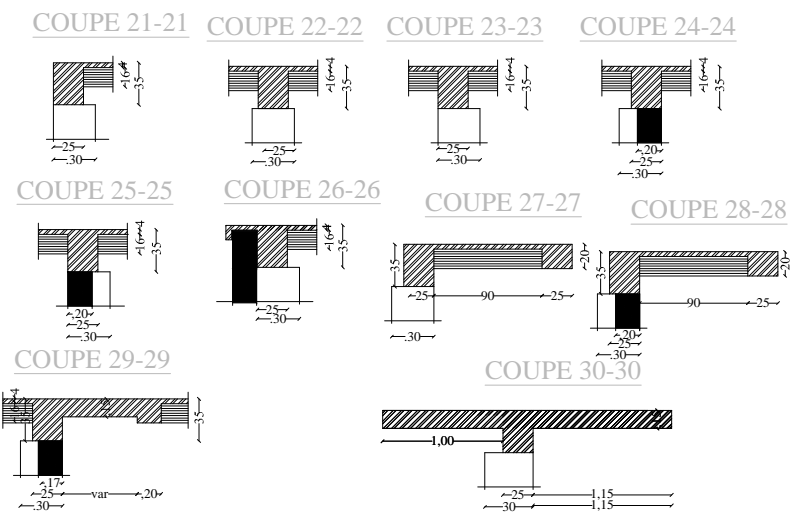
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE DES PLANCHERS
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE



COFFRAGE PLANCHER NIV +20.06 BLOC 1 ECH 1/50 .

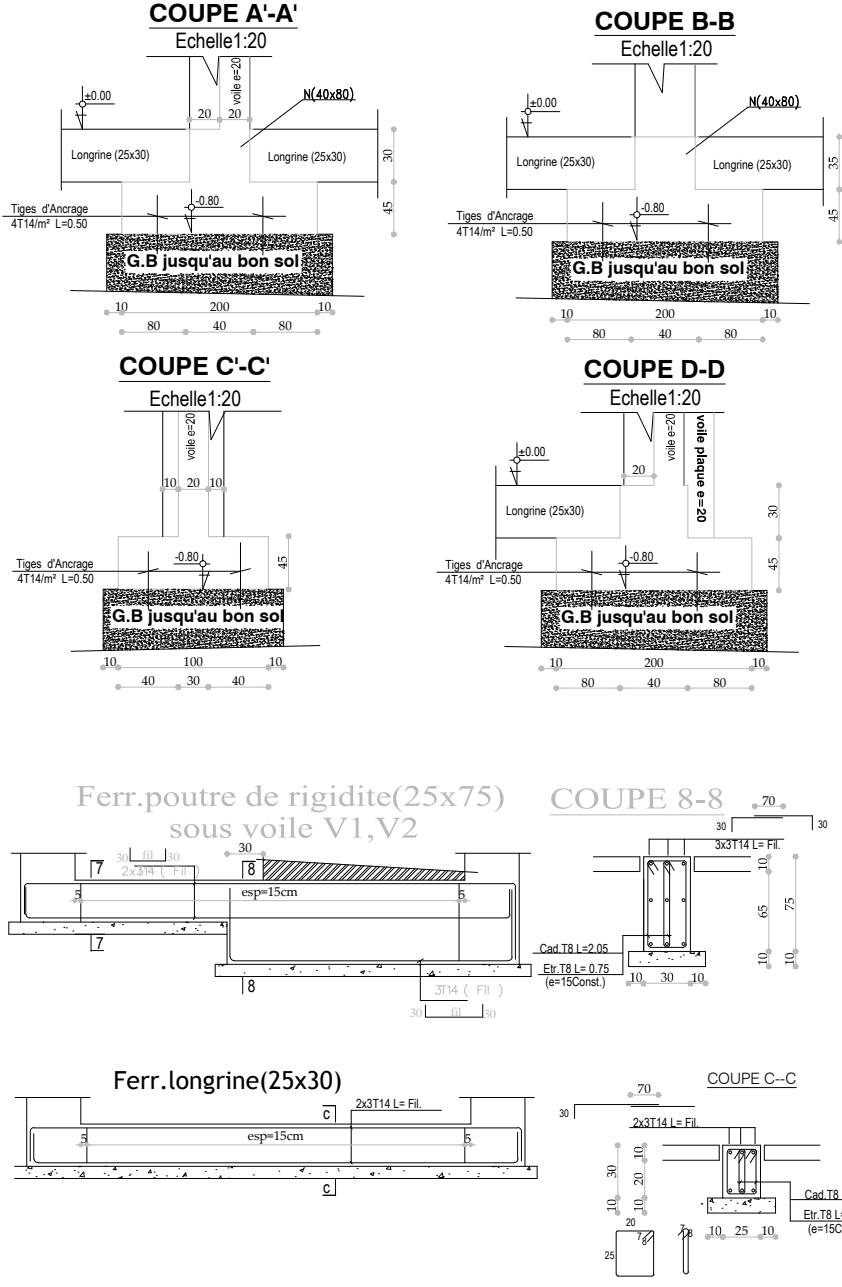
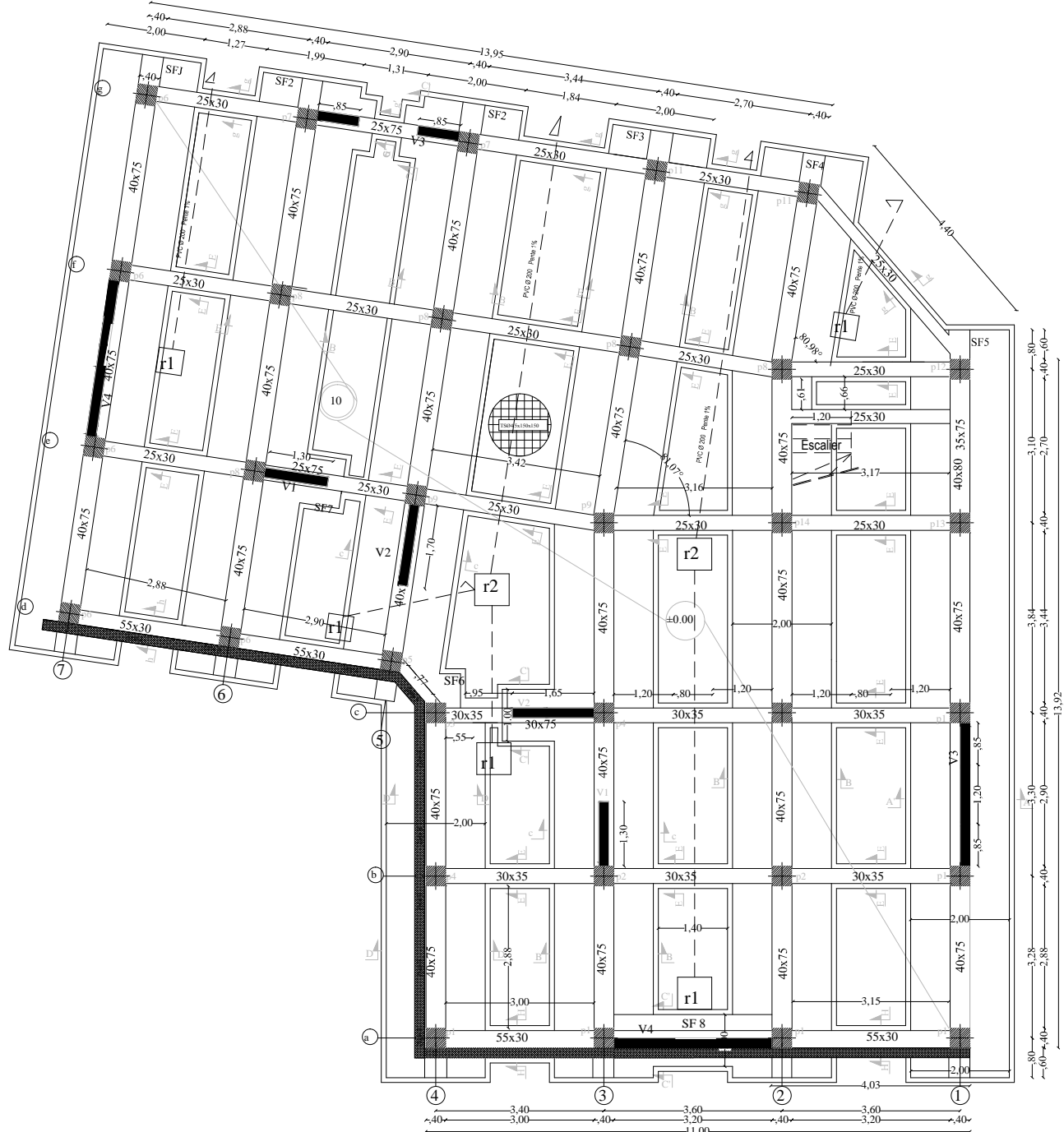


COFFRAGE PLANCHER NIV +23.12 BLOC 1 ECH 1/50 .



