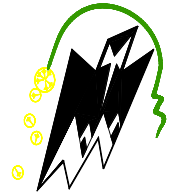


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THÈME

*Etude d'un bâtiment (R+10+Charpente) à usage
D'habitation, bureaux et commerces
(Voiles Porteurs)*



Etudié par: M^{elle} SAIM SONIA
M^{me} CHOUGAR YAMINA

Dirigé par : M^{me} HADDAD

Année 2020/2021

The image shows a decorative page, likely an endpaper or a dedication page from a book. The page is white with a colorful, intricate floral border in shades of blue, yellow, red, and green. The text is centered and written in a blue, cursive font. The page is placed on a wooden surface, and there are several flowers around it, including purple lilies at the top and yellow and white flowers at the bottom. The page is slightly tilted to the right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes parents.*
- Mes frères et belle sœurs.*
- Mon mari et mes chers enfants*
- Mes cousins et cousines.*
- Tous mes amis (es).*
- Ainsi que toute la promotion 2020/2021.*



Remerciements

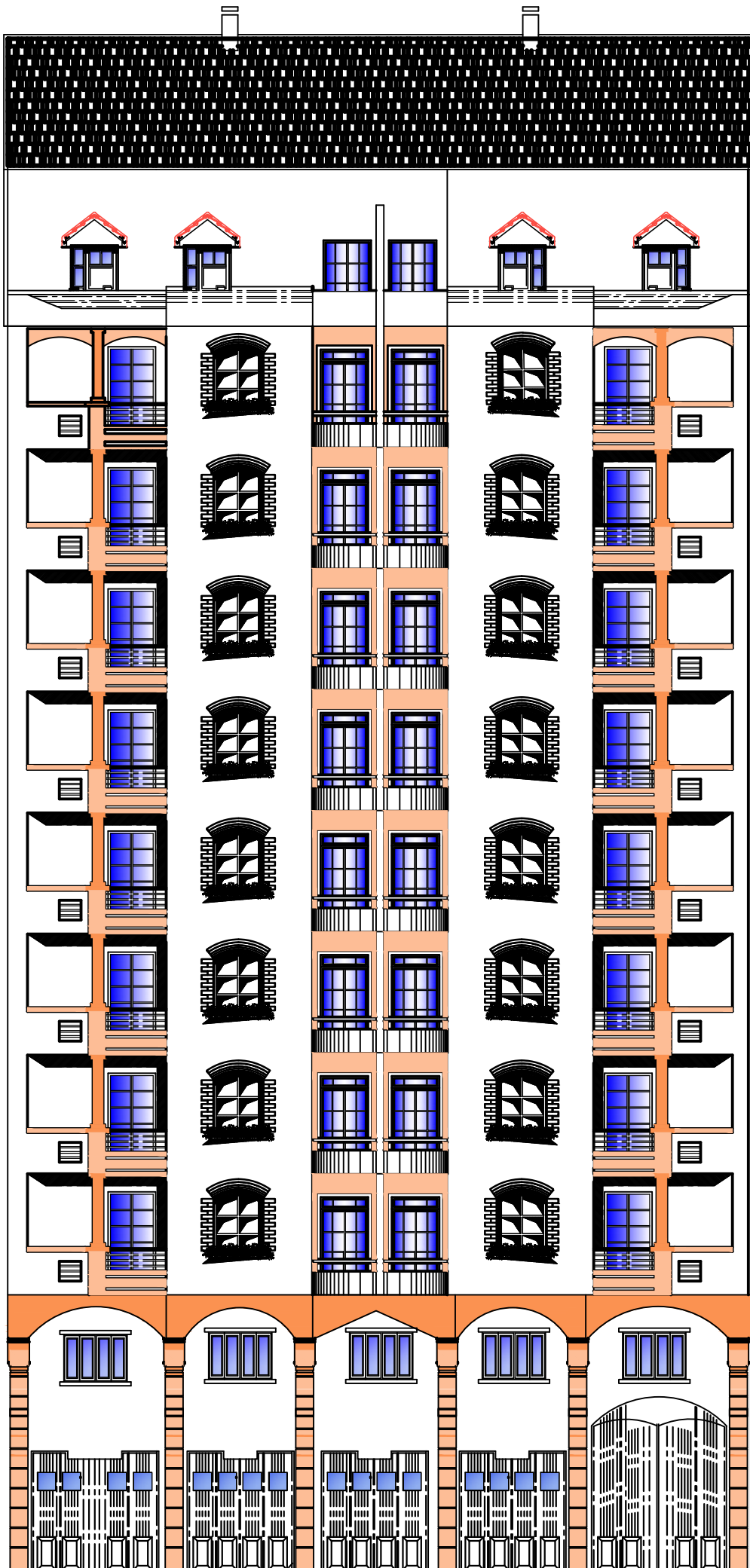
Nous vifs remerciements vont en premier lieu, à nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

*Nous remercions aussi notre promoteur
M^r HADDAD.*

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

Nous remercions aussi les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Plans génie civil



Façade Principale

Republique Algerienne Democratique et Populaire
 Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculte de Génie de la Construction
 Departement de Genie Civil

Projet :

Etude d'un bâtiment (R+11+Charpente)
 à usage d'habitation et commercial

plan :Architecture

PLAN DE Façade

Echelle :

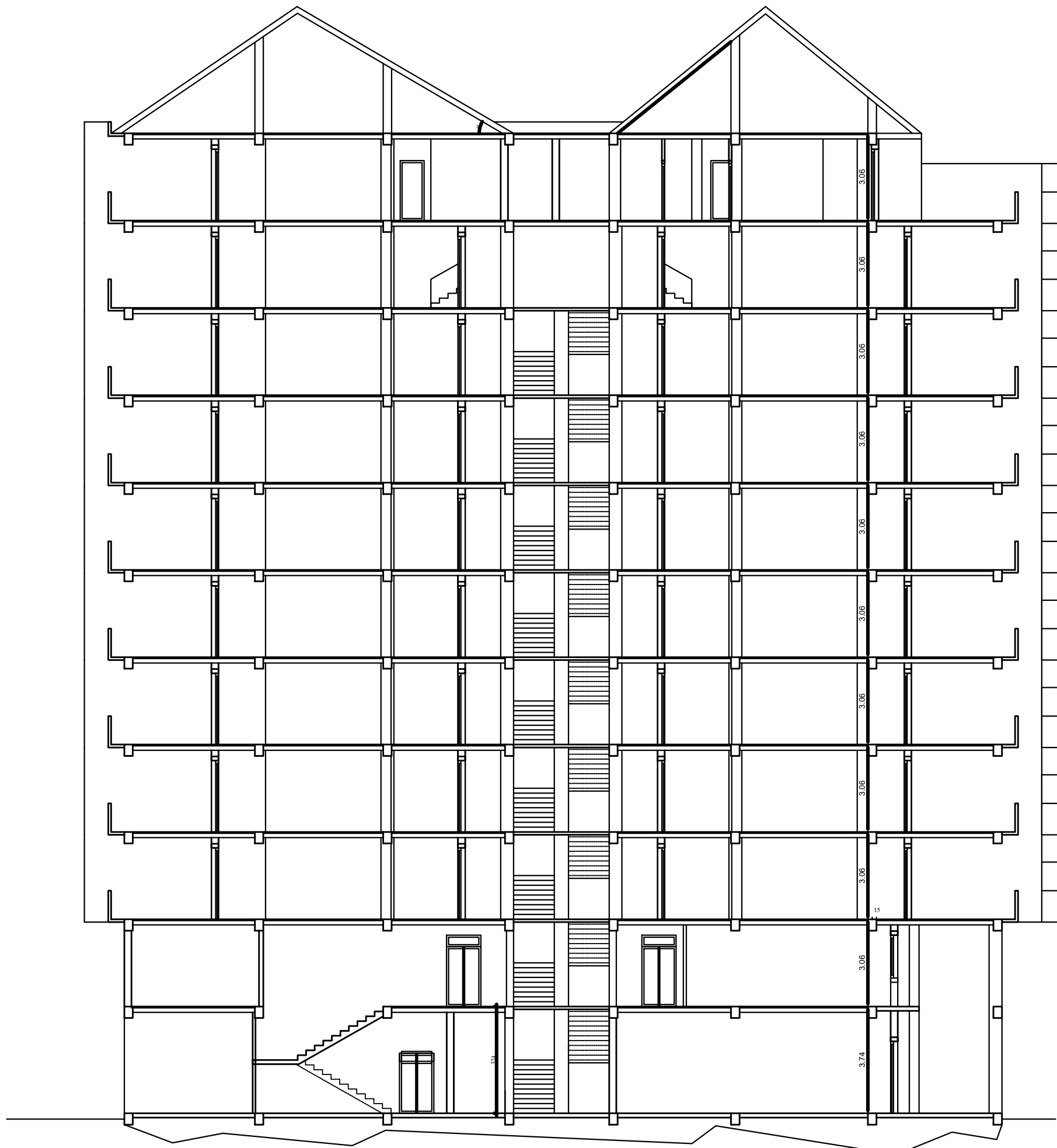
1/50

Etudier par:

Melle SAÏM SONIA
 Mme CHOUGAR Yamina

Diriger par:

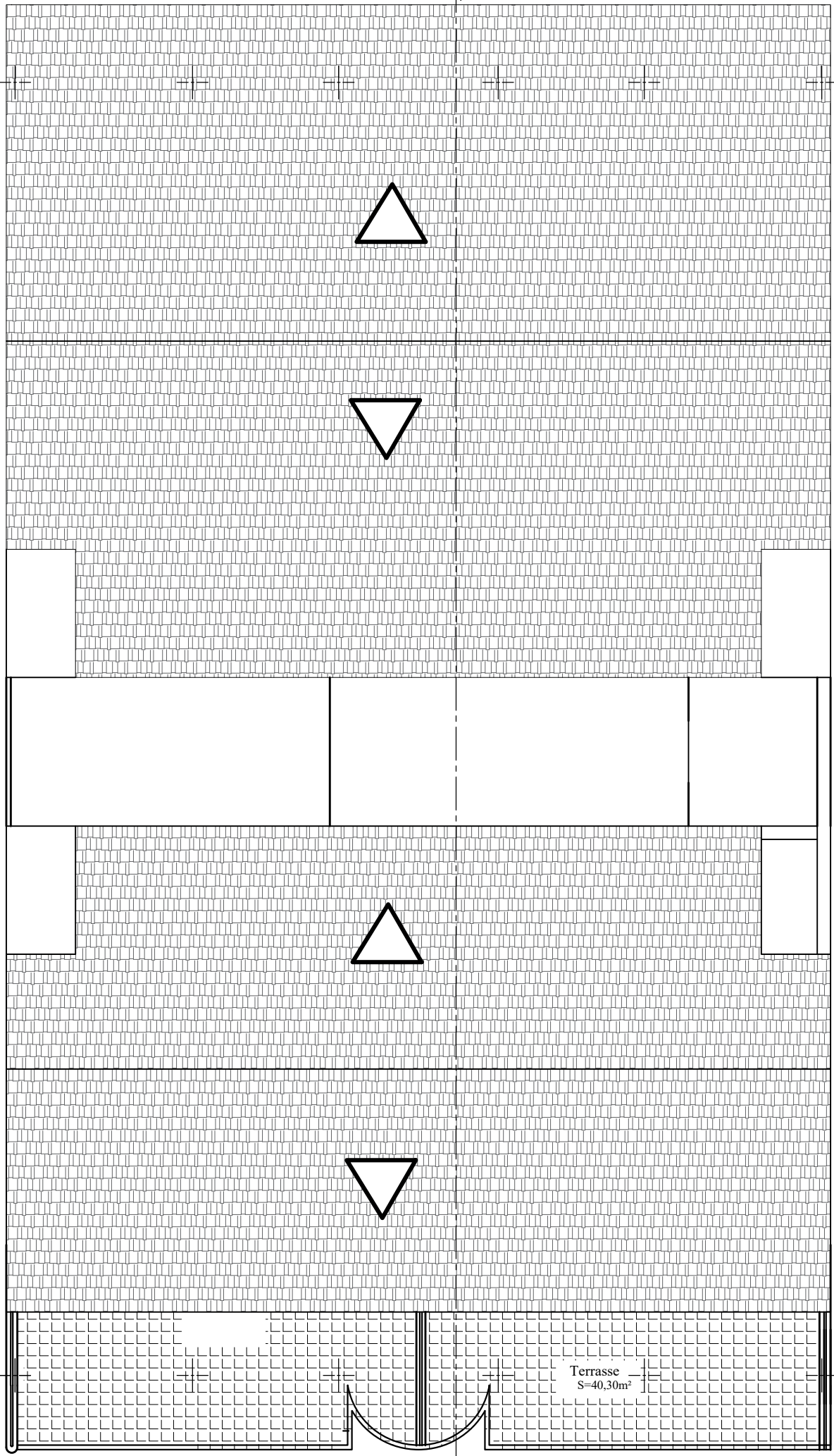
Mme HADDAD KAHINA



COUPE A A

Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+11+Charpente) à usage d'habitation et commercial	plan : Architecture PLAN DE COUPE	
Echelle : 1/50	Etudier par : Melle SAM SONIA Mme CHOUGAR Yamina	Diriger par : Mme HADDAD KAHINA

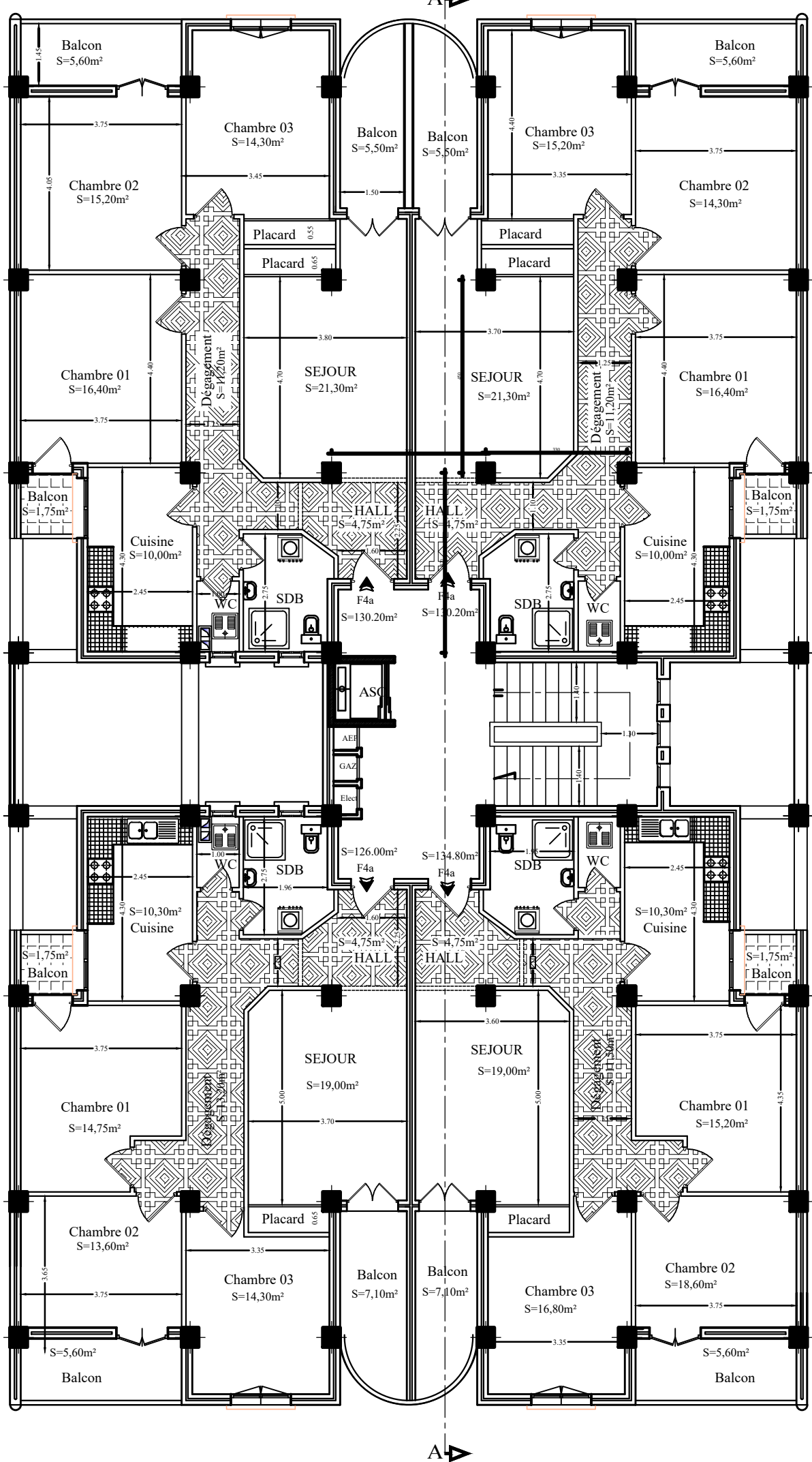
A →



Terrasse
S=40,30m²

PLAN DE TOITURE

A →



PLAN ETAGE COURANT

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+10) Charpente à usage d'habitation et commercial	plan : Architecture ETAGE COURANT	
Echelle : 1/50	Etudier par : Mlle. SAMI SONIA Mlle. CHOUAÏBA YAMINA	Diriger par : Mlle. HADDOU KAHINA