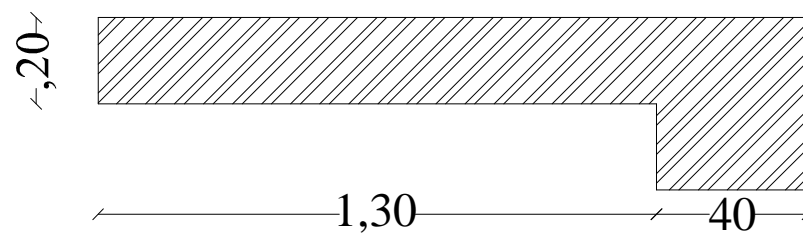
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE DES PLANCHERS
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

COFFRAGE DES FONDATIONS

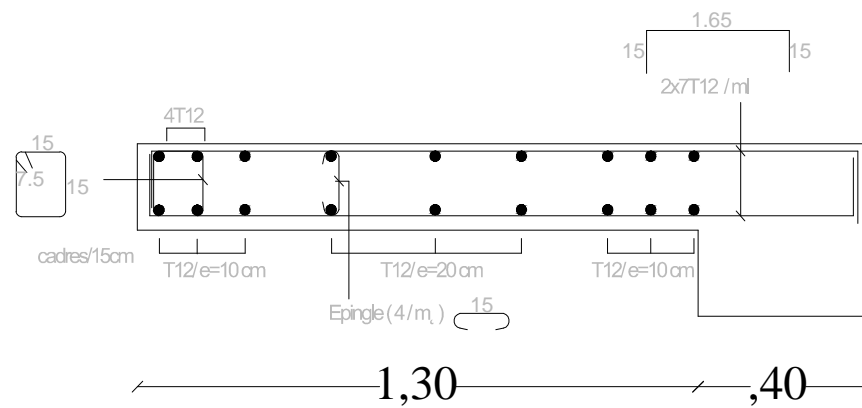


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE DES FONDATIONS
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

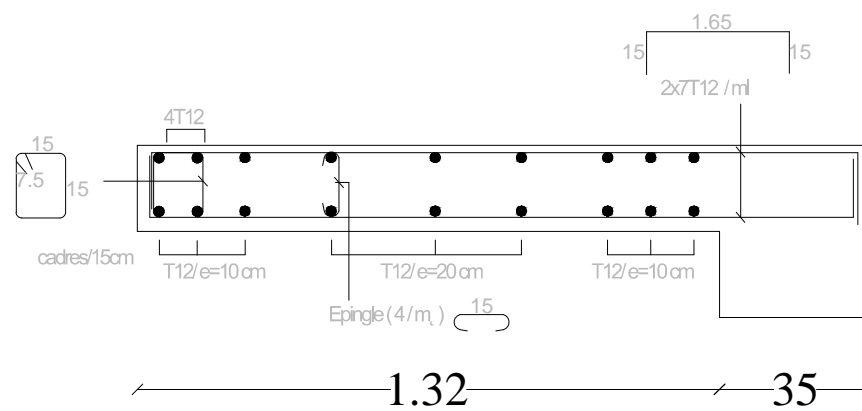
VOILES V1



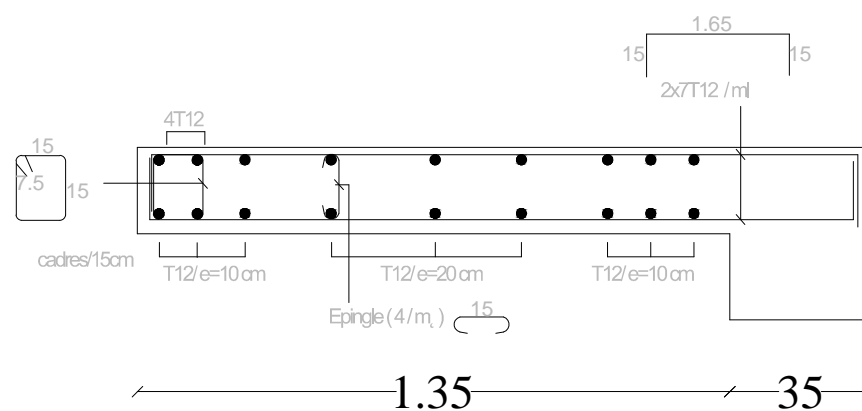
VOILES V1 NIVEAUX +4.76 zone I



VOILES V1 NIVEAUX +7.82 à +17 zone II



VOILES V1 NIVEAUX +17 à +23.12 zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
ARBITI CHAHIRA
ALLAM SAMIRA

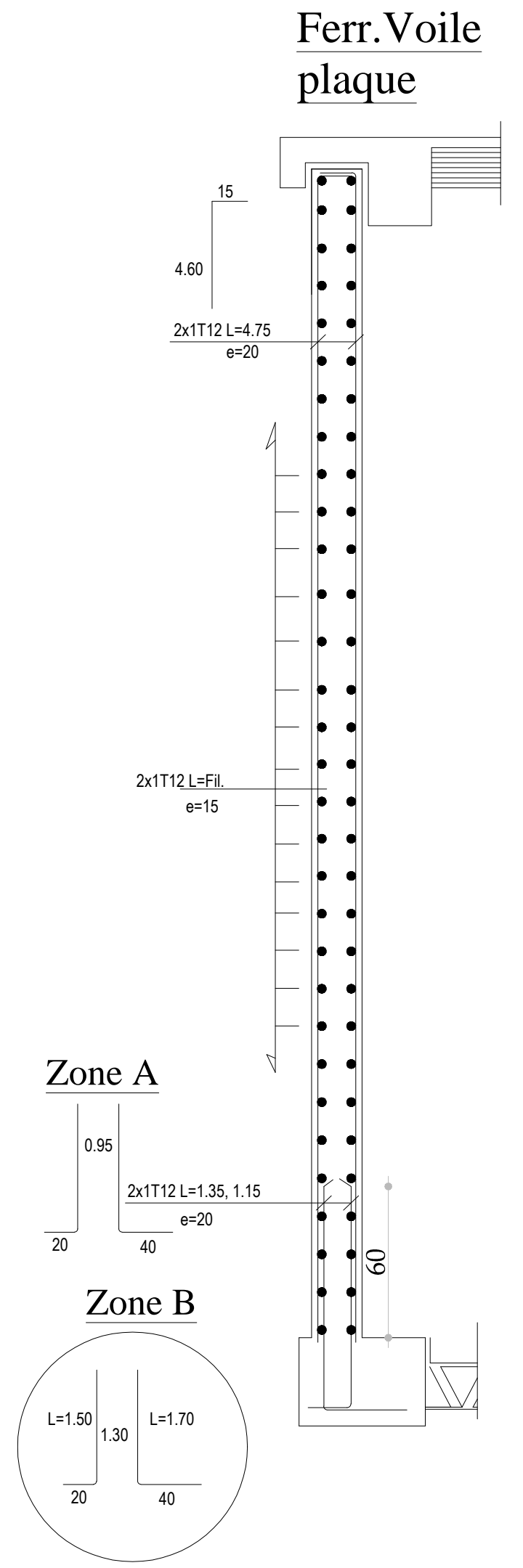
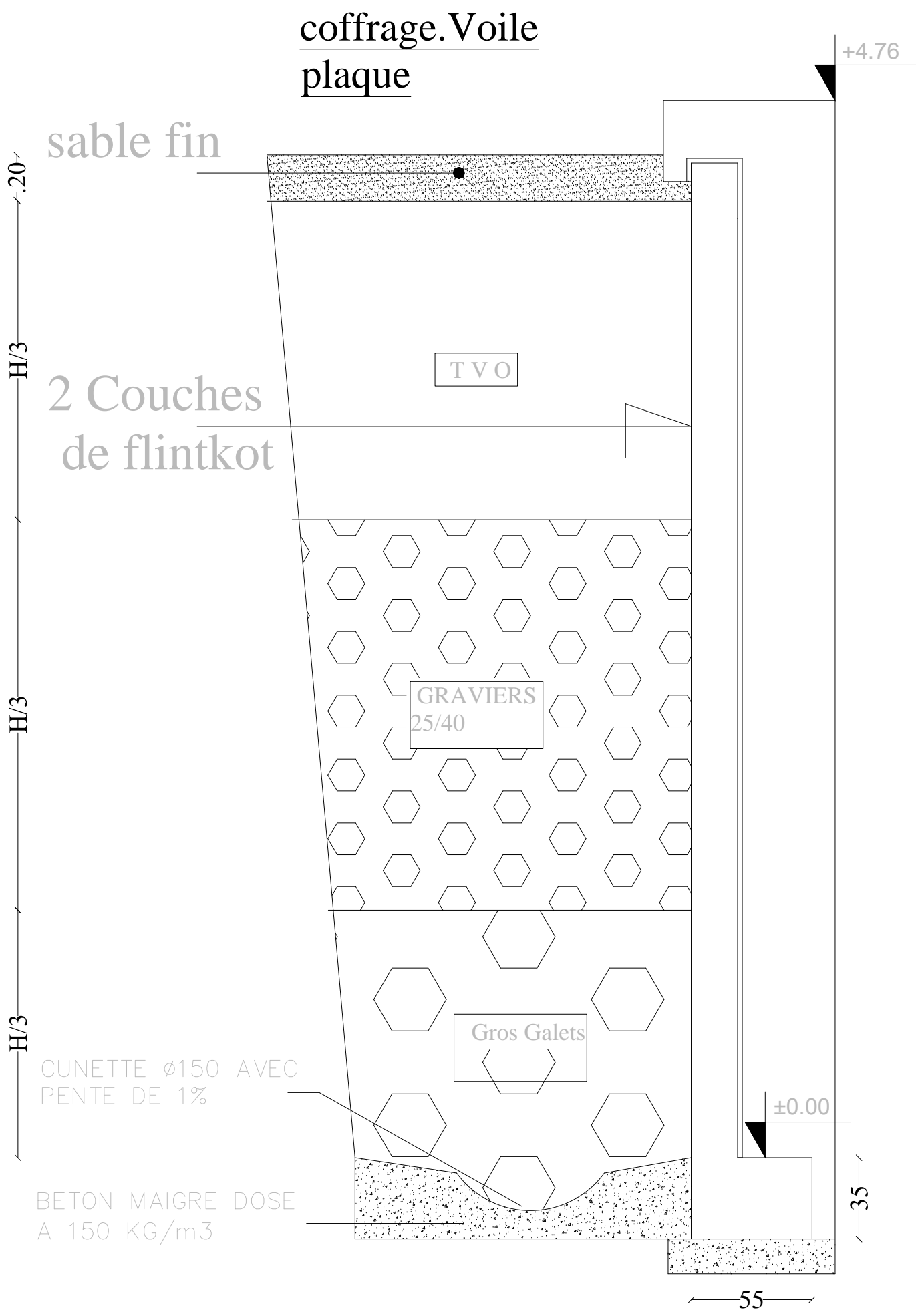
DIRIGE PAR:
Ms HAMIZI.M

PROMOTION 2016-2017

TITRE

Ferrailage du voile V1

ECHELLE



COFFRAGE VOILE PLAQUE ET DETAIL DE DRAINAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
ARBITI CHAHIRA
ALLAM SAMIRA

DIRIGE PAR:
Ms HAMIZI.M

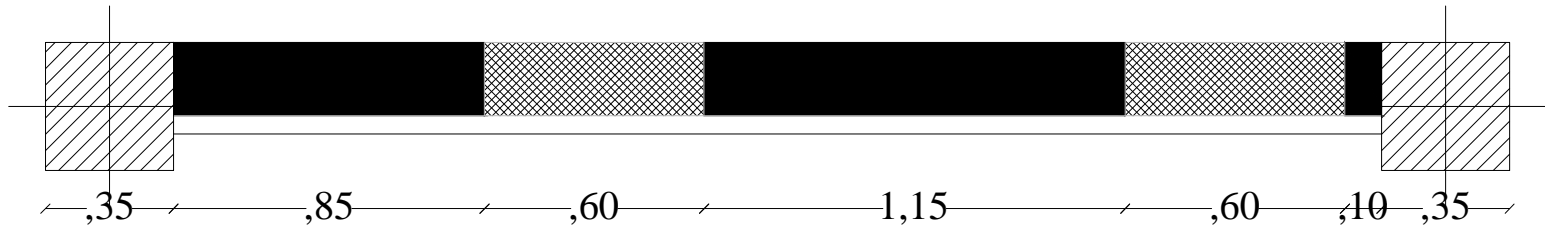
PROMOTION 2016-2017

TITRE

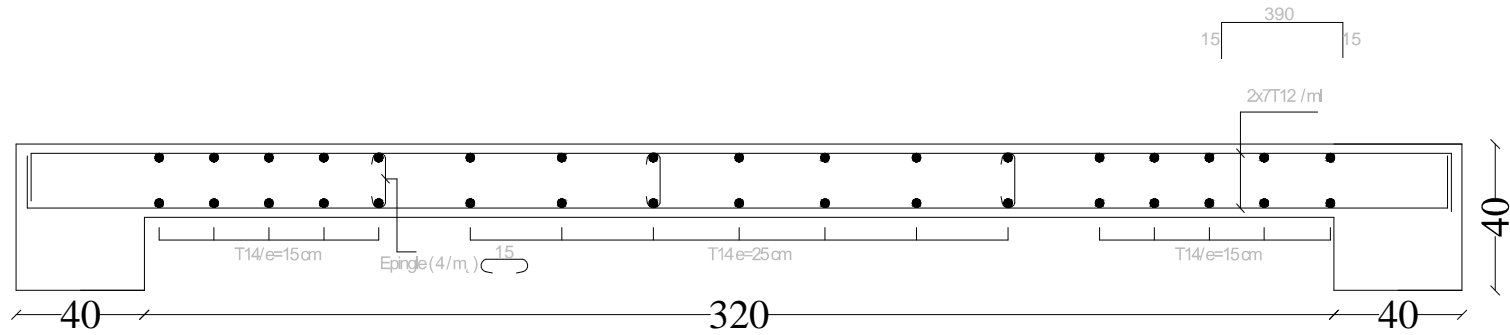
COFFRAGE- FERRAILLAGE
DU VOILE PLAQUE

ECHELLE

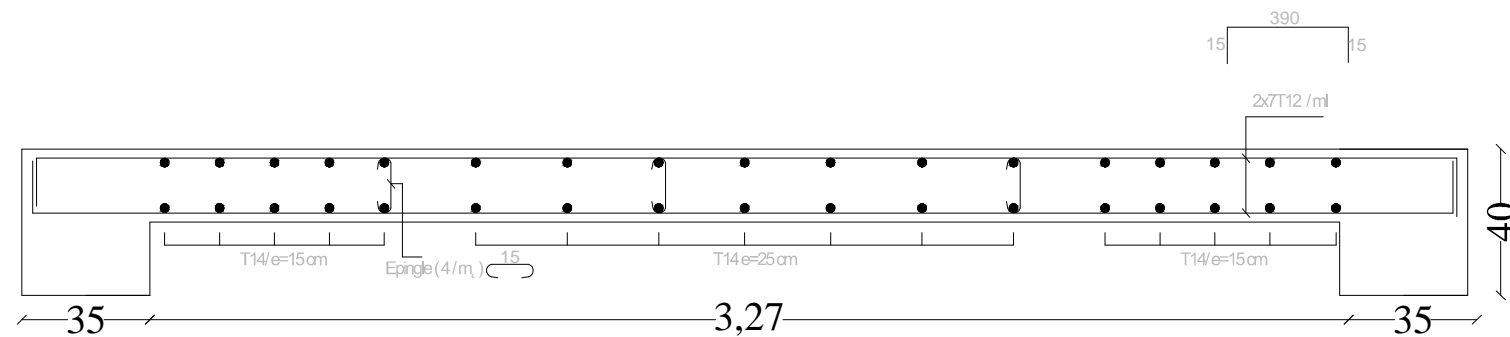
VOILES V4



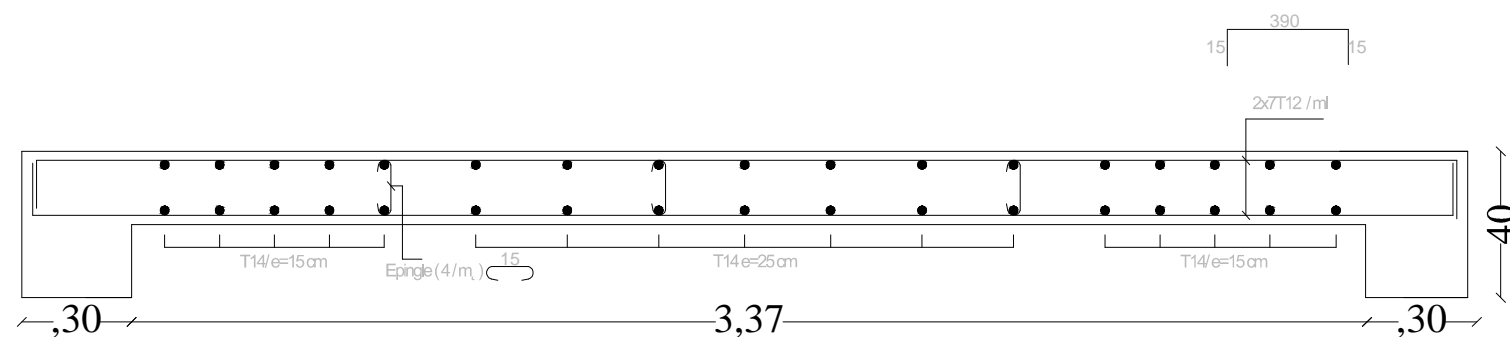
VOILES V4 ETAGE NIVEAUX +4.76 zone I



VOILES V4 ETAGE NIVEAUX +7.82à +17 zone II



VOILES V4 ETAGE NIVEAUX +17à +23.12 zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
ARBITI CHAHIRA
ALLAM SAMIRA