A

Local 01
S=112.30m²

Local 01
S=58.40m²

Local 02
S=47.00m²

Local 03
S=32.50m²

Local 04
S=30.10m²

GALERIE

ACCES LOGEMENT ET SERVICE

ASC

AEP

GAZ

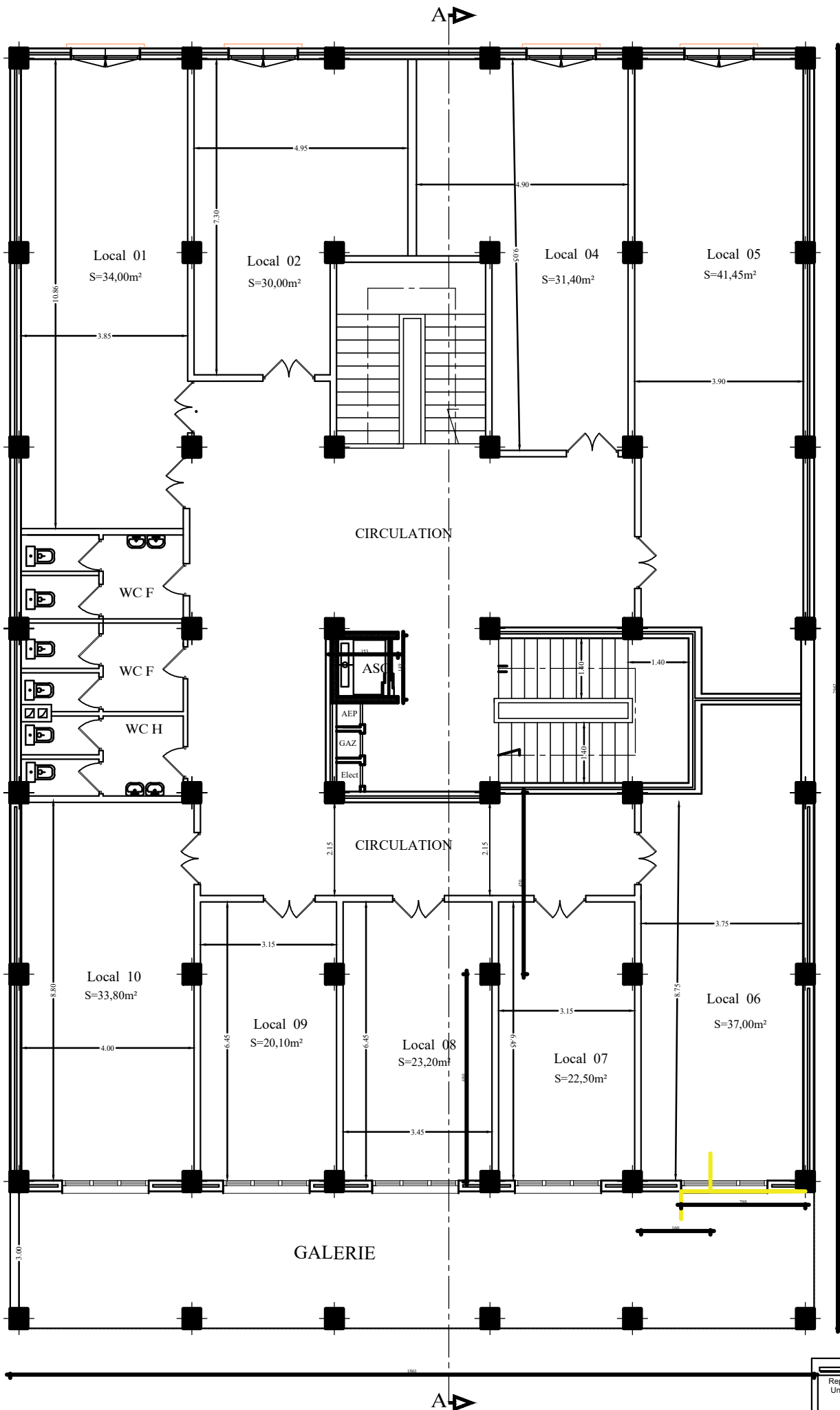
Elect



A

PLAN RDC

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+10+Charpente) à usage d'habitation et commercial	plan Architecture Rez De Chausse	
Echelle : 1/50	Etudier par : Melle SAM SONIA Melle CHOUJAKH Yasmine	Diriger par : Mme HADJAD KAHINA



PLAN ETAGE SERVICE

Republique Algerienne Democratique et Populaire
 Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculte de Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

Projet : Etude d'un bâtiment (R+10+Charpente) à usage d'habitation et commercial
plan Architecture
ETAGE DE SERVICE

Echelle: 1/50
Etudier par: Melle SAMI SONIA, Mme CHOUGAR Yasmine
Dessiner par: Mme HADDAO KHAINA

Sommaire :

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	8
Chapitre III : Calcul des éléments	
1- plancher.....	20
2-Escaliers	31
3-Balcon	46
4 La salle machine	50
5-Charpente	59
Chapitre IV : Présentation du l'logiciel (ROBOT)	66
Chapitre V : Vérification RPA.....	89
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	94
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	104
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	116
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	125
Conclusion	

Introduction

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

L'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le Calcul : automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : ROBOT, SAP2000, ETABS...etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres.

Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se fait à l'aide de logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2010** à cause de ses divers avantages..

I -Introduction

Dans l'étude en génie civil nous conduit à faire un calcul de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un cout minimum. Les calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir :

- Le règlement parasismique Algérienne (RPA99, modifié 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91, modifié99).

I-1 Présentation de l'ouvrage

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment(R+10+Charpente) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2B), implanté à Talla Allam wilaya de Tizi-Ouzou classé zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

I -2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Hauteur total38.78m
- Longueur total.....29.62m
- Largueur total.....18.61m
- Hauteur de R.D.C.....03.74m
- Hauteur d'étage03.06m

I-3 Donnée du site

Type de sol : sol ferme site meuble « S₂ »

Contrainte admissible du sol "s_{ol}=2bars "

I-4 Les éléments de l'ouvrage

a -L'ossature

Le bâtiment à une ossature mixte composée de :

- Portiques (poteaux -poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontal.

L'ensemble (voiles, portiques) constitue un contreventement rigide qui assure la stabilité de l'ouvrage.

b -Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils sont en corps creux avec des poutrelles préfabriquées sur chantier. Les planchers assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher en dalle pleine** : ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, dans les balcons.

c- Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier qui est composé de palier et paillasse en béton armé.

d- La cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place. Elle est réalisée pour faciliter le déplacement d'un niveau à un autre.

e- Le remplissage

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.). Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure :

- **Murs extérieurs et de séparation des appartements** : ils seront réalisés en doubles cloisons de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5cm pour les étages.
- **Murs intérieurs** : ils seront réalisés en simple cloison de brique de 10cm d'épaisseur.

f- Revêtement ils seront réalisés en :

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Plâtre et enduit pour les cloisons et les plafonds.

Mortier de ciment pour les murs de façades et les plafonds des salles d'eau.

Faïence et céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

g- Toiture

Elle est une charpente en bois constituée de pannes, de chevrons, de linteaux et de tuiles.

h- Coffrages

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles, il doit :

- Etre suffisamment rigide pour supporter la poussée du béton.
- Etre étanche pour éviter les fluides de laitance au niveau des joints.

i - Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure (contact directe avec le terrain d'assise sol), elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique), et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènements.....).

Hypothèse de calcul : Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99, modifié en 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I-5-1 Caractéristique mécanique et physique des matériaux

I-5-1-1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène multiphasique poreux constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment, d'eau et éventuellement d'ajouts. Chaque constituant joue un rôle bien défini. Les granulats constituent le squelette en principe inerte du béton, lui confèrent sa compacité, participent à sa résistance mécanique et atténuent les variations volumiques (retrait) lors du durcissement. La pâte de ciment est le siège des réactions d'hydratation des constituants qui conduisent aux processus de prise et de durcissement et la transforment en matrice liante

➤ Résistance du béton à la compression

C'est la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours qui est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées (16.32), dans notre calcul on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$, c'est la valeur qu'on peut atteindre sur le chantier pour les conditions courantes de fabrication. (Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99).

La résistance à la compression béton avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

Si elle est calculé à la l'âge supérieur de 28 jours : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

➤ Résistance à la traction f_{ij}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par la relation

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL91})$$

$$\text{À } 28 \text{ j : } f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \rightarrow f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \quad \rightarrow f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{i28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

➤ Modules déformations longitudinales du béton

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des Contraintes normales .il existe deux modules de déformations longitudinaux :

a-Module de déformation longitudinale instantanée

La durée de la contrainte normale est inférieure à 24heurs, noté E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{A.2.1 ,21/BAEL91})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $E_{ij} = 32164.2 \quad (\text{MPa})$.

b-Module de déformation longitudinale différée

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{A.2.1 ,22/BAEL91})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $E_{ij} = 10818.87\text{MPa}$

c-Module de déformation transversale du béton il est donné par :

$$G = E / (2+2\nu) \quad (\text{MPa})$$

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

ν : Coefficient de poisson, c'est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

[A.2.1.3/BAEL91] :

$\nu = 0.20$ —→ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$ —→ pour le calcul des sollicitations (ELU).

➤ Contraintes limites

a-Contrainte limite ultime du béton (E.L.U) : elle correspond à la valeur maximale portante de structure. Elle est donnée par la formule suivante:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{bu}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{A.4.3. 41/ BAEL91})$$

Pour le calcul à l'ÉLU, on adopte le diagramme parabole -rectangle suivant :

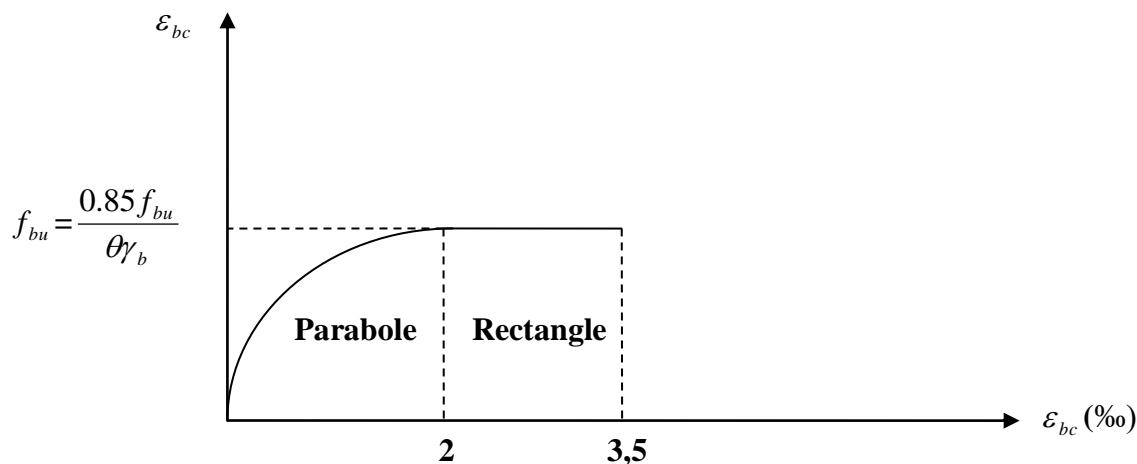


Figure I- a diagramme contrainte -déformation (E.L.U)

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$, si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$; si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0.85$; si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

b-Contraintes limites de services (E.L.S)

Elle est donnée par la formule suivant :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

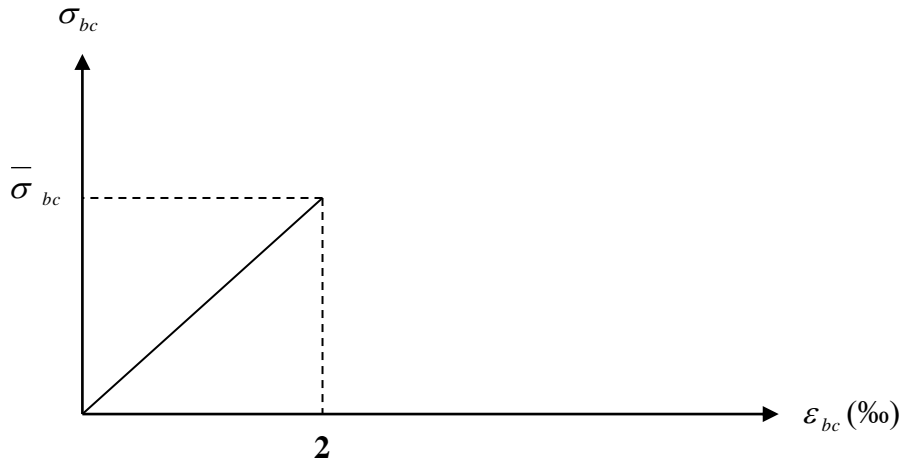


Figure I-b : Diagramme Contrainte –déformation (E.L.S)

c-Contraintes limites de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \min (0.13 f_{cj} ; 5\text{MPa}) \text{ cas ou la fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\tau = \min (0.10 f_{cj} ; 4\text{MPa}) \text{ cas ou la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I-5-2-2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

a- Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (Art II 1 BAEL99)

b- Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0.3.

c- La limite élastique garantie f_e

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

d- Diagramme contrainte déformation

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (art A 2.2.2 BAEL91)

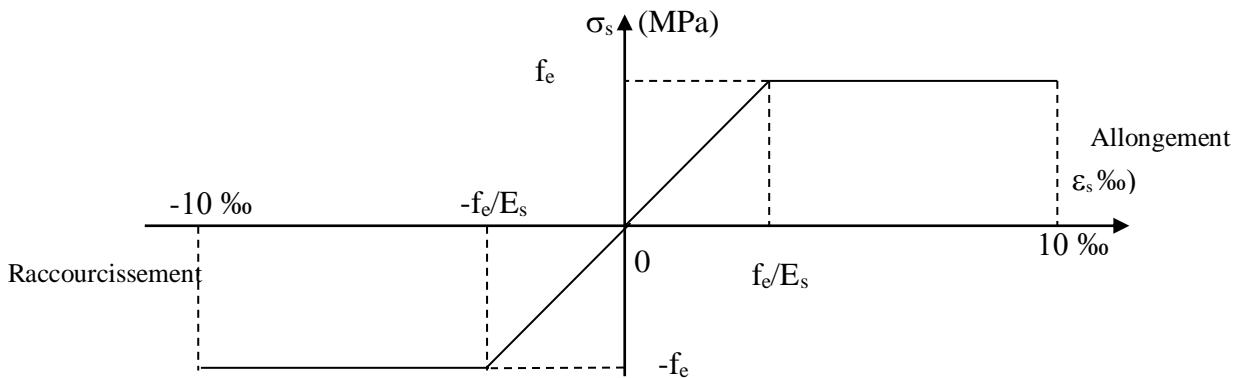


Figure I-d : Diagramme contrainte - déformation des aciers

I-6 Contrainte limite de l'acier

a- Etat limite ultime ELU

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art A 4.3.2 BAEL91)

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ où γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ En situation durable

$\gamma_s = 1.00$ En situation accidentelle

b- Etat limite de service (E L S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

b-1 Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b-2 Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1.00$ pour les RL

$\eta = 1.6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\sigma_s = 156 \text{ MPa}$ pour les RL

$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$ pour les H.A.

b-3 Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5-34) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA.