DIRIGE PAR:
Ms HAMIZI.M

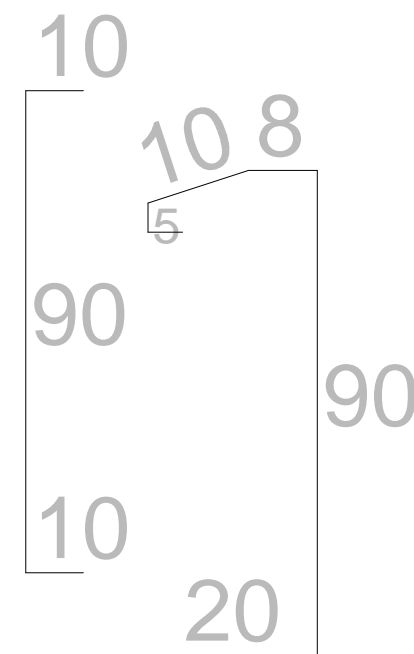
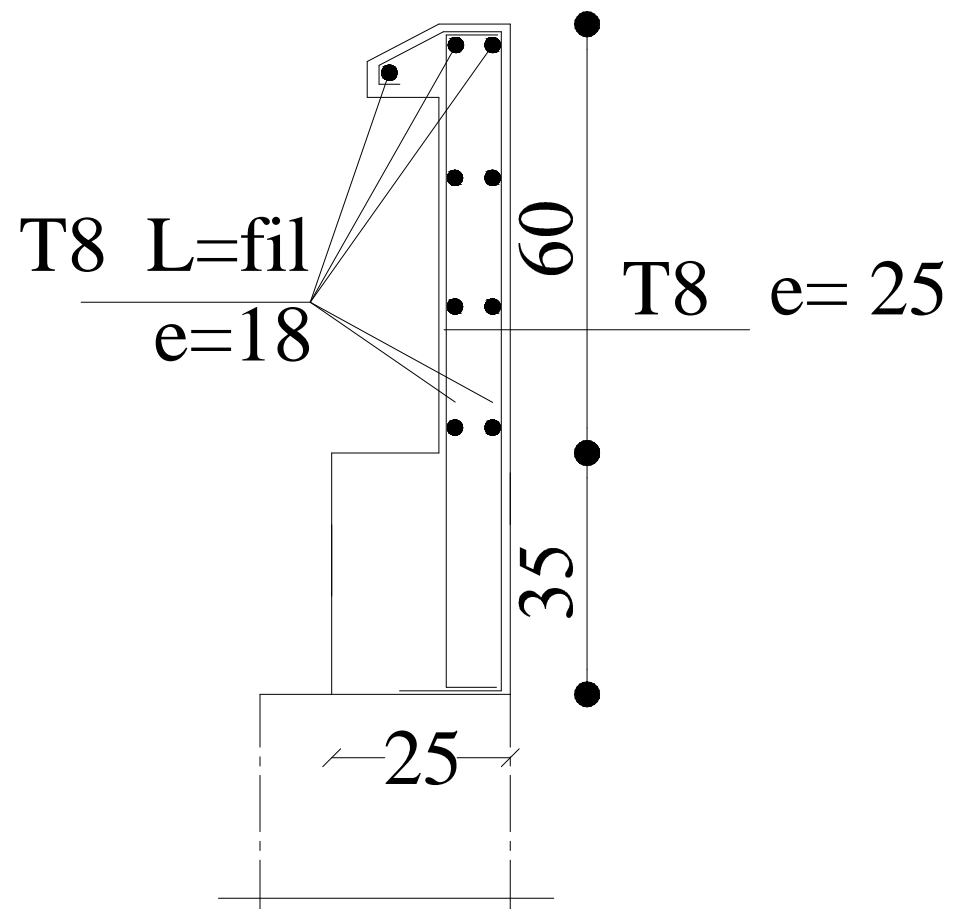
PROMOTION 2016-2017

TITRE

Ferraillage du voile V4

ECHELLE

COUPE 26-26



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 ARBITI CHAHIRA
 ALLAM SAMIRA

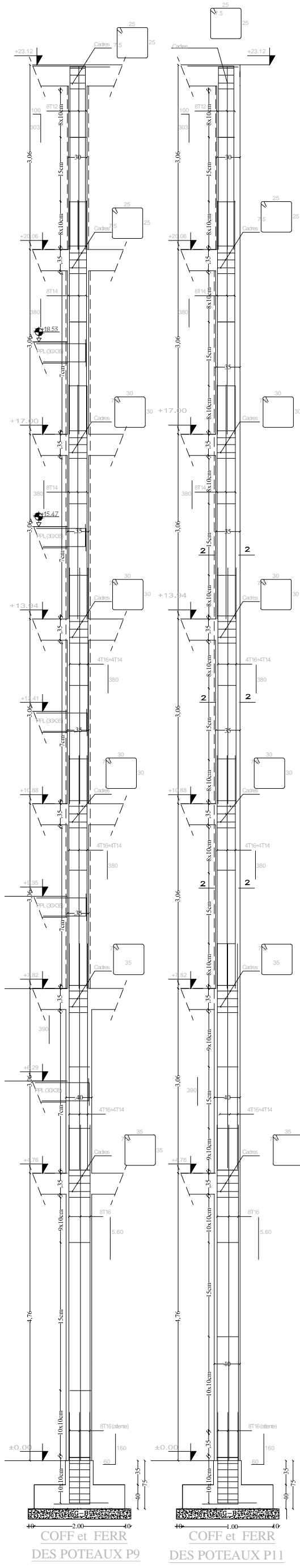
TITRE

DIRIGE PAR:
 Ms HAMIZI.M

FERRAILLAGE DU L'ACROTERE

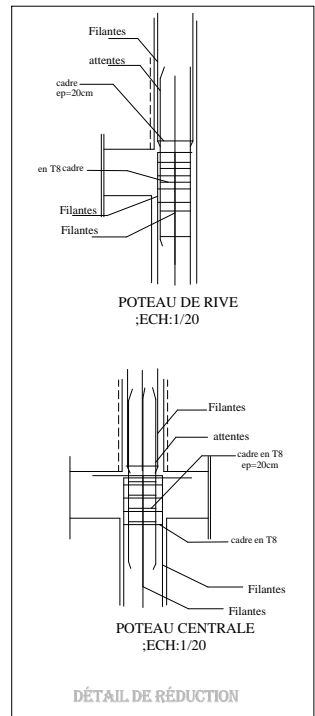
PROMOTION 2016-2017

ECHELLE

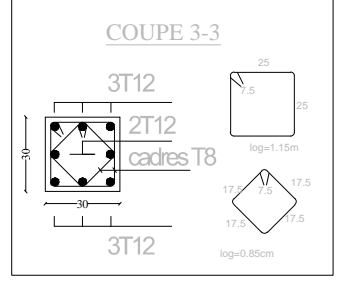


COFF et FERR
DES POTEUX P9

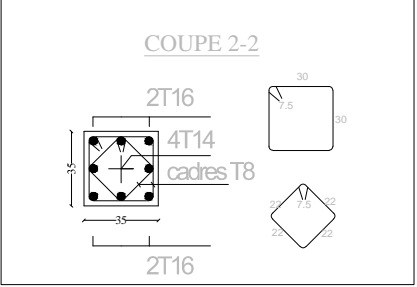
COFF et FERR
DES POTEUX P11



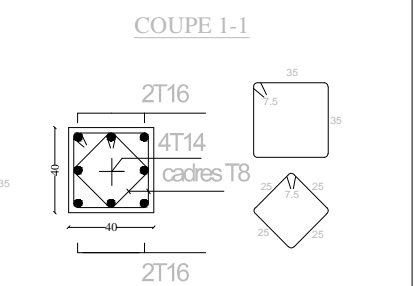
DÉTAIL DE RÉDUCTION



COUPE 3-3



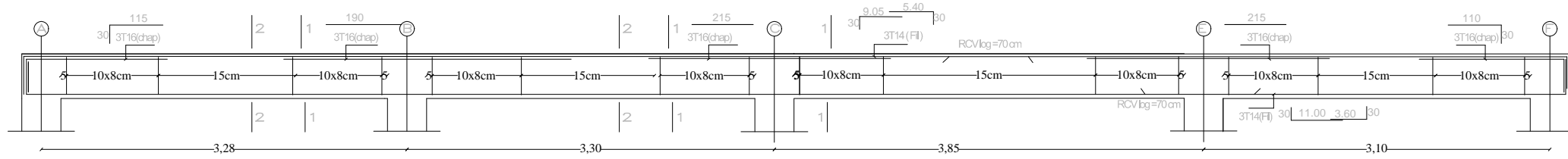
COUPE 2-2



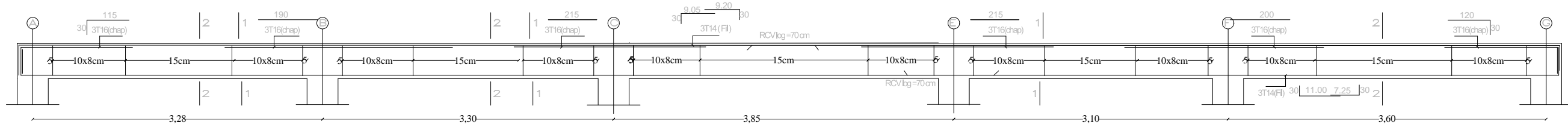
COUPE 1-1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POTEUX
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