Les valeurs exactes obtenues sont

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

c- Protection des armatures (BAEL 91, art A .7.2 ,4)

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

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

I-7 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux utilisés on passe au pré dimensionnement des éléments tel que le plancher, les poutres (principale et secondaire), les poteaux et les voiles.

Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II-1 Pré dimensionnement d'un plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et surcharges. Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
 - La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
 - L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.
- Dans notre projet, on distingue deux types de planchers. Dalle plein et dalle en corps creux; qui sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_t : hauteur du plancher.

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

Remarque en premier temps, nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par la RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$

$$h_t = (385 / 22.5) = 17.11 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 20 \text{ cm.}$ → Corps creux (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

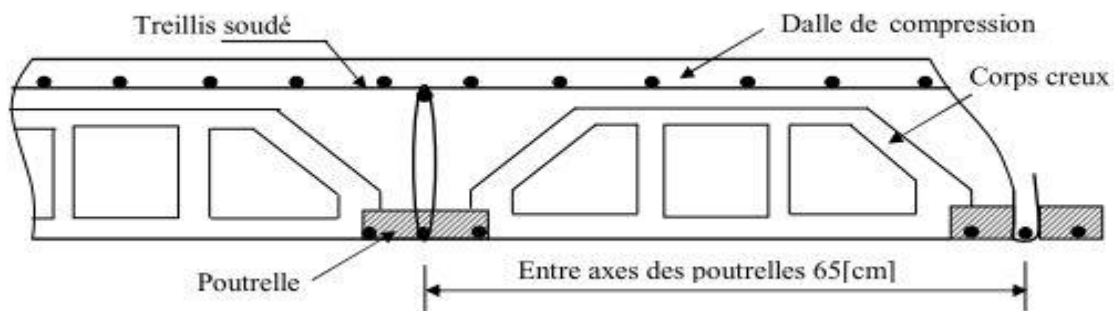


Figure II-1- Coupe d'un plancher à corps creux

II-2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (règlement B.A.E.L 91 modifié 99) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes (Art A.4.14 BAEL 91)

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Tout en respectant les conditions du RPA99/2003 relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm.} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm.} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4. \\ b_{\max} \leq 1.5 + b_1. \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

II-2-1 Poutres principales

Elles sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles, ce qui les rends plus sollicitées que les poutres secondaires.

La hauteur des poutres principales est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=508 cm).

$$L = 480 - 25 = 455\text{cm}$$

$$\text{Donc : } (455/15) \leq h \leq (455/10) \longrightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm.}$$

On adopte : h = 40 cm.

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est: $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-2-2 Poutres secondaires (chainage)

Ce sont les poutres qui sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est la transmission des efforts aux poutres porteuses.

Détermination de la hauteur :

$$L=400-25=375\text{cm}$$

$$(375/15) \leq h \leq (375/10) \longrightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm.}$$

On opt: h = 35 cm.

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

On opte pour une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	verifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.5	1.4	vérifiée

Conclusion les dimensions des poutres principales et secondaires sont conformes au RPA modifié 2003, donc elles sont retenues définitivement.



II-3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont les éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part au transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part à la stabilité de l'action des charges horizontal (fonction de contreventement).

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ($L_{min} \geq 4a$).

Avec : L_{min} : longueur min des voiles.
 a : épaisseur des voiles.

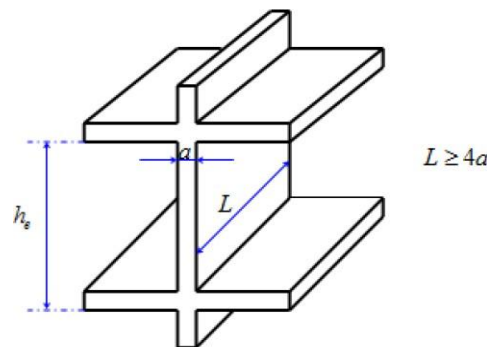


Figure II- 2 Coupe d'un voile en élévation

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

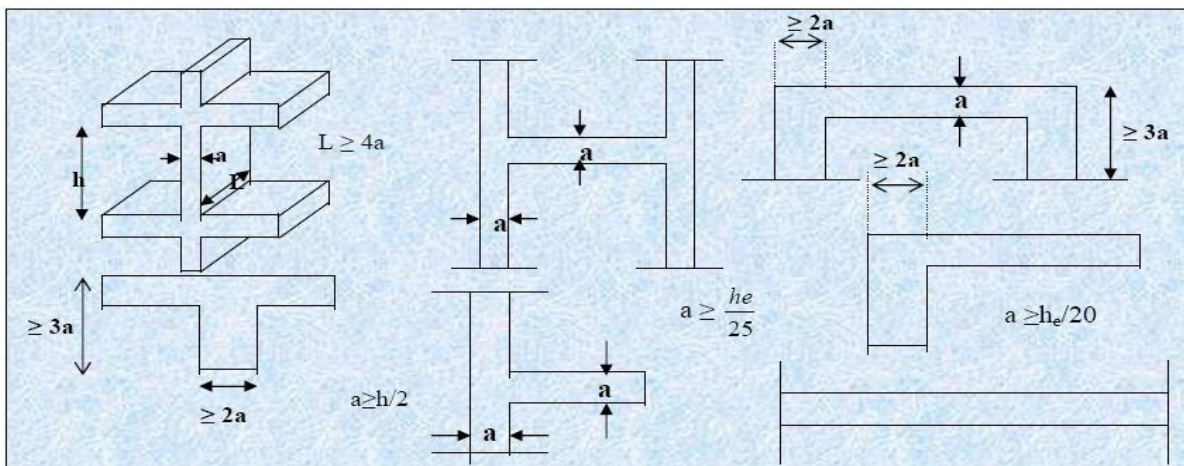


Figure II- 3 Coupe de voile en plan

Pour notre ouvrage:

RDC

$$h_e = h - a = 374 - 20 = 354 \text{ cm}$$

$$a > h_e^3 / 20 = 354^3 / 20 = 17.7 \text{ cm} \longrightarrow a = 20 \text{ cm}$$

Etage courant

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a > h_e / 20 = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm} \longrightarrow a = 20 \text{ cm}$$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

Vérifications relatives aux exigences du RPA (l'art 7 ; 7.1 de RPA99) :

Condition	Voile de RDC	Voile d'étage courant	Observation
$L_{\min} > 4a$	$L_{\min} = 160 \text{ cm}$	$L_{\min} = 160 \text{ cm}$	Vérifier
	$4a = 80 \text{ cm}$	$4a = 80 \text{ cm}$	Vérifier

Conclusion les dimensions des voiles sont conformes au RPA99 modifié 2003, donc elles sont retenues définitivement.

II-4 Calcul de la section des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (E.L.S) sollicité en compression simple. En supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations. La contrainte de compression de béton égale à : σ_{bc}

La section du poteau à déterminé est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation.

Remarque

- En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.
- l'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charges des différents niveaux du bâtiment.

II-4-1 Détermination des charges et surcharges

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

II-4-1-1 Charges permanentes

a-Toiture

Éléments constituant la toiture	pois surfacique (KN/m2)
Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris)	0.4
Chevrons et panes	0.1
Murs pignons (cloison)	0.9
	GT=1.4

Tab II-3 Charges revenant à la Toiture

b- Plancher étages courant

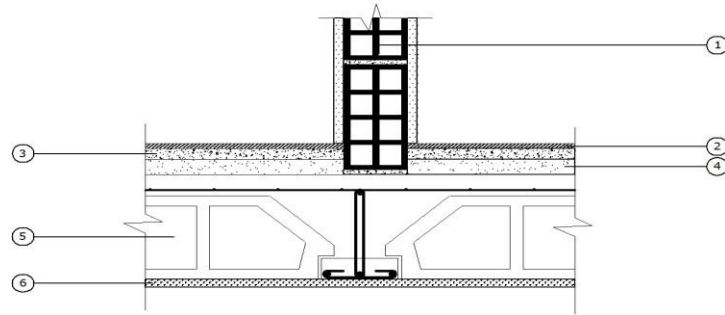


Figure II-4 Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Cloison de séparation	0.10	09	0.90
2. Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
3. Mortier de pose	0,02	20	0.40
4. Couche de sable	0,03	18	0.40
5. Plancher en corps creux)	0.20	14	2.85
6. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G étage = $\sum G_i$			5.15

Tab II-4 Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux)

c-Maçonnerie
Mur extérieur:

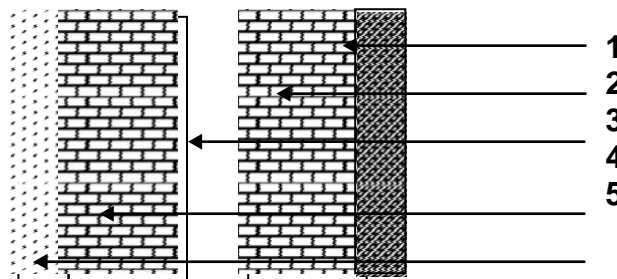


Figure II-5 Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1-mortier de ciment	0.02	18	0.36
2. Briques creuses	(0,1)X2	9	1.8
3. lame d'air	0.05	/	/
4. Briques creuses	(0,1)X2	9	1.8
5. Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0.20
G mur ext = $\sum G_i$			2.36

Tab II-5 Charges revenant aux murs extérieurs

d- Balcon

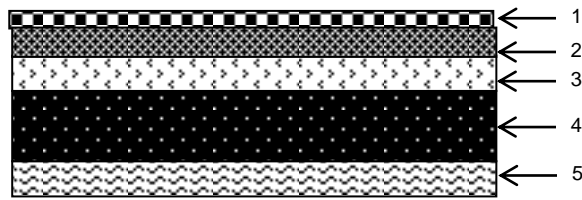


Figure II-6 Coupe verticale d'une dalle plein

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2. Mortier de pose	0.03	20	0.54
3. Couche de sable	0.03	18	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	10	0.20
$G_{\text{mur int}} = \sum G_i$			5.55

Tab II-6 : Charges revenant aux balcons

II-4-2-2 Surcharges d'exploitation« Q »

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Elément	Surcharge (Q) (kN/m ²)
Toiture	1.00
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher étage de service	2.5
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tab II-7 Surcharges d'exploitation

II- 5 La surface d'influence

II-5-1 Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité G5

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (G5). La surface qui lui revient vaut :

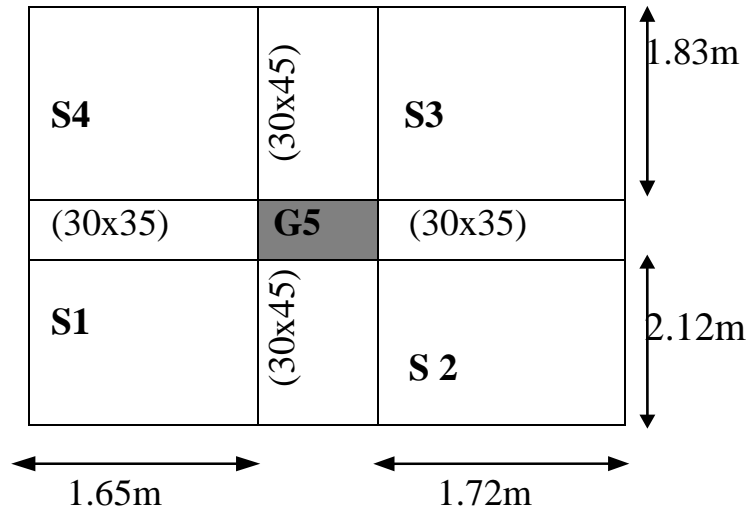


Figure II-7 Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G5)

Surface total: $S_t = S1 + S2 + S3 + S4$

$S1 = 1.65 \times 1.325 = 3.5 \text{ m}^2$

$S2 = 1.72 \times 2.12 = 3.64 \text{ m}^2$

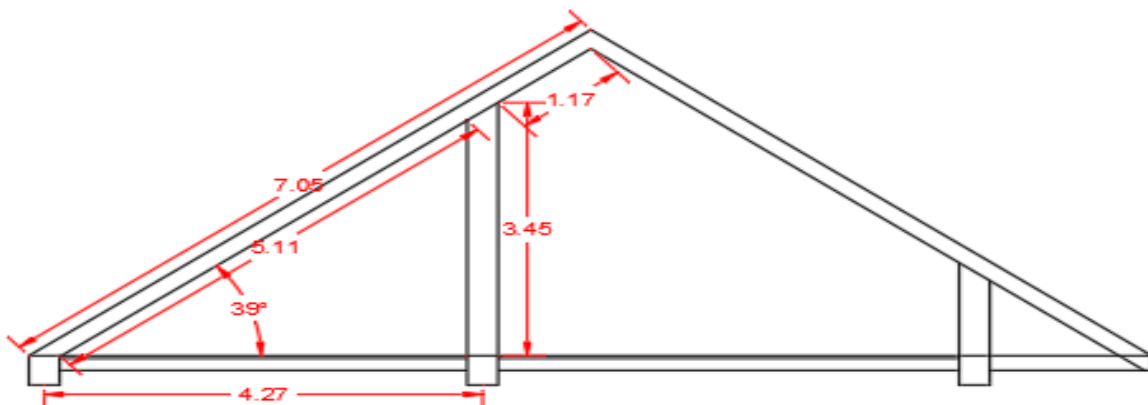
$S3 = 1.72 \times 1.83 = 3.14 \text{ m}^2$

$S4 = 1.83 \times 1.65 = 3.02 \text{ m}^2$

D'où $S_t = 13.3 \text{ m}^2$

II-5-2 Surface de la Toitures

Dans notre cas le poteau le plus sollicité prend la charge de versant incliné comme le montre le schéma suivant :



La toiture

Calcul de la surface de la toiture incliné S_t

$S_t = (1.17 + 5.11) \times 3.37 = 21.16 \text{ m}^2$

NB : la surface de la toiture n'est effectuée qu'aux tuiles, liteaux, pannes et cheverons.