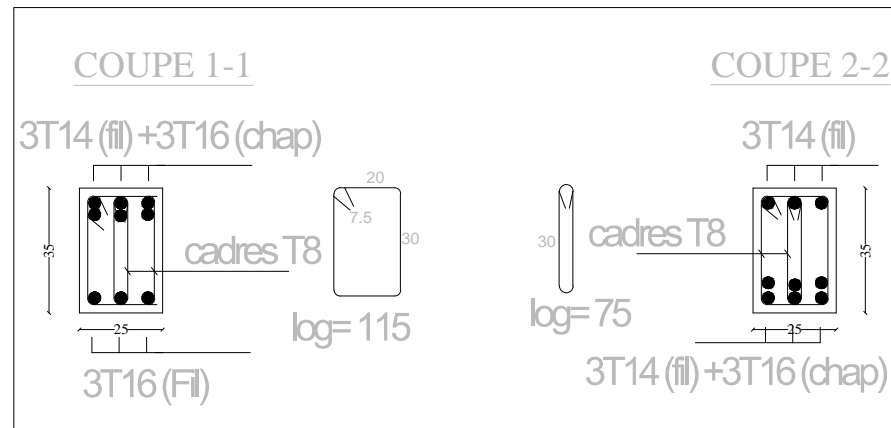
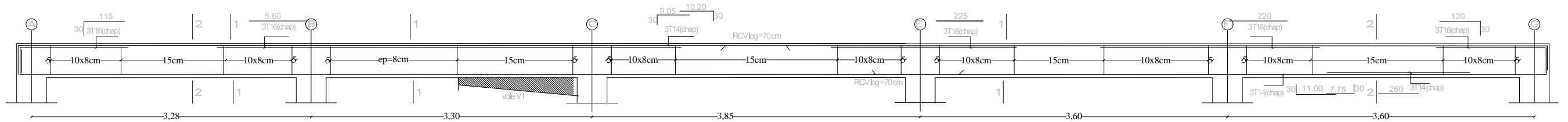
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 1



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 2

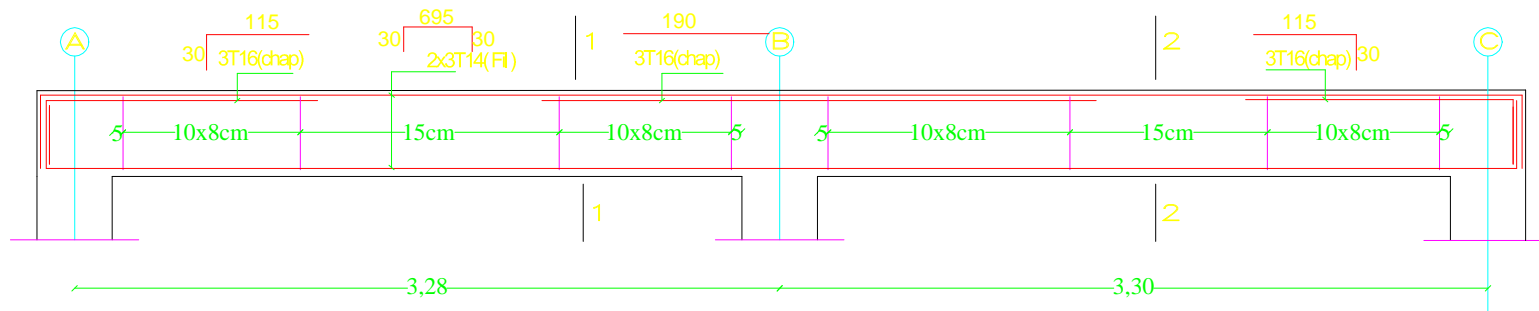


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 3

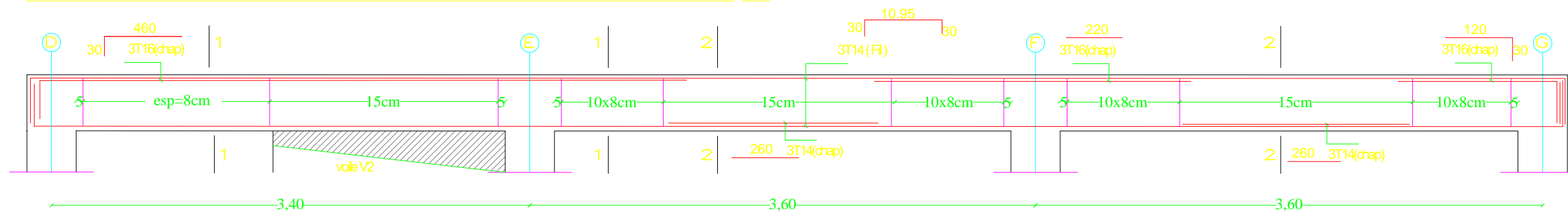


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

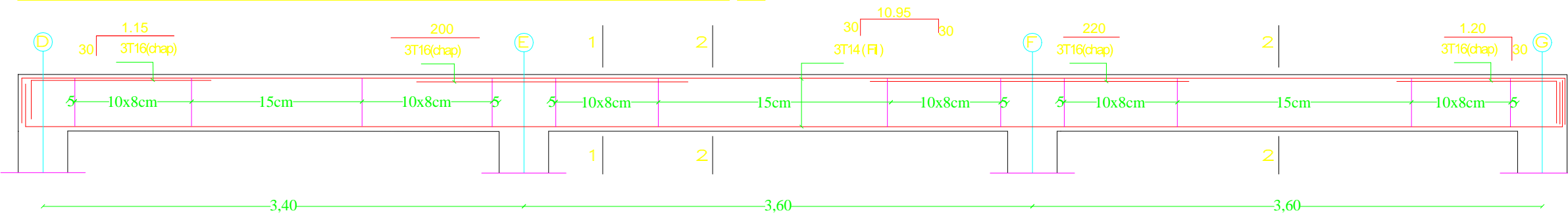
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 4



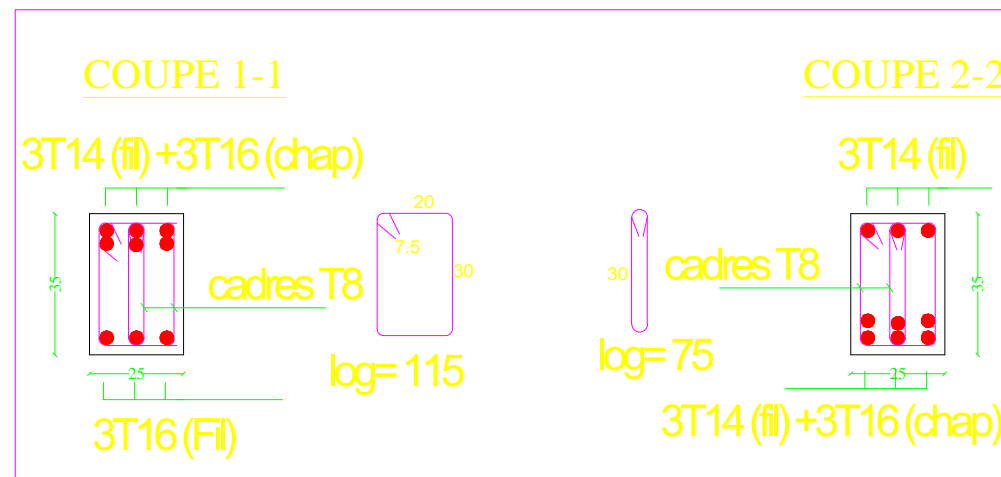
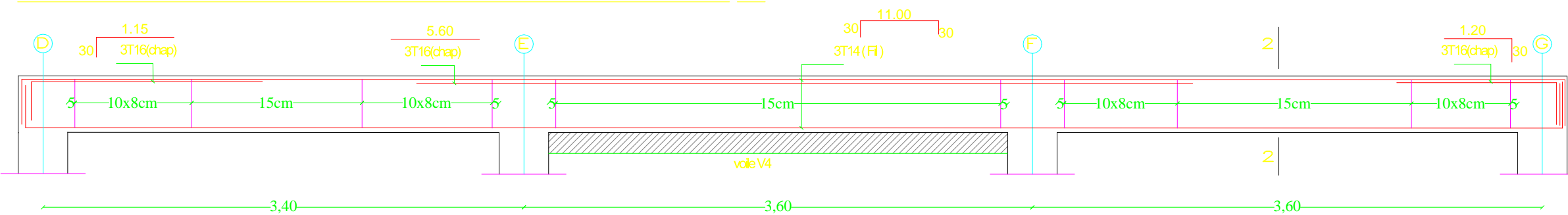
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 5



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 6

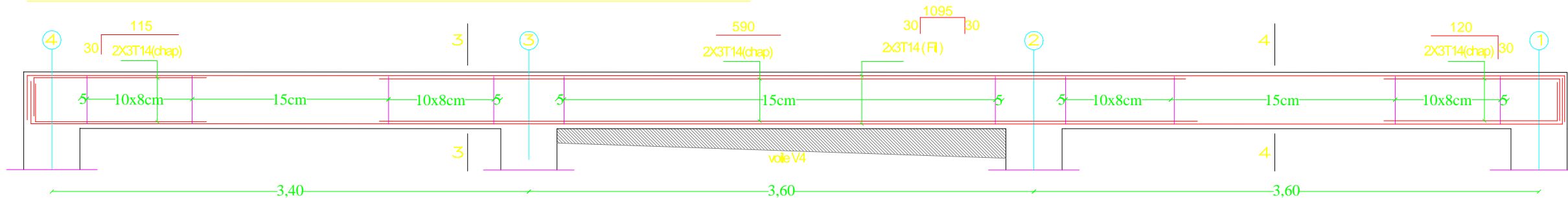


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 7

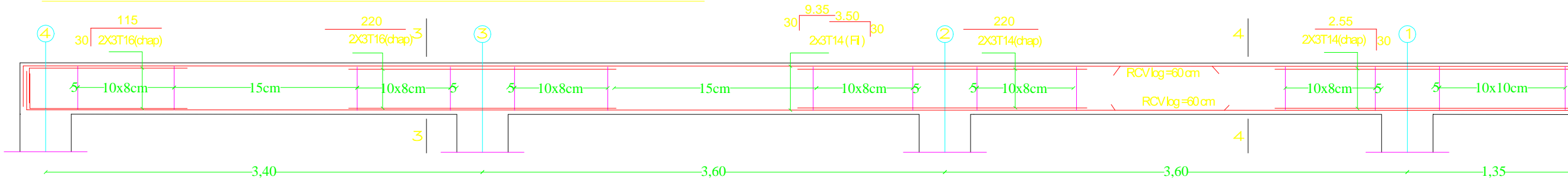


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

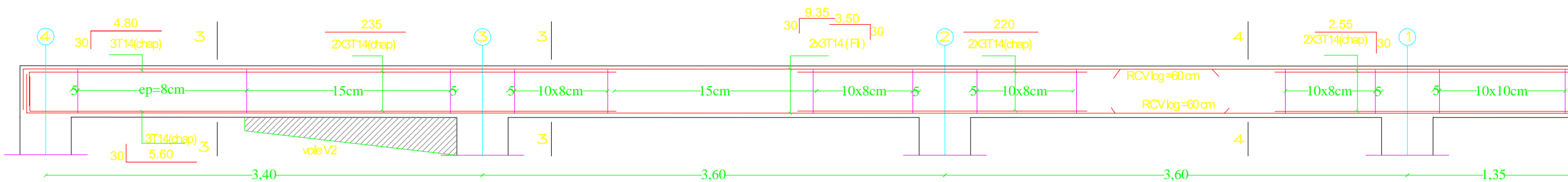
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; A,



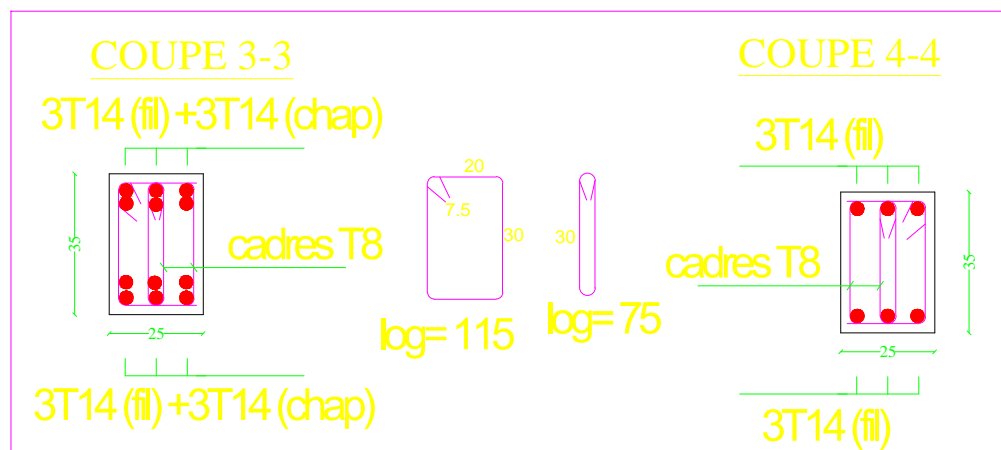
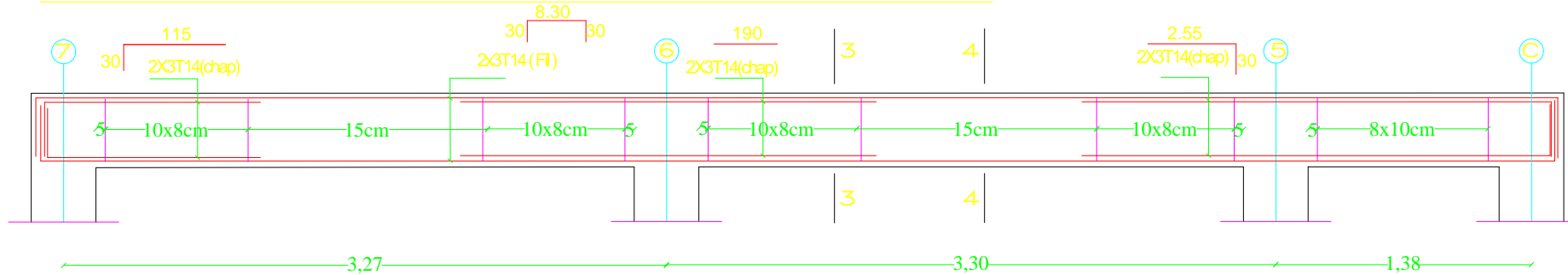
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; B



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; C

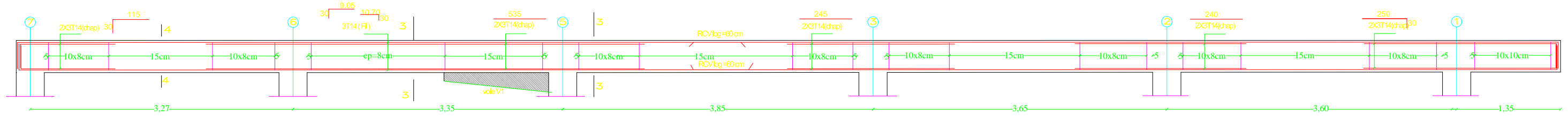


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; D

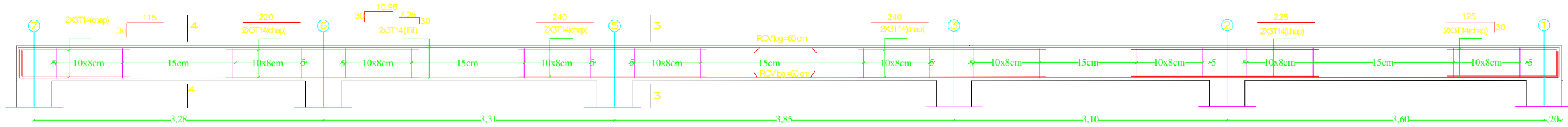


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

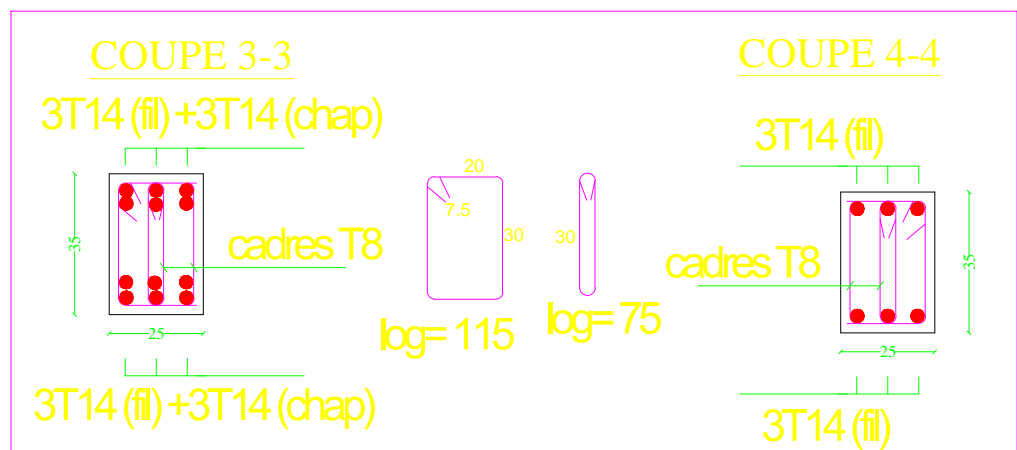
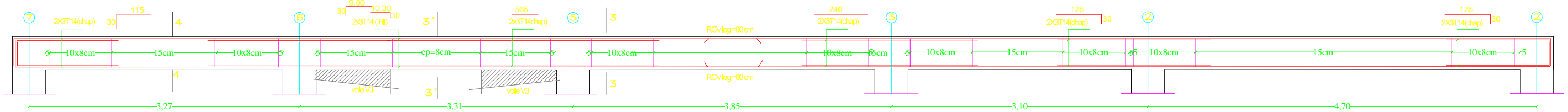
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIR AXE; E