Calcul des poids propres des éléments

1-Toiture

$$PP_{\text{toit}} = G \times S_t \longrightarrow PP_{\text{toit}} = 1.4 \times 21.16 = 29.62 \text{ KN}$$

2- Poutre inclinée

$$G_{\text{poutre inclinée}} = \rho \times a \times b \times l/2 \longrightarrow G_{p,l} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.11 = 2.31 \text{ KN}$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton (25kN/ m³)

a et b : la section des poutres inclinée

l : la longueur de la poutre inclinée

3- Les poutres

$$P_p = b \times h \times \rho \times L$$

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kN/ m³)

✓ **Poutres principales** (30X40) : $P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.55) = 15.35 \text{ kN}$

✓ **Poutres secondaires** (30x35) : $P_{ps} = (0.30 \times 0.45 \times 25 \times 3.45) = 9.05 \text{ kN}$

D'où le poids total : $P_{\text{poutres}} = 15.35 + 9.05 = 24.40 \text{ KN}$

4- Poids des poteaux

$$G_{\text{pot}} = (S \times \rho \times h_e)$$

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA99/ 2003)

ρ : poids volumique du béton (25kn/ m³)

✓ **Poteau du RDC**

$$P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.790 \text{ kN}$$

✓ **Poteau d'étage de service et étage courant**

$$P_{\text{étage de service}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

✓ **Poteau charpente**

$$P_{\text{charpente}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.70 = 5.78 \text{ kN}$$

II-6 Loi de dégression des surcharges

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de nombre de structure.

Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression

	Q_0	
		Q_0+Q_1
Q_1	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2).$	
Q_2	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3).$	
Q_3	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4).$	
Q_4	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5).$	
Q_5	.	
Q_6	.	
Q_7	.	
Q_8	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	pour $n \geq 5.$
Q_9		
Q_{10}		

Figure II-8 Loi de dégression des surcharges.

Avec :

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage (i).

N : numéro de l’étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage n tenant compte de la dégression des charges.

Surcharge d’exploitation

- ❖ Toiture : $Q_0 = 1 \times 21.16 = 21.16\text{KN}$
- ❖ Plancher dernier étage : $Q_1 = 1 \times 13.3 = 13.3\text{KN}$
- ❖ Plancher étage courant : $Q_2 = \dots = Q_{10} = 1.5 \times 13.3 = 19.95\text{KN}$
- ❖ Plancher RDC : $Q_{11} = 2.5 \times 13.3 = 33.25 \text{ KN}$

Coefficients de dégression de surcharges

Niveaux	Toiture	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65	0.63

Les surcharges cumulées

- ◆ $Q_0 = 21.16\text{KN}$
- ◆ $Q_{11} = Q_0 + Q_1 = 21.16 + 13.3 = 34.46\text{KN}$
- ◆ $Q_{10} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 52.74\text{KN}$
- ◆ $Q_9 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 69.04\text{KN}$
- ◆ $Q_8 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 83.33\text{KN}$
- ◆ $Q_7 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 95.64\text{KN}$
- ◆ $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 105.94\text{KN}$
- ◆ $Q_5 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 115.59\text{KN}$
- ◆ $Q_4 = Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 125.16\text{KN}$
- ◆ $Q_3 = Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 135.27\text{KN}$
- ◆ $Q_2 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 146.51\text{KN}$
- ◆ $Q_1 = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 155.22\text{KN}$

Niveau x	Charges permanentes					Efforts normaux $N=G_C+Q_C$ (KN) Section du Poteau (cm^2)			
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_C	$N=G_C+Q_C$	Section trouvée	Section Adoptée
11	29.62	2.31	5.78	37.71	37.71	21.16	58.87	39.24	35x35
10	68.54	24.40	4.78	97.72	135.43	34.46	169.89	113.26	35x35
9	68.54	24.40	4.78	97.72	233.15	52.74	285.89	113.26	35x35
8	68.54	24.40	4.78	97.72	330.87	69.04	399.91	190.59	40x40
7	68.54	24.40	4.78	97.72	428.59	83.33	511.92	341.28	40x40
6	68.54	24.40	4.78	97.72	526.31	95.64	621.95	414.63	45x45
5	68.54	24.40	4.78	97.72	624.03	105.94	729.97	486.66	45x45
4	68.54	24.40	4.78	97.72	721.75	115.59	837.34	558.22	50x50
3	68.54	24.40	4.78	97.72	919.47	125.16	1044.63	696.42	50x50
2	68.54	24.40	4.78	97.72	1014.91	135.27	1150.18	766.78	50x50
1	68.54	24.40	4.78	97.72	1112.63	146.51	1259.14	839.42	55x55
RD	68.54	24.40	6.79	99.73	1210.35	155.22	1365.57	910.38	55x55

Tab II-9 récapitulatif de la décente de charge

D'où les sections adoptées sont :

- Du RDC au 1^{ERE} niveau \longrightarrow (55× 55) cm²
- Du 2^{eme} au 4^{eme} niveau \longrightarrow (50× 50) cm²
- Du 5^{eme} au 6^{eme} niveau \longrightarrow (45× 45) cm²
- Du 7^{eme} au 8^{eme} niveau \longrightarrow (40× 40) cm²
- Du 9^{eme} au 11^{eme} niveau \longrightarrow (35× 35) cm²

Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99

Les conditions exigées par RPA99, liées à la zone II_a sont données par les formule suivants

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min} (b_1. h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ - \text{Min} (b_1. h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \implies \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Vérifications au flambement :

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

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :l_f: longueur de flambement (l_f=0.7l)

i : rayon de giration (i = $\sqrt{\frac{I}{S}}$).

l₀: hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (b× h).

I : moment d'inertie (I = $\frac{b.h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b.h^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Les vérifications

- ◆ Poteaux (35x35) :étage 9-10 et Toiture $L_0= 3.45\text{m.}$ $\lambda = 23.48 < 50$
- ◆ Poteaux (40x40) : étage 7-8 $L_0= 3.06 \text{ m.}$ $\lambda = 18.55 < 50.$
- ◆ Poteaux (45x45) : étage 5-6 $L_0= 3.06 \text{ m.}$ $\lambda = 16.49 < 50$
- ◆ Poteaux (50x50) :étage-2-4 $L_0= 3.06 \text{ m}$ $\lambda = 14.84 < 50$
- ◆ Poteaux (55x55) : étage deservice $L_0=3,06 \text{ m}$ $\lambda = 13.49 < 50$
- ◆ Poteaux (55x55) :RDC $L_0=4.42 \text{ m}$ $\lambda = 19.48 < 50$

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

La condition de l'élançement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II-7 Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

III-1 Planchers

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux ont une épaisseur de (16+4) cm avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520), on fait l'étude du plancher le plus sollicité.

Les planchers à corps creux sont constitués de:

- Nervures appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant acoustique et thermique, sa dimension est de 16 cm.
- Une dalle de compression de 04 cm.

III-1-1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article (BEAL91/Art 6.8.423) qui suit:

Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures
 L_a : longueur de l'ourdis.
- L : entre axe des poutrelles; $50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$, $L = 65\text{ cm}$.

a-Calcul des armatures

➤ Armatures \perp aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{ cm}^2 / mL$$

Soit $A_{\perp} = 5HA5 = 0.98\text{ cm}^2 / mL$; $e = 15\text{ cm}$

➤ Armatures // aux nervures

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

Soit : $A_{//} = 5\text{ HA } 5 = 0.98\text{ cm}^2 / ml$; Avec $esp = 15\text{ cm}$.

Conclusion : on adoptera un treillis soudé (TS5 $\text{Ø}5$ 15*15)

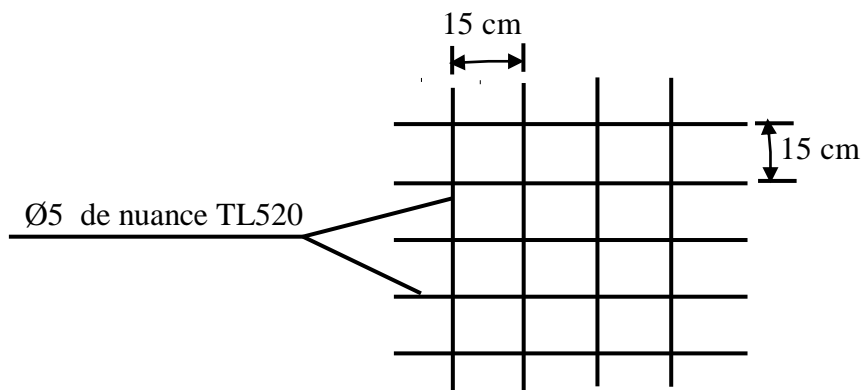


Figure III-1-1 ferrailage de la dalle de compression

III-1-2 Etude de la poutrelle

a- Dimensionnement de la poutrelle

$h = 16+4$ cm, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

$$L_0 = 65-12 = 53 \text{ cm}$$

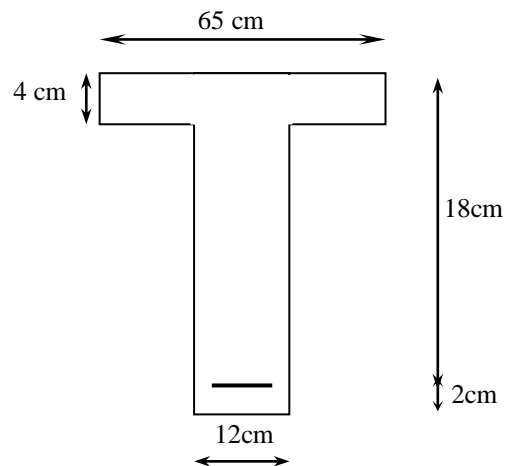
L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3.15 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 315 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26.5$$

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

Les poutrelles de notre bâtiment sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes suivant:



Etape1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/mL}$
 - Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/mL}$
-
- $$G = 0.74 \text{ KN/mL}$$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{KN/ml}$

b- Calcul à L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges
 $q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1)$
 $q_u = 2.5 \text{ KN/mL}$

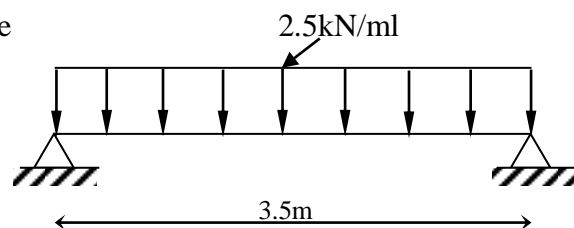


Figure III-1-2 Schéma statique

- Calcul du moment en travée :
 $M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.5^2}{8} = 3.82 \text{ KN/ml}$

- Calcul de l'effort tranchant:
 $T = q_u \times \frac{\ell}{2} = 2.5 \times \frac{3.5}{2} = 4.375 \text{ KN.}$

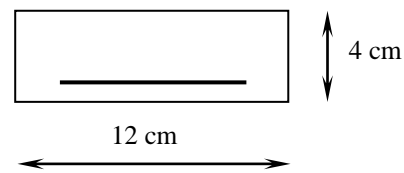
c- Ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.82 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 4.43$$

Avec : $c = 2$ cm

d: La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm)

$\mu \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est doublement armé



Remarque il est impossible de prendre la section doublement armé vu que la section du béton trop faible (12x4), il est indisponible de prévoir des étais, pour aider la poutrelle à la supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Etape2 Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculé comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de dalle, en plus des charges et des surcharges éventuellement revenant au plancher.

b- Charges et surcharges

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.15 \times 0.65 = 3.34$ KN/ml
 - Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ KN/ml
- $$qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.34) + 1.5 (0.975) = 5.97$$
- KN/ml

c- Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

❖ **Méthode de calcul:** Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide de méthodes suivantes:

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode de trois moments

c-1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\}$$

$$2 \times G = 2 \times 5.15 = 10.30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2 G = 10.30 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

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

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \quad ; \quad L_1 / L_2 = 3.50 / 2.80 = 1.25 \quad ; \quad L_2 / L_3 = 2.80 / 3.10 = 0.90 \quad ;$$

$$L_2 / L_1 = 2.80 / 3.50 = 0.80 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs car toutes les conditions sont vérifiées.

c-2- Principe de la méthode (BAEL modifié 99 J. P. Mougins .art .III .4)

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

c-3- Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \text{ dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1.05 ; (1 + 0.3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

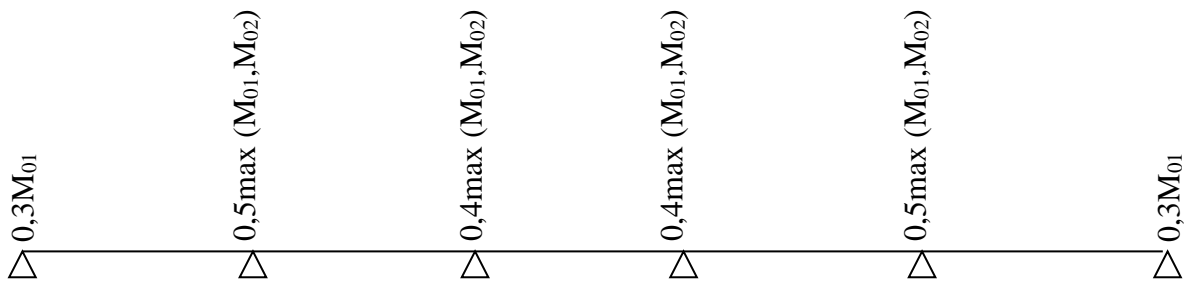
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

❖ Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.15} = 0.225 \text{ .}(0 < \alpha < 2/3) \quad \alpha = 0.225$$

$$\Rightarrow (1 + 0.3 \alpha) = 1.067 \Rightarrow \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533 ; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$



❖ Calcul a l ELU

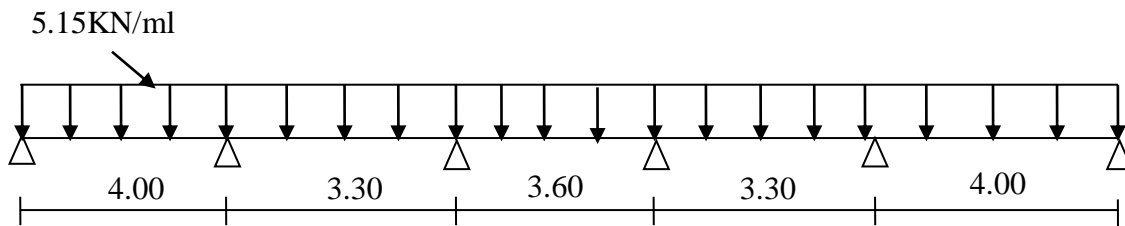


Figure III-1-3 Schéma statique de la poutrelle

e- Calcul des efforts tranchants

- Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

Par symétrie:

$$\begin{aligned} M_{0A} &= M_{0E} = 5.51 \text{ KN.m} \\ M_{0B} &= M_{0D} = 4.62 \text{ KN.m} \\ M_{0C} &= 4.17 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$\begin{aligned} M_{1A} &= 0.3 M_{0A} = 1.65 \text{ KN.m} & ; & & M_{2A} &= 0.5 M_{0A} = 2.75 \text{ KN.m} \\ M_{2B} &= 0.5 M_{0B} = 2.31 \text{ KN.m} & ; & & M_{3B} &= 0.4 M_{0B} = 1.85 \text{ KN.m} \\ M_{3C} &= 0.4 M_{0C} = 1.66 \text{ KN.m} & ; & & M_{4C} &= 0.4 M_{0C} = 1.66 \text{ KN.m} \\ M_{4D} &= 0.4 M_{0D} = 1.84 \text{ KN.m} & ; & & M_{5D} &= 0.4 M_{0D} = 2.31 \text{ KN.m} \\ M_{5E} &= 0.5 M_{0E} = 2.57 \text{ KN.m} & ; & & M_{6E} &= 0.3 M_{0E} = 1.54 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Etude de la travée (A = E) travée de rive :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{0A}; 1.05M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{0A}}{2} \end{aligned} \right\} M_t = 3.67 \text{ KN.ml}$$

- Etude de la travée (B = D) travées intermédiaires :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{0B}; 1.05M_{0B} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{0B}}{2} \end{aligned} \right\} M_t = 2.92KN.ml$$

- Etude de la travée (C) travée intermédiaire :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{0C}; 1.05M_{0C} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{0C}}{2} \end{aligned} \right\} M_t = 2.79KN.ml$$

- Calcul des efforts tranchants :

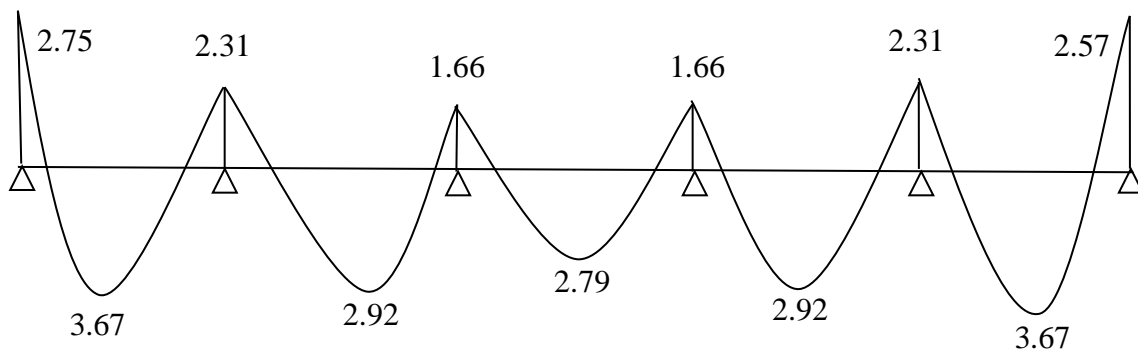
T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} ; T_e = T_w + q.L$$

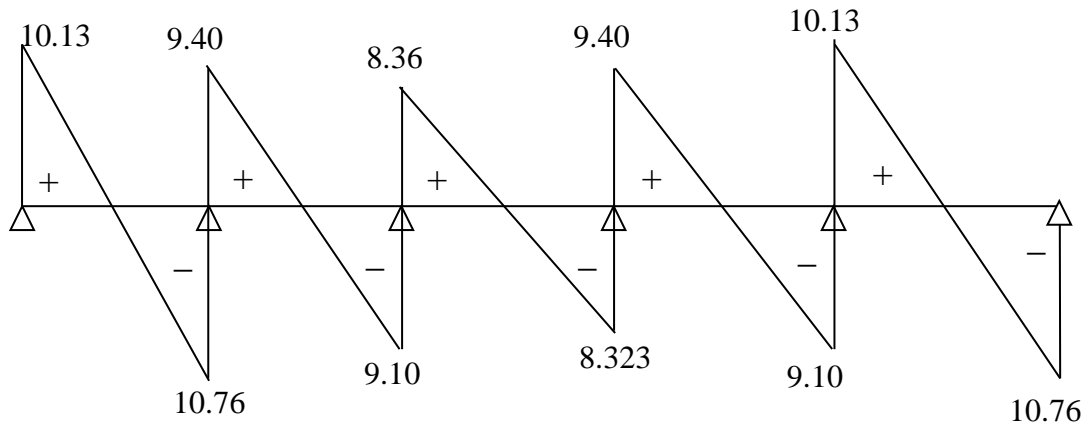
- Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Travée	A	B	C	D	E
$M_w (KN.m)$	1.65	2.31	1.66	1.84	2.57
$M_e (KN.m)$	2.75	1.85	1.66	2.31	1.54
$T_w (KN)$	-10.76	-9.10	-8.323	-9.10	-10.76
$T_e (KN)$	10.13	9.40	8.36	9.40	10.13
$M_t (KN.m)$	3.67	2.92	2.79	2.92	3.67

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants :



f- Ferrailage Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

f-1 En travée $M_t^{max} = 3.67 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_t^{max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,67 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,012 < 0,392$$

\Rightarrow La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{3,67 \times 10^2}{0,994 \times 18 \times 34,8} = 0,589 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 2HA10 = 1.57 cm²

f-2 Aux appuis $M_a^{max} = 2.75 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,75 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,082 < 0,392$$

\Rightarrow La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{2,75 \times 10^2}{0,957 \times 18 \times 34,8} = 0,458 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 1HA10 = 0.78cm²

f-3 Armatures transversales (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \{h/35; b_0/10; \phi_{\max}\}$$

$$\phi \leq \min \{200/35; 120/10; 10\} = 5,71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0,571 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0,571^2}{4} = 0,511 \text{ cm}^2, \text{ Donc } A_T = 2 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

✓ espacement des armatures transversales : (Art A.4.2.5/BAEL 91)

$S_t < \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) = (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$, en prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}; \frac{0,56 \times 235}{12 \times 16} = 0,685 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc $S_t = 10 \text{ cm}$

g- vérification à l'ELU**g-1- vérification de la contrainte tangente du béton** (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ la fissuration est peu nuisible.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10,76 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,498 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

g-2 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 18 \times \frac{0,21}{40} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 0,789 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

g-3 Vérification de la contrainte d'adhérence (Art 6.1, 3/BAEL 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{10,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times 10\pi} = 1,05 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à hautes adhérence

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

Donc : $\tau_{se} = 1,05 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

g-4 Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times (f_{c28} / \gamma_b) ; \text{ Avec } a = 0,9xd$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times (2,5/1,5) = 129,6 \text{ KN}$$

$$\text{Appuis de rives : } T_{\max} = 10,76 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } T_{\max} = 9,40 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g-5 Calcul des scellements droits (art A.6.1.23/BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0,4 \times 35,273 = 14,11 \text{ cm}$

k-Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3,34 + 0,975 = 4,315 \text{ KN/ml}$$

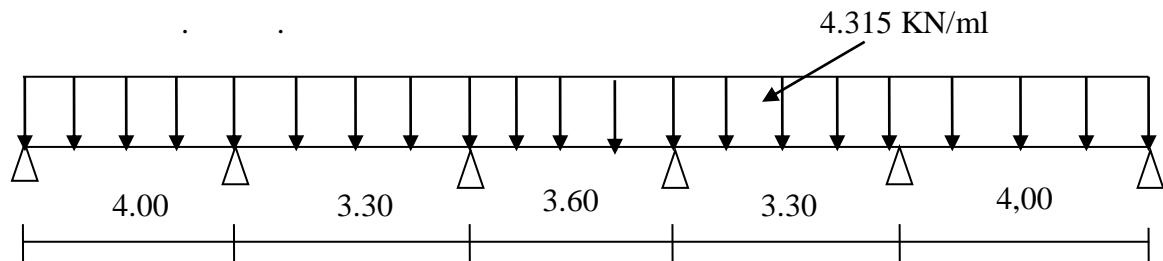


Figure III-1-4 Schéma statique de la poutrelle

$$q_s / q_u = 4,315 / 5,97 = 0,722 \Rightarrow M_s = 0,722 M_u$$

- **Moments fléchissant max**

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a^{\max} = 1,98 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants max** $T_{\max} = 7,768 \text{ KN}$

k-1 Etat limite de compression de béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- ✓ **En travée**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$K_1 = 25,65 ; \beta_1 = 0,877$$

La contrainte dans les aciers est

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2,64 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 106,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106,52}{25,65} = 4,15MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a=1HA10 = 0,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0,78}{12 \times 18} = 0,361$$

$$K_l = 38,76 \quad ; \quad \beta_1 = 0,907$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{1,98 \times 10^3}{0,907 \times 18 \times 0,78} = 155,49MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{155,49}{38,76} = 4,01MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

➤ **Vérification à l'état limite de déformation** (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des états intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0,071 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0,071 > \frac{3,62}{15 \times 5,426} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

h : la hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Comme les trois conditions sont remplies on peut se dispenser de calculer la flèche.

❖ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux**

Les travées successives de la poutrelle sont dans rapport compris entre 0,8 et 1,25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- $\frac{1}{5}$ de la longueur du plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur du plus grande travée voisine si l'appui appartient une travée de rive.

AN

1- Sur appuis de rive : $L_1 = L_{\max} / 4 = 310 / 4 = 77.5 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = 80 \text{ cm}$.

2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = L_{\max} / 5 = 310 / 5 = 62 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = 65 \text{ cm}$

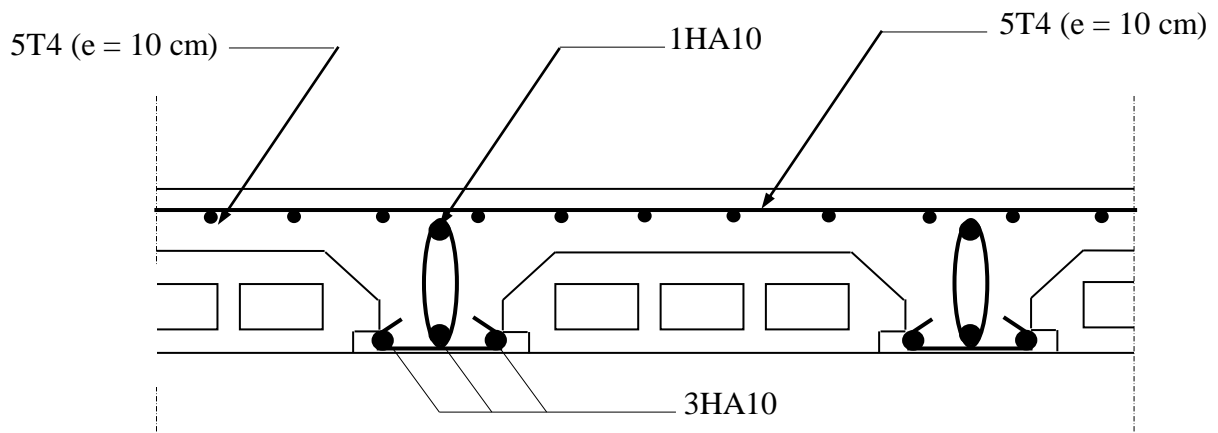


Figure III-5-8 Plan de ferrailage du plancher

III-2 Calcul des escaliers

III-2-1 Introduction

Un escalier est un ouvrage formé de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre, notre bâtiment muni de deux cages d'escaliers (RDC et étages) de mêmes types et mêmes dimensions. Les escaliers seront réalisés en béton armé coulés sur place.

➤ Terminologie

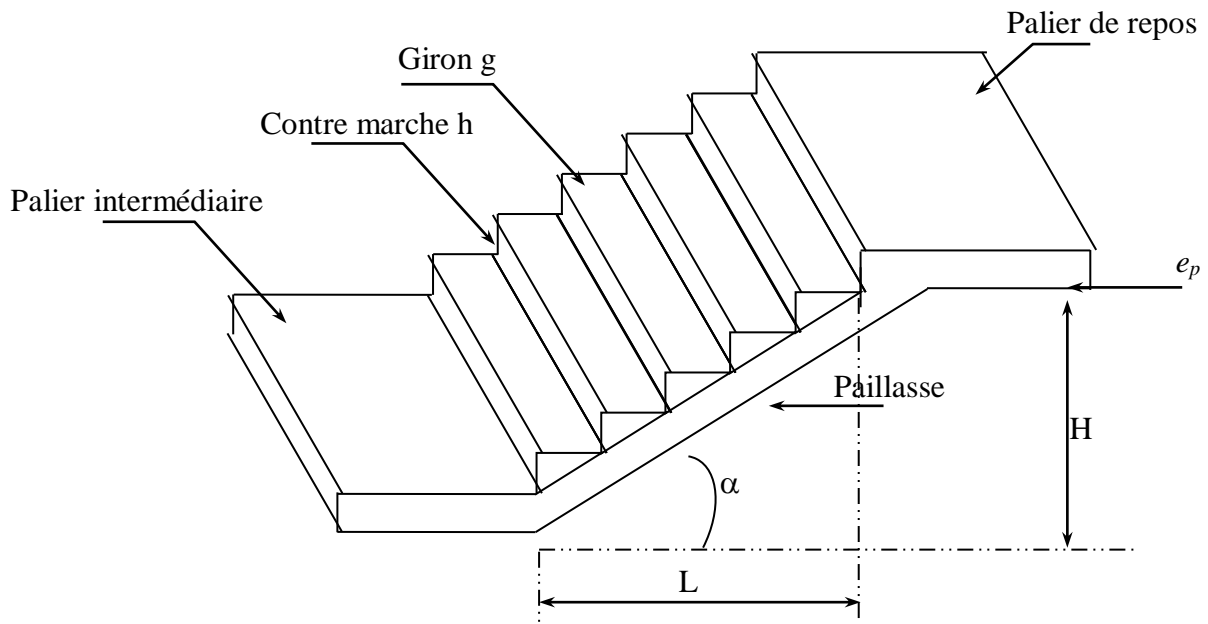
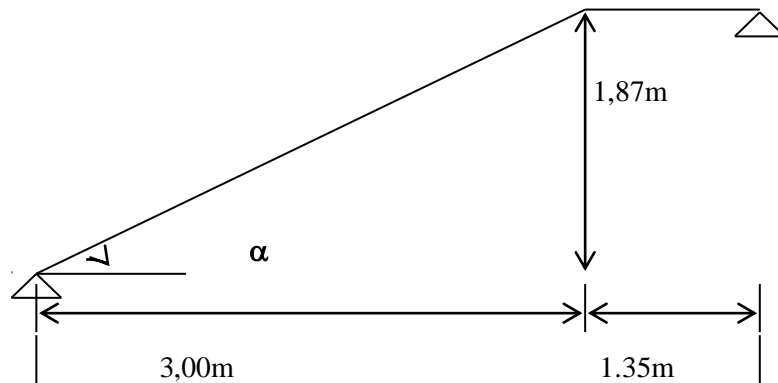


Figure III-2-1 Schéma descriptif de l'escalier.

- h : hauteur de la contre marche
- e_p : épaisseur de la paillasse du palier
- H : hauteur d'une volée
- L : portée de la paillasse projetée

A-1 pré dimensionnement de l'escalier**a- Schéma statique****Figure III-2-2** Schéma statique

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

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation

$$14cm \leq h \leq 18cm$$

$$28cm \leq g \leq 36cm$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches est prise comme suit : $m = n - 1$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier

En habitat collectif l'embranchement doit être $\geq 120cm$

$$L_2 \geq 120cm \quad \text{Où} \quad L_2 \geq 3g$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50cm du collet.

b- Application

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11$$

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10$$

$$25cm \leq g \leq 32cm$$

Soit : $g = 30cm$.

$$59cm \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 < 66cm \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

La longueur de la ligne de foulée :

$$L_1 = g (n-1) = 30 \times 10 = 300cm$$

A-2 pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{25}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{187}{300} = 0,6233 \Rightarrow \alpha \approx 30 \Rightarrow \cos \alpha = 0,869$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{300}{0,869} = 245,224 \text{ cm}$$

$$L_0 = 245,224 + 135 = 380,224 \text{ cm.}$$

$$\frac{380,224}{30} \leq e \leq \frac{380,224}{20} \Rightarrow 12,67 \leq e \leq 19,01 \Rightarrow \text{On adopte une épaisseur}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

1- Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale et en considérant la paillasse comme une poutre semi – encastree au droit des deux paliers.

➤ Charges permanentes**❖ Paillasse**

Eléments	Poids propre [KN/ml]
Paillasse	$25 \times 0,15 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 4,31$
Poids propre des marches Revêtement :	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Carrelage [2cm]	
Couche de sable	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Mortier de pose	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
Garde corps	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Enduit plâtre	$0,20$
	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
	G = 8,235

❖ Palier

Eléments	Poids propre [KN/ml]
Palier	$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$
Revêtement :	$= 1,98$
	G = 5,73

➤ Charges d'exploitation

La surcharge d'exploitation est définie à partir de descriptions du DTR qui est pour:

Palier : **Q = 2,5KN/ml**

Paillasse : **Q = 2,5KN/ml**

2 - Combinaison de charges

	ELU : $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	ELS : $G+Q$ [KN/ml]
Palier	11,485	8,23
Paillasse	14,867	10,73

A-3 Calcul à l'ELU

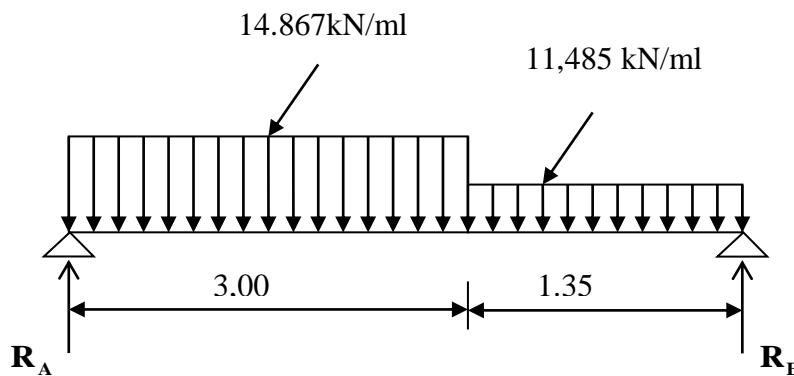


Figure- III-2-3 schéma statique du chargement de l'escalier à l'ELU.

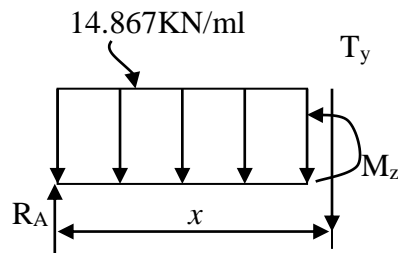
a-Réaction d'appuis après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$R_A = 31,62 \text{ KN}$$

$$R_B = 28,48 \text{ KN}$$

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

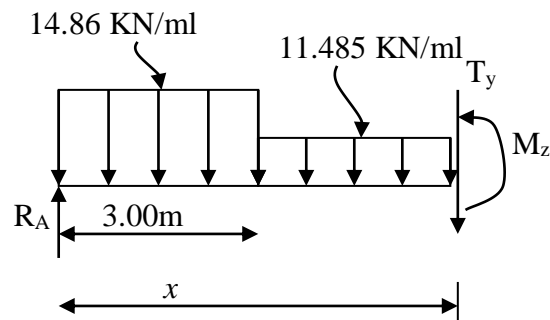
• **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.00\text{m}$**



$$T_y = -14.867 x + 31.62 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +31.62\text{KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -12.98\text{KN} \longrightarrow x = 3.00\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -14.867 \frac{x^2}{2} + 31.62 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 27.96 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \end{cases}$$

• **2^{ème} tronçon : $3.00\text{m} \leq x \leq 4.35\text{m}$**



$$T_y = -11.486(3.00) - 14.867(x - 3.00) + 31.62$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -2.838\text{KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \\ T_y = -38.414\text{KN} \longrightarrow \text{pour } x = 4.35\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 31.62x - (14.867 \times 3.00) \left(x - \frac{3.00}{2}\right) - 11.486 \frac{(x - 3.00)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 27.95 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 4.350\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -14.867x + 31.62 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.126\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.126\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 34.92 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte des semi – encastres aux extrémités, on porte une correction à l’aide des coefficients réducteurs :

- ✓ Aux appuis : $M_{ua} = - 0,3 M_z^{max} = - 10.47 \text{ KN.m}$
- ✓ en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 29.68 \text{ KN.m}$

• les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

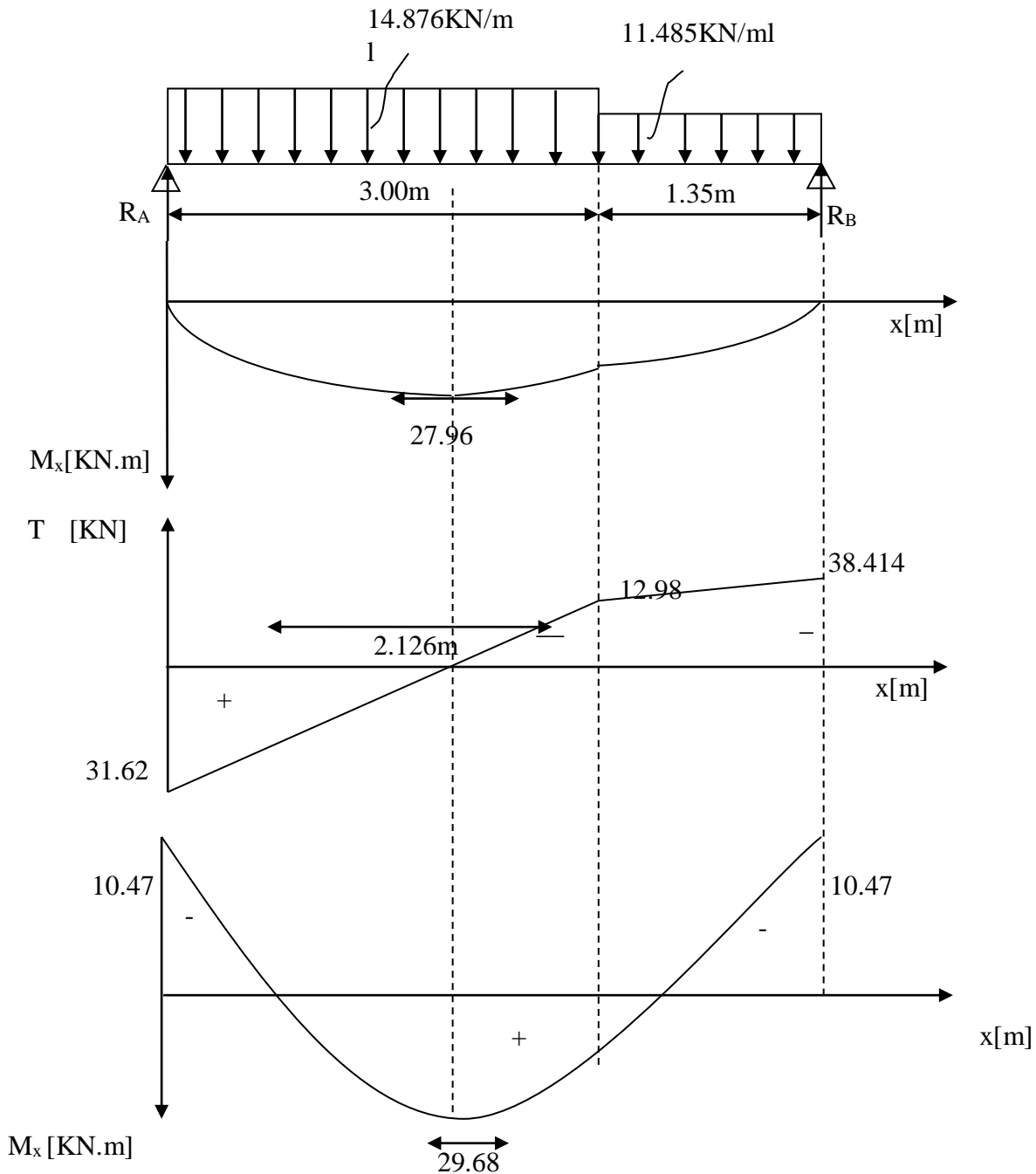


Figure.III -2-4 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l’ELU.

A-4 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple pour cela en utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment :

✓ **Calcul du moment réduit μ_b**

$$\mu_b = \frac{M}{bd \cdot f_{bc}}$$

Avec :

M : Moment supporté par la section.

f_{bc} : Caractéristiques des matériaux (béton).

b et d : Dimensions de la section du béton

✓ **Calcul de la section d'armatures A_s**

$$A_s = \frac{M}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

σ_{st} : Contrainte limite de l'acier tendu.

a- Armatures principales➤ **En appuis A**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.47 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.47 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA8 = 2.50 cm² e = 20 cm

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.68 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.123 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.124 \Rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{29.68 \times 10^3}{0.934 \times 13 \times 348} = 7.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = 7.92 cm²

b- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad (\text{RPA 99 modifié 2003}).$$

➤ **En appui A**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.72}{4} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 7\text{HA}10 = 5.49 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **En travée**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1,93\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 7\text{HA}10 = 5.49\text{cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 15\text{cm}$.

A-5 Vérifications à l'ELU**a-Condition de non fragilité** (Art : A-4-2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Nous avons :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1 / 400 = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_t = 7.92\text{cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$A_a^A = 2.50\text{cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{vérifié}$$

b- Espacement des barres (Art : A-8-2-4 ; 2 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Armatures principales**

$$S_{\max} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{vérifier}$$

❖ **Armatures de repartition**

$$S_{\max} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{vérifié} .$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art : A6-1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_U^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 7 \times 3,14 \times 12 = 26.37\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.414 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188.4} = 1.510\text{MPa} < 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d- Vérification de l'effort tranchant (Art : A-5-22/BAEL91)

La fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

Avec :

$$V_u = 31.62\text{KN} \quad (V_u : \text{Effort tranchant max})$$

$$\tau_u = \frac{38.414 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,256\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ **Influence sur le béton** (BAEL 91/ Art A5.1.313)

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad a = 0.9d = 11.7\text{cm}$$

$$T_u = 38.414 \leq 0.4 \times 100 \times 11.7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 38.414 \text{KN} < 780 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur les armatures inférieures** (BAEL 91/ Art A 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e} \Rightarrow 7.92 \geq (38.414 + \frac{10.47}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \geq 0.146 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Ancrage des barres aux appuis**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{cm}. \text{ On prend } l_s = 45 \text{cm}.$$

➤ Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm}$.

Pour HA FeE400 (ArtA.6.1.2.2, BAEL 91).

A-6 Calcul à l'ELS

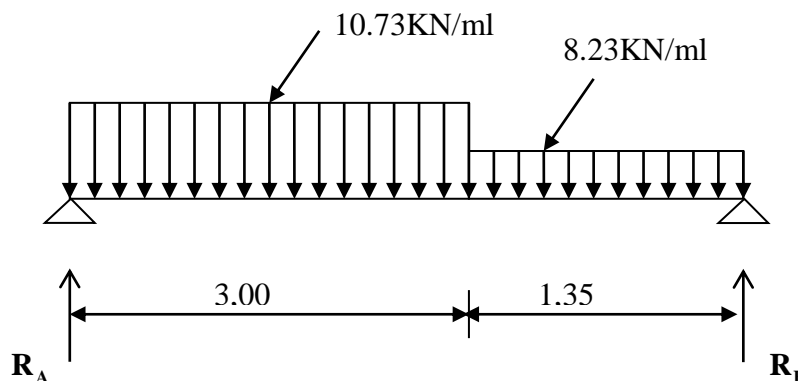


Figure III-2-5 Schéma statique du chargement à l'ELS

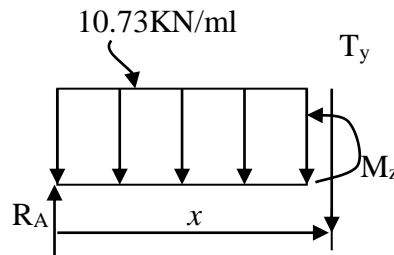
a- Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 40.306 \text{KN}$$

$$R_A = 25.61 \text{KN}$$

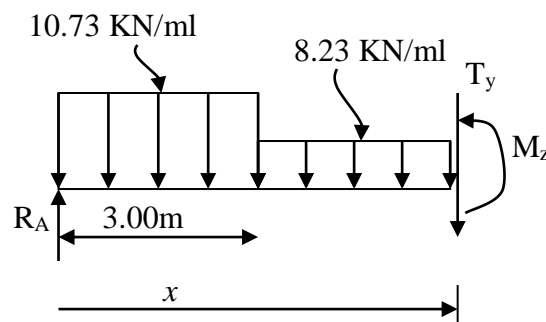
$$R_B = 17.68 \text{KN}$$

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.00\text{m}$ 

$$T_y = -10.73x + 25.61 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 25.61 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -6.58 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -10.73 \frac{x^2}{2} + 25.61x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28.545 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \end{cases}$$

• 2^{ème} tronçon : $3.00\text{m} \leq x \leq 4.35\text{m}$ 

$$T_y = -8.23(x-3.00) - 10.73x \cdot 3.00 + 25.61$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -6.58 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \\ T_y = -17.69 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 4.35\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 25.61x - (10.73x \cdot 3.00) \left(x - \frac{3.00}{2}\right) - 8.23 \frac{(x-3.00)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 28.54 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3.00\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 4.35\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.73x + 25.61 = 0 \quad \Rightarrow x = 2,386\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,386\text{m}$.

Donc : $M_z^{max} = 31.00 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -9.30 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 26.35 \text{ KN.m}$

➤ les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

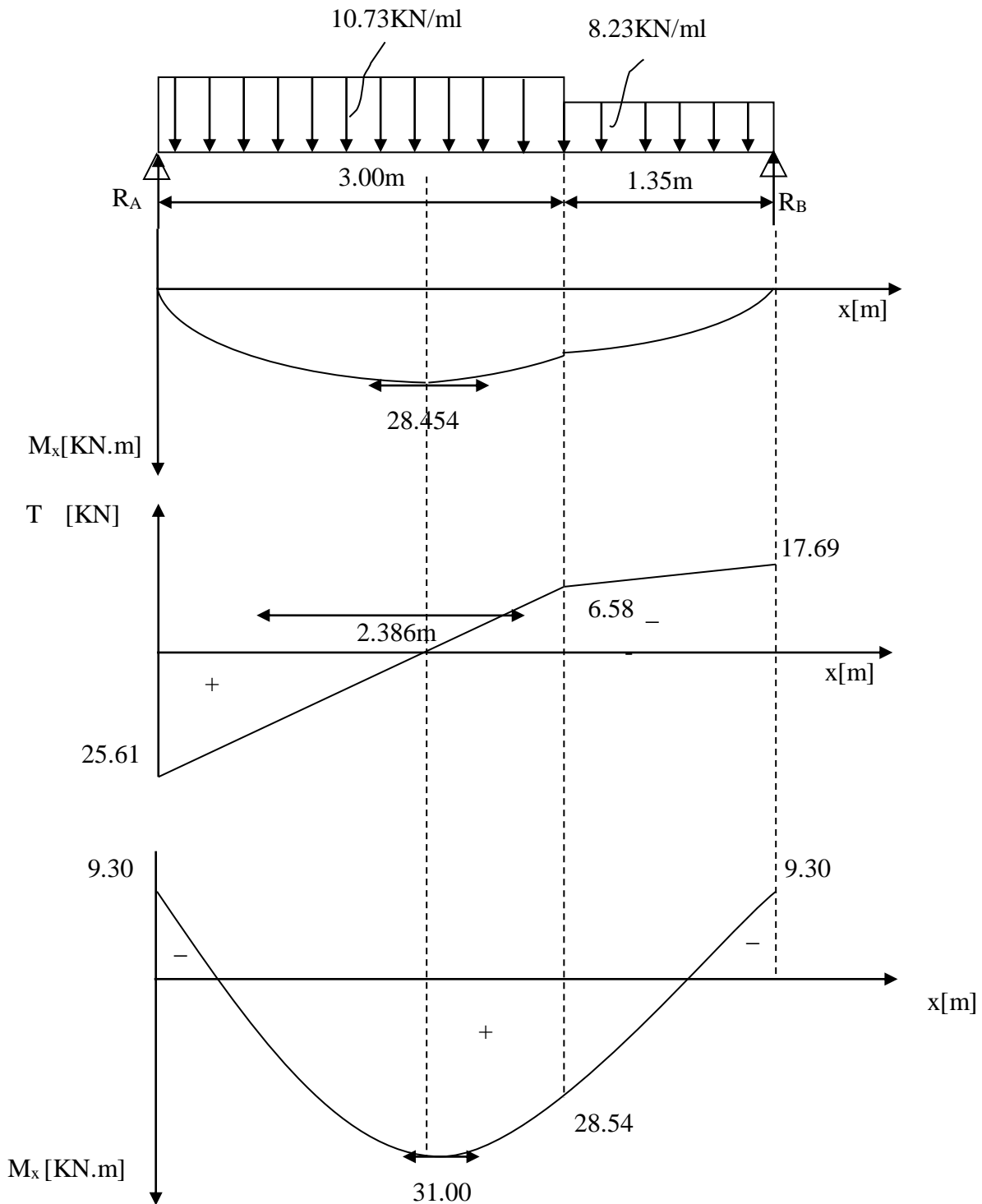


Figure-III-2-6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

A-7 Vérification a l'ELS**a- la contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier :

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

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0,528 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 30.57 \\ \beta_1 = 0.851 \end{cases}$$

✓ La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_1}$$

M_{ts} : moment en travée calculé à l'ELS.

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_1} = \frac{28.545 \times 10^3}{0,851 \times 15 \times 7.92} = 282.62 MPa < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

✓ La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_b = 0.03057 \times 282.62 = 8.639 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0.521 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 42.27 \\ \beta_1 = 0,9126 \end{cases}$$

✓ La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_1}$$

$$\sigma_s = \frac{26.35 \times 10^3}{0,807 \times 15 \times 7,92} = 175.56 MPa < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \Rightarrow \text{vérifié.}$$

✓ La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_b = 0,023 \times 175.56 = 4.037 MPa$$

alors : 4.037 MPa < 15 MPa → vérifié

b- Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car l'élément est couvert par conséquent, la fissuration est peu nuisible (Art : B.6.3/BAEL91).

c- Vérification de la flèche

On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

✓ **Etat limite de déformation**

(BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.M₀ : Moment max isostatique.✓ **Vérification**

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 435 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 26.35 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 31,00 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{435} = 0.034 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.034 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{26.35}{10 \times 31.00} = 0.202 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7.92}{100 \times 15} = 0.00528 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l' ELS).f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.I₀ : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec

(n=15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

 \bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL/Art.B.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm}$$

❖ Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

 B_0 : Section homogène.

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 15 + 15 \times 7.92 = 1618.80 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 13 = 12794.4 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{12794.40}{1618.8} = 7.903 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.903 = 7.09 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(7.903^3 + 7.09^3)}{3} + 15 \times 7.92 \times (7.09 - 2)^2 = 6835.39 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,73 \times 435^2 \times 10^3}{10818.18 \times 6835.39} = 0,356 \text{ cm} (\bar{f} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.})$$

Conclusion : les armatures calculées à l'E.L.U convient.

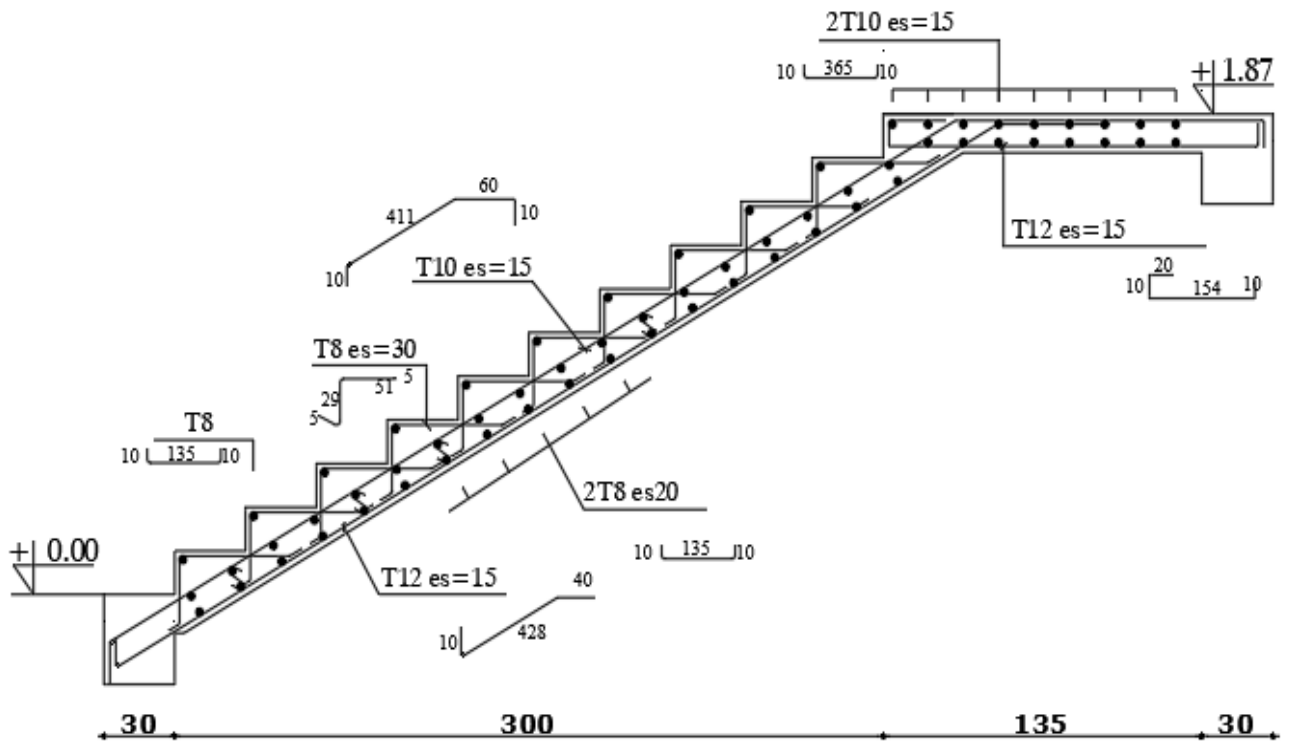


Figure III-2-7 Plan de ferrailage d'escalier.

III-3 Calcul du balcon

Le balcon est considéré comme un console encastré au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité, il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur 1m.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale G_1 due au poids propre du garde corps ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bonde de 1m, en flexion simple.

III- 3-1 Pré dimensionnement

$$\text{On a: } e_p \geq \frac{L}{10} = 145/10 = 14.5$$

Soit : $e_p = 15$ cm

L : La largeur de la console

III- 3-2 Schéma statique

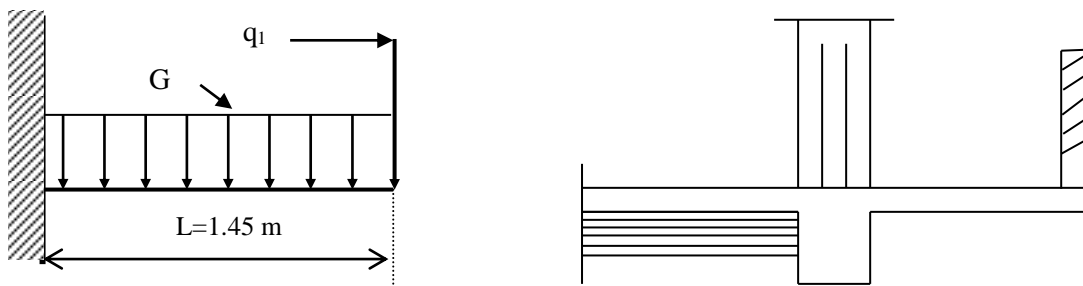


Figure III-3-1 schéma statique de balcon

III-3-3 Calcul Charges et surcharges

- ❖ Charge permanente : $G = 5,55 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge de concentration due au poids de garde corps : $0,9 \text{ KN/m}^2$

III-3-4 Combinaisons des charges

a) Combinaisons de charge à l'E L U

- La dalle : $q_u = (1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,742 \text{ KN/ml}$
- Main courante : $q_{1u} = (1,5 \times 1) \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_u = (1,35 \times 0,9) \times 1 = 1,215 \text{ KN/ml}$.

b- Combinaison de charge à l'ELS

- La dalle : $q_s = (5,55 + 3,5) = 9,05 \text{ KN/ml}$
- Main courante : $q_{1s} = 1 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_s = 0,9 \text{ KN/ml}$

III-3-5 Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

✓ **Calcul des moments****1 Calcul à l'ELU**✓ **Le moment provoqué par la charge**

$$M_{qu} = -q_u \cdot l^2 / 2 = 12.742 \cdot (1.45)^2 / 2 = -13.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ **Moment provoqué par Garde Corps**

$$M_{gu} = g_u \cdot L = 1.215(1.45) = -2.90 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Moment total} \quad M_u = M_{qu} + M_{gu} = 13.75 + 2.90 = 16.65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

2 Calcul à l' ELS✓ **Le moment provoqué par la charge**

$$M_{qs} = q_s \cdot l^2 / 2 = 9.05 \times (1.45)^2 / 2 = 9.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ **Moment provoqué par Garde Corps**

$$M_{gs} = g_s \cdot L = 0.9(1.45) = 1.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Moment total} \quad M_s = M_{qs} + M_{gs} = 9.51 + 1.30 = 10.815 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul le ferrailage à l'ELU:** il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

✓ **Calcul des armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,65 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,069$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad ; \quad \beta = 0,965$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,65 \times 10^2}{0,965 \times 13 \times 34,8} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12/ml = 4,52 cm² ; Avec st = 20 cm

✓ **Calcul des armatures de répartitions**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}$; Avec $st = 25\text{cm}$

III-3-6 Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité (B.A.E.L 91-Art.A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_c$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{348}$$

$$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Espacement des barres (B.A.E.L.91-Art-5.1.42)

$$\text{Armatures principales } St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures répartition } St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Vérification au cisaillement (B.A.E.L.-Art-5.1.211)

Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{19,69}{100 \times 13} = 0,015 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d- Vérification de l'adhérence des barres

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

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

Avec $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,69}{0,9 \times 13 \times 26,37} = 0,063 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} > \tau_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas risqué d'entraînement des barres.

e- Vérification de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_u} = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{On prévoit des crochets : } L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

III-3-7 Vérification à l'ELS

$M_s = 12,46 \text{ KN.m}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU $7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$K_1 = 39,95$; $\beta_1 = 0,909$

.

•Vérification des contraintes dans le beton

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{12,46 \times 10^2}{0,909 \times 13 \times 4,52} = 14,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile

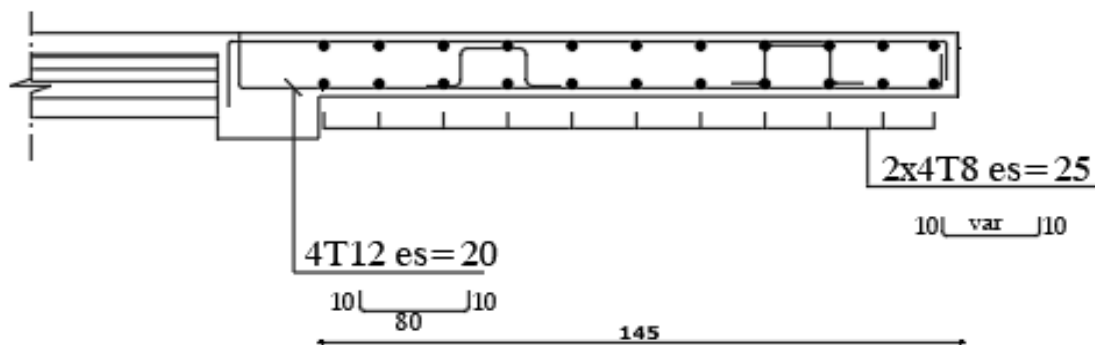


Figure III -3-3 Plan de ferrailage du balcon

III-4 Étude de la salle machine

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de 2.45m² ; de vitesse d'entraînement V=1m/s .La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 5 ,4 tonnes.

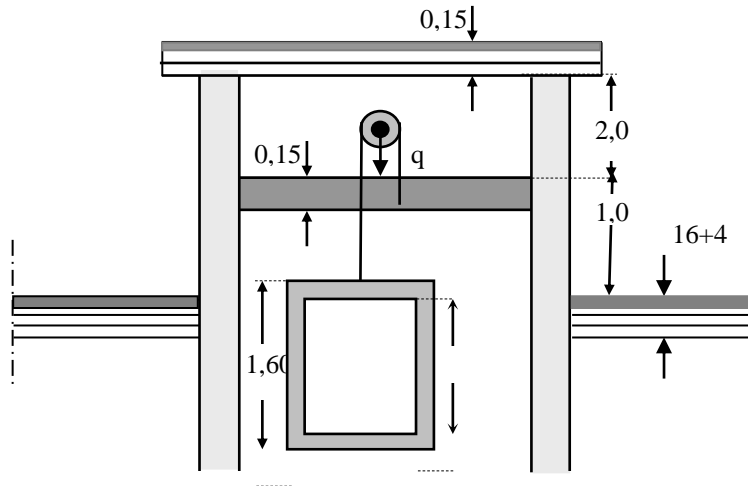


Figure. III-4-1 salle machine

III-4-1 Calcul de la dalle pleine du local machine

L'étude des dalles reposants librement sur leurs poutres et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,40m$ et $L_y = 1,50m$

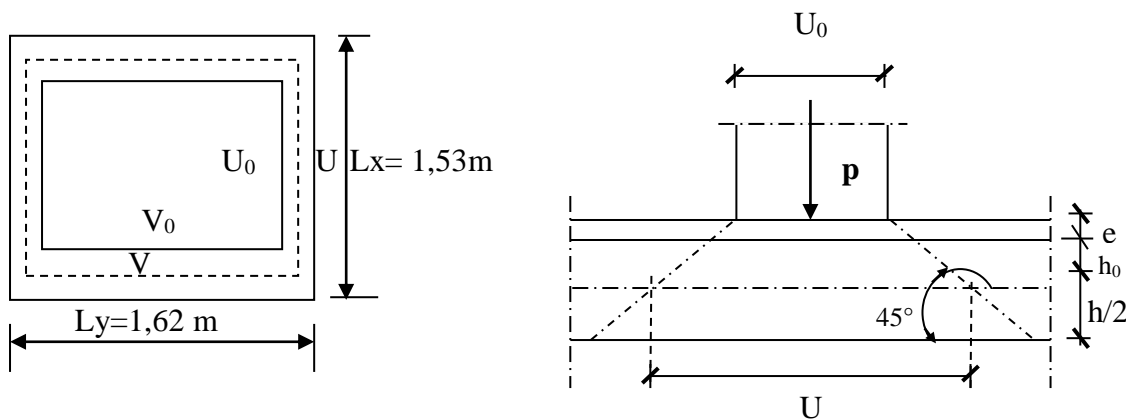


Figure III-4-1 Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

III-4-2 Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire les conditions suivants:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{162}{30} = 5.40 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle (RPA99, modifié 2003) est de 12 cm, on opte pour

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

Épaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{153}{162} = 0.94 \rightarrow 0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.94 \leq 1.$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} u = u_0 + k e + h_t \\ v = v_0 + k e + h_t \end{cases}$$

h_t : épaisseur de la dalle

Avec : $K=2$ pour un revêtement en béton

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-4-3 Les moments dus au système de M_x1 M_y1

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1)$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 & \text{à L'ELU} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

a-Calcul des efforts

A partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,94$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{153} = 0,68$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{162} = 0,65$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

- **Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage**

Le calcul des efforts se fera à l'ELU:

$$M_{x1} = q_u \times M_1 \text{ et } M_{y2} = q_u \times M_2$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,089 = 10,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,067 = 10,14 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x, μ_y sont des coefficients donnés en fonction de ρ et v . $\rho = 0,94$

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

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 \Rightarrow G = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 8,04 \text{ kn/m}^2.$$

$$\mu_x = 0,0419 \quad ; \quad \mu_y = 0,864$$

$$M_{x2} = 0,0419 \times 8,04 \times (1,53)^2 = 0,7885 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,864 \times 0,861 = 0,681 \text{ KN. m}$$

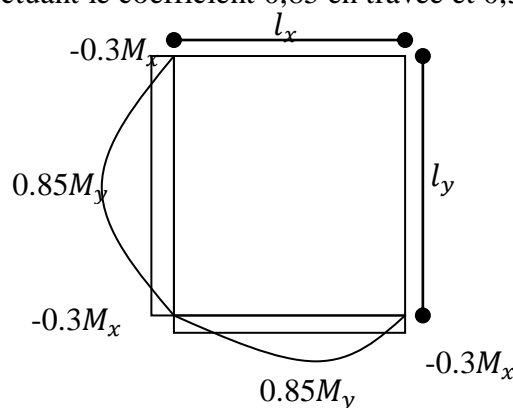
b- Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,60 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,80 \text{ KN.ml}$$

Remarque

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.



c- Correction des moments

➤ Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.60 = 9.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.80 = 7.48 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments aux appuis :

$$M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 11.60 = -3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.80 = -2.64 \text{ KN.}$$

III-4-4 : Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur.

➤ **Aux appuis**

- **Sens x-x**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{x-x}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.48 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.757 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_{x-x}^a = 7 \text{ HA12 ml} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

- **Sens y-y**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_{y-y}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.64 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{y-y}^a = 7 \text{ HA10 ml} = 5.50.51 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

➤ **En travée**

- **Sens x-x**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.86 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.86 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{x-x}^t = 7 \text{ HA12 ml} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

- Sens y-y

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.031 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.48 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{y-y}^t = 7 \text{ HA17 ml} = 5.50 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

a-Condition de non fragilité (Art : B.7.4 / BAEL 91)

On a : $\omega_0 = 0.8 \times 10^3$ pour les aciers de nuance $f_e \text{ E400}$.

$$A_x \geq b \cdot h \cdot W_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_y \geq b \cdot h \cdot W_0$$

$$A_x = 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{3 - 0.94}{2} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$A \geq 1.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifié.

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A \geq 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifié.

Les conditions sont vérifiées dans les 2 sens.

b- Diamètre minimal des barres (art A-8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à la:

Direction la plus sollicitée : $\min(2h ; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $\min(3h ; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 15\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

c- Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42/BAEL91)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Pu \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

p_u charge de calcul à L'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 4,2\text{m}$$

$$P_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5}$$

$$P_u = 90 \text{ KN} < P_u=472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d- Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on à $u = v$

Donc :

Au milieu de « u » on a :

$$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57 \text{ Kn}$$

Au milieu de « v » on a :

$$V_u = P / 3u = P / (2v + u)$$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-4-6 Vérification à l'ELS

a- Evaluation des moments

a-1) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = G = 90 \text{ KN/ml} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS}$$

$$M_{x1} = 90x(0.089 + 0.2 \times 0.067) \Rightarrow M_{x1} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90x(0.067 + 0.2 \times 0.089) \Rightarrow M_{y1} = 7.63 \text{ KN.m}$$

a-2 Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G+Q = 4.85 + 1 \Rightarrow q_s = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_s \times q_s \times l^2 = 0.0419 \times 5.85 \times (1.7)^2 = 0.573 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.864 \times 0.573 = 0.495 \text{ KN.}$$

a-3 Superposition des moments

$$M_x = 9.21 + 0.573 = 9.78 \text{ KN m}$$

$$M_y = 7.63 + 0.495 = 8.125 \text{ KN m}$$

Remarque

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir de la continuité des voiles.

a-4 Correction des moments

➤ Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.78 = 8.313 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.125 = 6.91 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 9.78 = -2.934 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.125 = -2.52 \text{ KN.}$$

✓ Aux appuis

• Sens x-x

$$\mu_b = \frac{M_s^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.934 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 \Rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_s^{ax}} = \frac{3.48}{2.934} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0151 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Sens y-y

$$\mu_b = \frac{M_s^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_s^{ax}} = \frac{2.64}{2.52} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0126 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

• **Sens x-x**

$$\mu_b = \frac{M_S^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.313 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034 \Rightarrow \alpha = 0.0432$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{9.86}{8.313} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0432 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.343 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y**

$$\mu_b = \frac{M_S^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.0368$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{7.48}{6.91} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0368 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.291 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

c- Vérification au poinçonnement

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,90 + 0,90) = 3,6 \text{ m.}$$

$$q_u = 8.04 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

d- Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

Il faut vérifiée que :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K$$

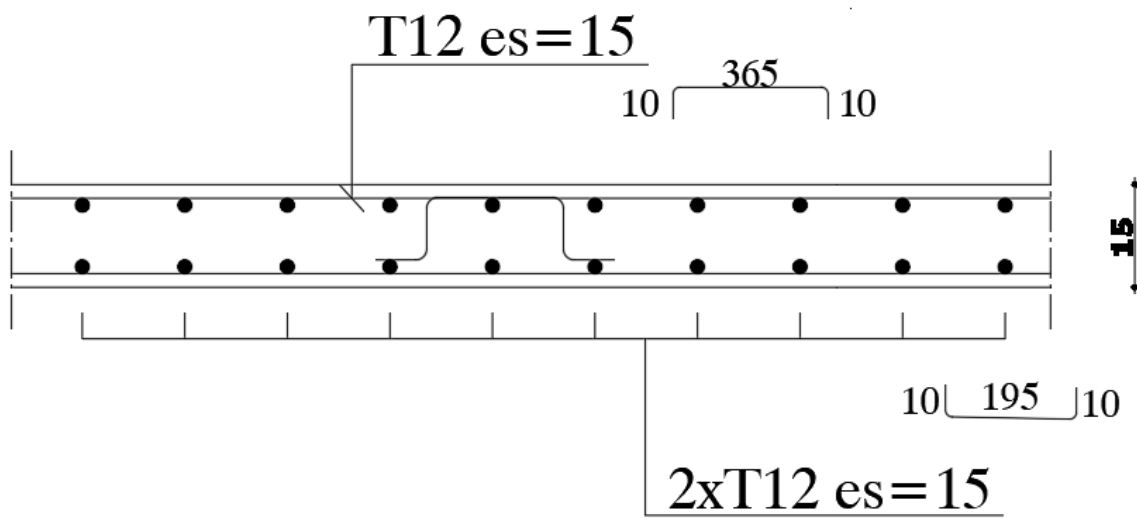


Figure III-6-4 Schéma du ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III-5 Etude de la charpente

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécanique. Elle présente deux versants inclinés. et repose de part et d'autre sur des poutres inclinées et des murs pignons. Dans cette étude. nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes. chevrons. et liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

III- 5-1 Détermination des charges**➤ Charges permanentes**

- Poids des tuiles et des liteaux.0.4 KN/m^2
- Poids des pannes et des chevrons.....0.2 KN/m^2

➤ Charges d'exploitation

- Poids de la neige $N = 0.174 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)

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

Dans $1m^2$. nous avons une panne et deux chevrons. dont les sections respectives sont (105 x 225) mm^2 et (55 x 75) mm^2 . Sachant que leurs poids propre est de 0.2 KN/m^2

✓ les efforts revenant aux pannes et aux cheverons

Il faut calculer l'angle d'inclinaison

$$\text{tg} \alpha = \frac{3.45}{4.27} = 0.80 \Rightarrow \alpha = 39^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.83, \frac{1}{\cos \alpha} = 1.20, \sin \alpha = 0.62$$

➤ Charges permanentes

- Tuile mécaniques et liteaux..... $G = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Chevrons..... $G = 0.1 \text{ KN/m}^2$
- Pannes..... $G = 0.1 \text{ KN/m}^2$

$$\overline{G = 0.6 \text{ KN/m}^2}$$

➤ Surcharges

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $N = 0.174 \text{ KN/m}^2$

✓ Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } Pu = 1,35G + 1,5Q + 1,3N$$

$$Pu = 1,35(0,6) + 1,5(1) + 1,3(0,174)$$

$$Pu = 2,53 \text{ KN} / m^2$$

ELS $P_s = G + Q + N$

$$P_s = 0,6 + 1 + 0,174$$

$$P_s = 1,77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **Calcul des pannes**

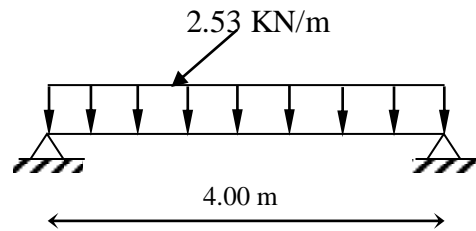
Les pannes sont calculées en flexion déviée.

$$L = 5.11 \text{ m}$$

$$ep = \frac{5.11}{4} = 1,275 \text{ m} ; \text{ En prend } ep = 1 \text{ m.}$$

Donc on aura 5 pannes avec $ep = 1 \text{ m}$. La portée des pannes : $L = 4.0 \text{ m}$

$$q_p = 2.53 \times 1 = 2.53 \text{ KN} / \text{ml}$$



La section

Suivant xx' : $q_{px} = q_p \times \sin \alpha$

$$q_{px} = 2.53 \times 0.62 = 1.56 \text{ KN} / \text{ml}$$

Suivant yy' : $q_{py} = q_p \times \cos \alpha$

$$q_{py} = 2.53 \times 0.83 = 2.09 \text{ N} / \text{ml}$$

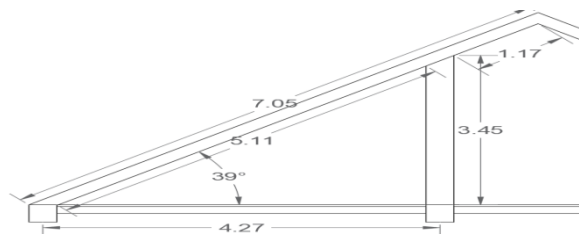
Le choix de section des pannes :

Pour le choix de la section on doit vérifier que $\frac{h}{b} < 5$

$$\frac{22,5}{10,5} = 2,14 < 5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes On doit vérifier que :

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



Calcul des modules de résistance

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5 \times 10,5^2}{6} = 413,438 \text{ cm}^3$$

❖ Moment de flexion

$$M_{fx} = q_{py} \frac{L^2}{8} = 2,09 \times \frac{4,0^2}{8} = 4,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{px} \frac{L^2}{8} = 1,56 \times \frac{4,0^2}{8} = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{4,18 \times 10^4}{885,938} + \frac{3,12 \times 10^4}{413,438} = 122,64 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_f = 122,64 \text{ daN/cm}^2$$

Le bois utilisé est de sapin catégorie I. avec $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$; $\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ Condition vérifiée.

○ Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures

(cheverons. liteaux) à pour valeur : $\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{400}{200} = 2,00 \text{ cm}$; L_p : portée de la panne

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : Module de déformation instantanée du bois.

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 122,64 \times (400)^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 1,38 \text{ cm} < \bar{f} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc on garde la section (10.5 x 22.5) cm².

➤ Calcul des chevrons

Le calcul des chevrons se fait en flexion simple sous la charge q_c

L'espacement des chevrons : $0,4 \leq e_c \leq 0,5$; en prend espacement $e_c = 50 \text{ cm}$

L_c : La portée des chevrons ; $L_c = 1 \text{ m}$

ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q + 1,3N$

$$P_u = 1,35(0,5) + 1,5(1) + 1,3(0,174)$$

$$P_u = 2,4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

ELS : $P_s = G + Q + N$

$$P_s = 0,5 + 1 + 0,174$$

$$P_s = 1,674 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_c = p_u \times e_c \times \cos \alpha = 2,4 \times 0,5 \times \cos 39 = 1,00 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le choix de la section des chevrons on doit vérifier :

○ Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{\frac{I}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calcul de module de résistance

❖ Moment de flexion

Les moments aux appuis sont donnés par l'équation générale des trois moments autour d'un appui intermédiaire n :

$$M_{n-1} \cdot l_n + 2M_n \cdot (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \cdot l_{n+1} = -6EI[\omega_n^d(P) + \omega_n^g(P')]$$

Avec :

M_n : Moment dans l'appui considéré.

l_n : Longueur de la travée .

$\omega_n^d(p)$: Rotation à droite de l'appuis considéré sous chargement extérieur (P)

$\omega_n^g(p')$: Rotation à gauche de l'appuis considéré sous chargement extérieur (P')

Après résolution du système d'équation. on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 4M_1 + M_2 = -0,5235 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -0,5235 \\ M_2 + 4M_3 = -0,5235 \end{cases}$$

Après la résolution de ce système d'équations. on obtient les résultats suivants :

$$M_1 = -0,112 \text{ KN.m}$$

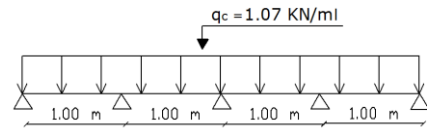


Schéma de chargement de chevron

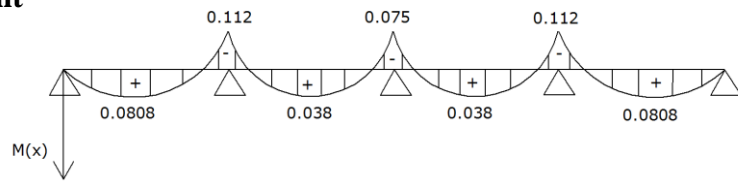
$$M_2 = -0.075 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0.112 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant

$$D'où: M_a = 0.112 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.0808 \text{ KN.m}$$



En travées :

$$\sigma_{ft} = \frac{0,0808 \times 10^4}{51,56} = 15,67 \text{ daN / cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2$$

Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{0,112 \times 10^4}{51,56} = 21,72 \text{ daN / cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2$$

o Vérification de la flèche

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures

(cheverons. liteaux) à pour valeur : $\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$; L_c : portée du chevron

On obtient donc :

$$f_t = \frac{5 \times 15,67 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,033 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_a = \frac{5 \times 21,72 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,046 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc. on maintient le choix de section de chevron qui est (5.5 x 7.5) cm^2

➤ Calcul des liteaux

Le calcul des liteaux se fait de la même manière que pour les pannes. sous la charge q_l

L'espacement des liteaux : $e_l = 30 \text{ cm}$

L_l : La portée des liteaux ; $L_l = 0.5 \text{ m}$

ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q + 1,3N$

$$P_u = 1,35(0,4) + 1,5(1) + 1,3(0,174)$$

$$P_u = 2,26 \text{ KN / m}^2$$

ELS : $P_s = G + Q + N$

$P_s = 0,4 + 1 + 0,174$

$P_s = 1,57 \text{ KN} / \text{m}^2$

$q_l = 2,26 \times 0,3 = 0,678 \text{ KN} / \text{ml}$

La section

Suivant xx' : $q_{lx} = q_l \times \sin \alpha$

$q_{lx} = 0,678 \times 0,67 = 0,454 \text{ KN} / \text{ml}$

Suivant yy' : $q_{ly} = q_{lx} \times \cos \alpha$

$q_{ly} = 0,678 \times 0,83 = 0,662 \text{ KN} / \text{ml}$

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{f_x}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{f_y}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$