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; F

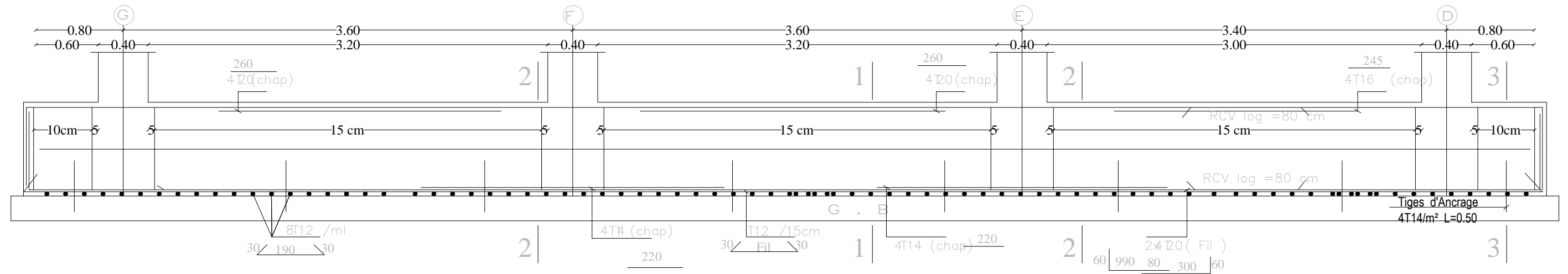


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE; G

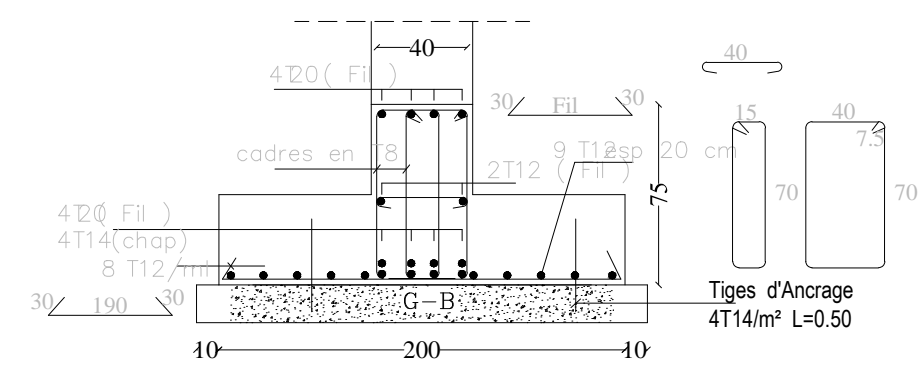


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

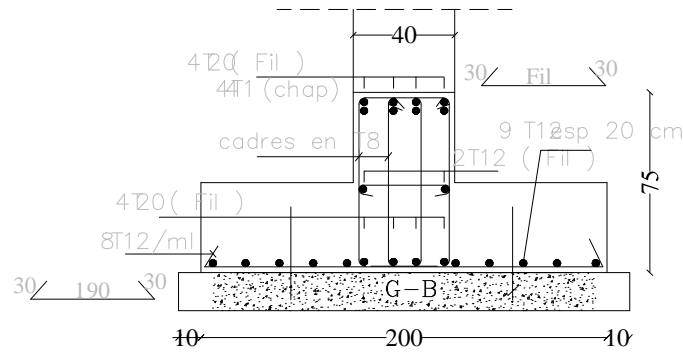
FERRAILLAGE SEMELLES FILANTES SF2(Nbr: 02)



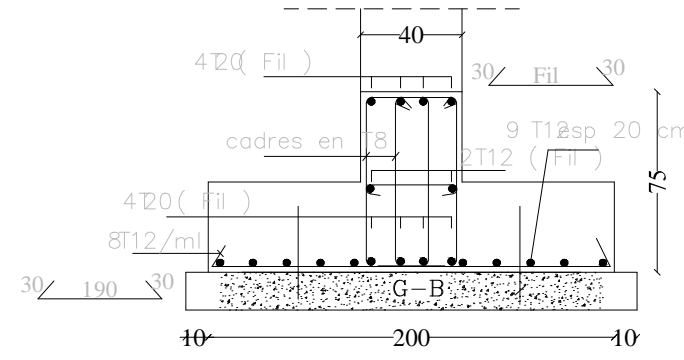
COUPE 2-2



COUPE 1-1



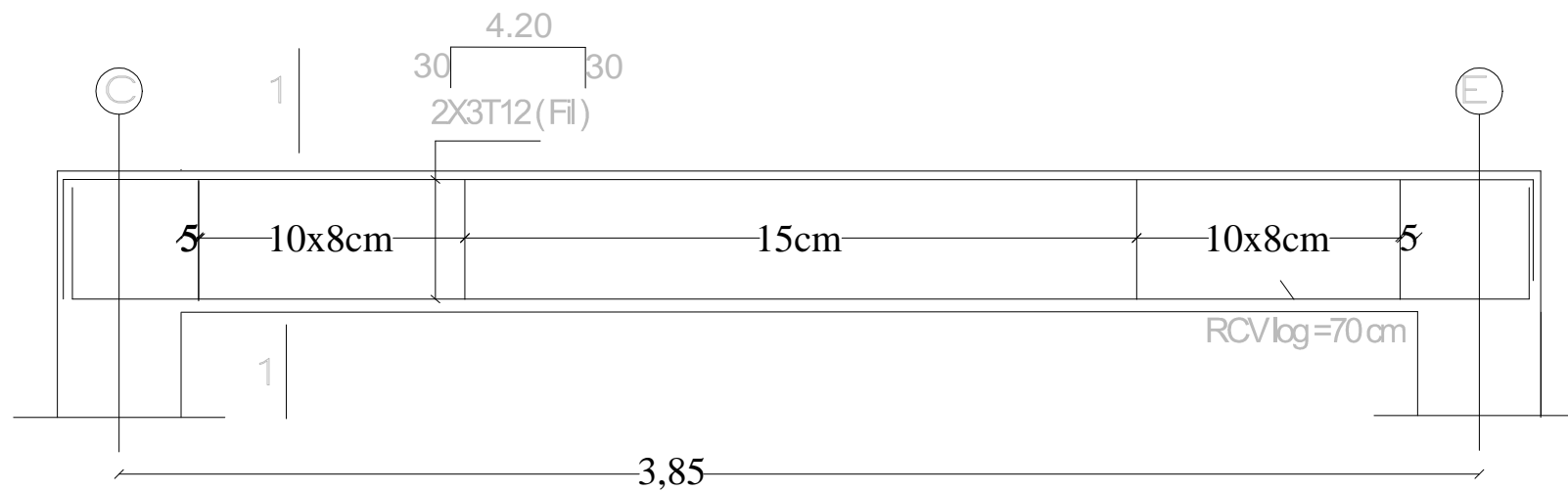
COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

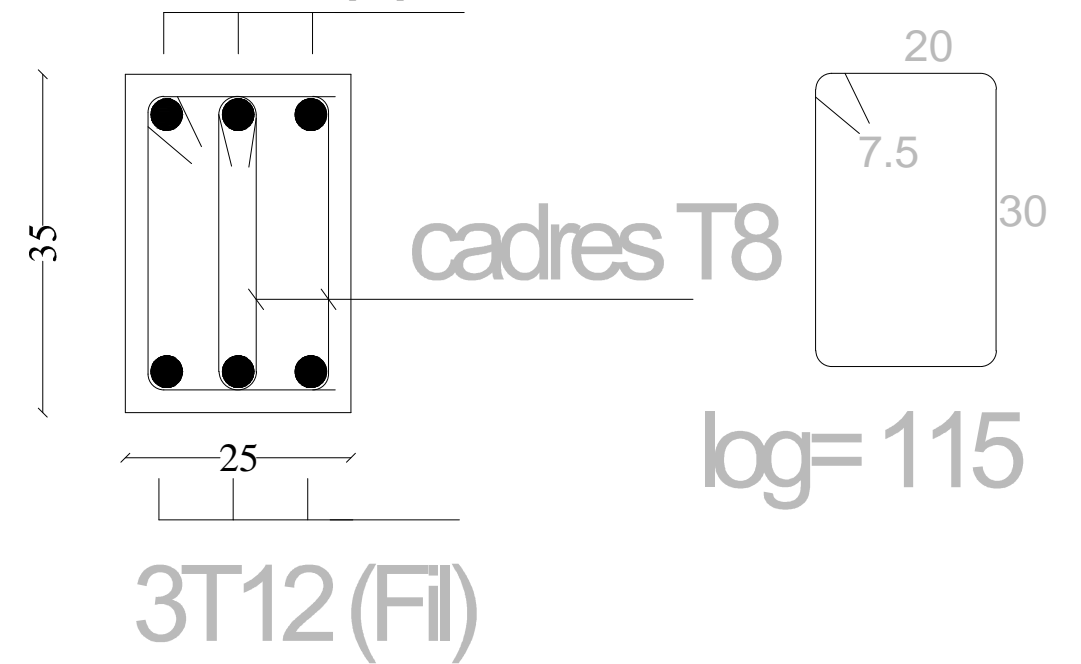
ETUDIE PAR: ARBITI CHAHIRA ALLAM SAMIRA	TITRE FERRAILLAGE SEMELLES FILANTES
DIRIGE PAR: Ms HAMIZI.M	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE

COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PALIER:

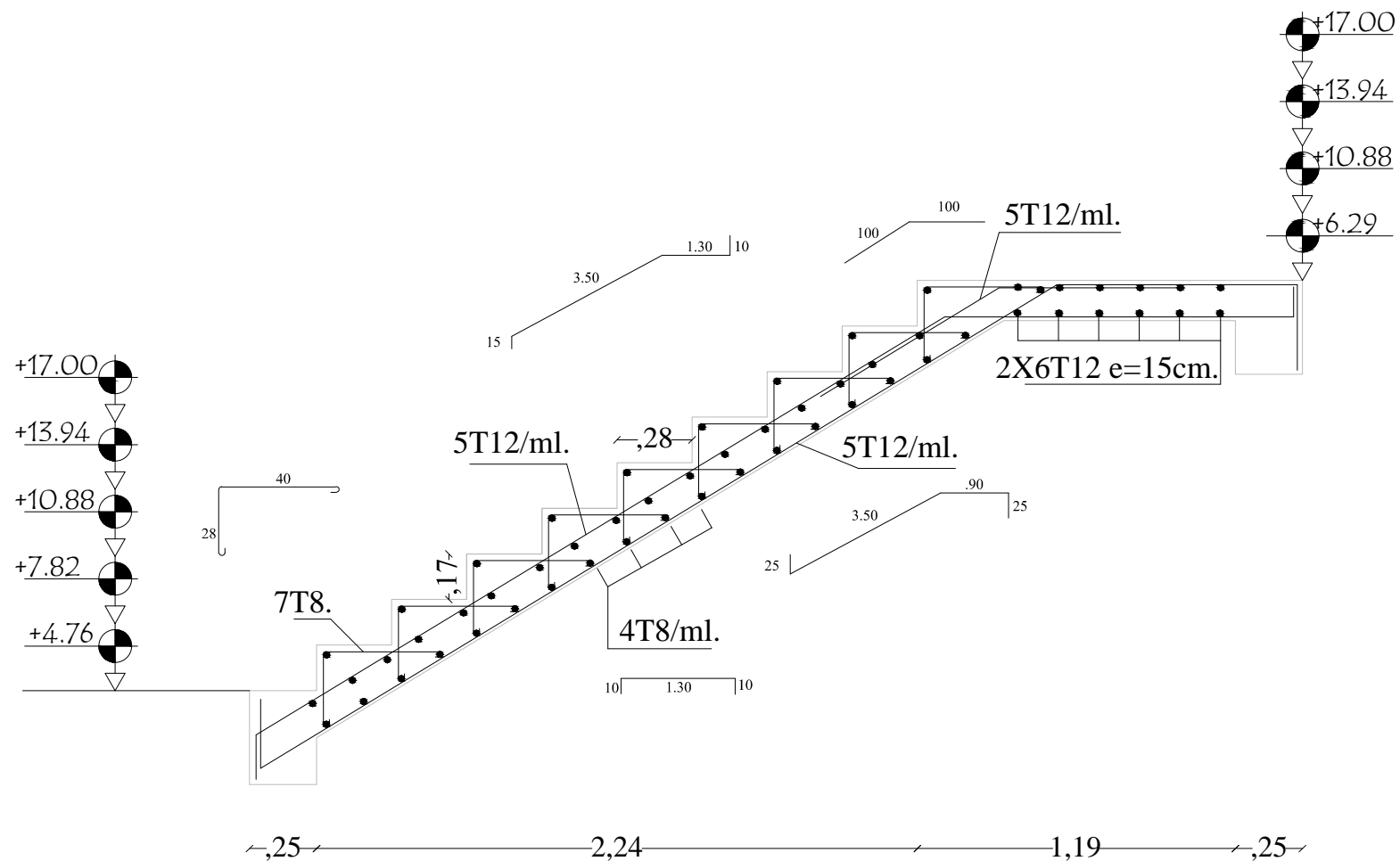


COUPE 1-1

3T12 (fil)



3T12 (Fil)



COFF, FERR ESCALIER ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 ARBITI CHAHIRA
 ALLAM SAMIRA

TITRE

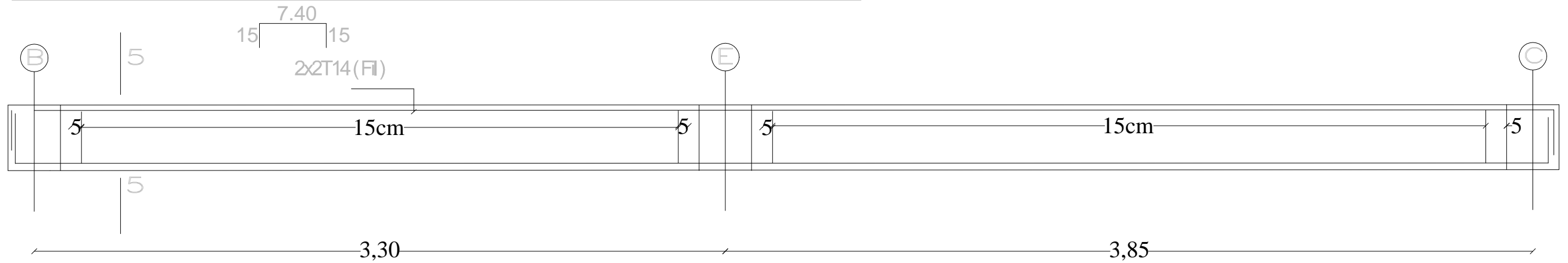
DIRIGE PAR:
 Ms HAMIZI.M

COFFRAGE-FERRAILLAGE DES ESCALIERS
 ET POUTRE PALIER

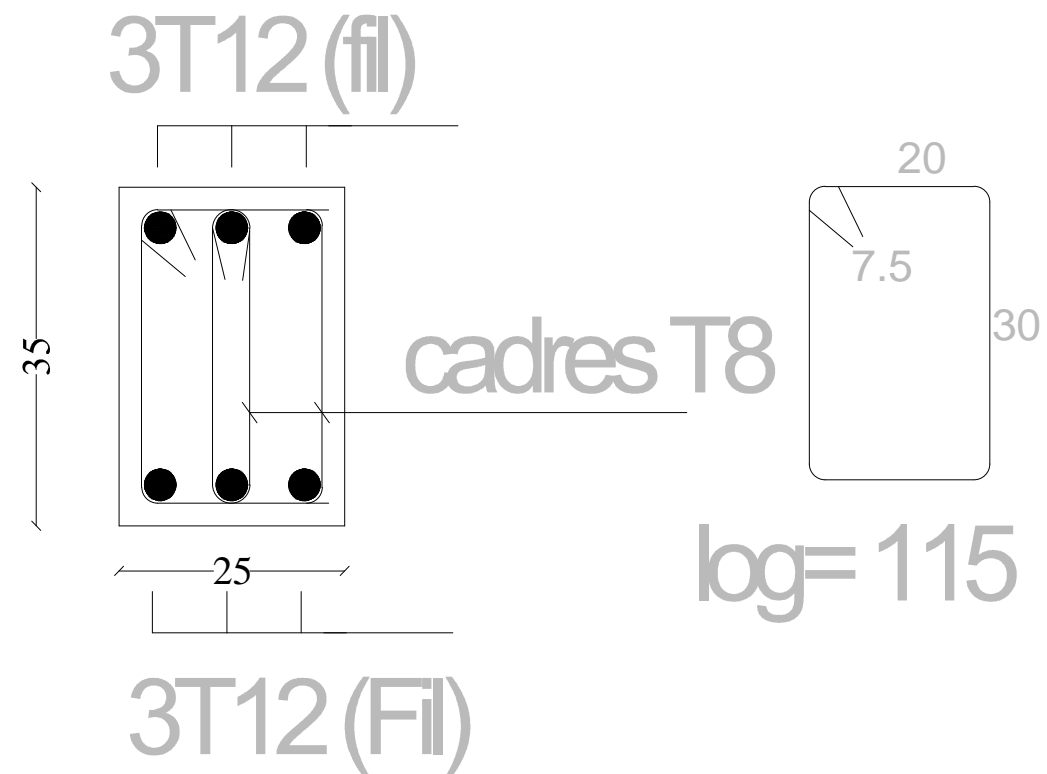
PROMOTION 2016-2017

ECHELLE

COFFRAGE FERRAILLAGE CHAINAGE CH 1(25x35)



COUPE 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 ARBITI CHAHIRA
 ALLAM SAMIRA

TITRE

DIRIGE PAR:
 Ms HAMIZI.M

COFFRAGE-FERRAILLAGE POUTRE
 CHAINAGE

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE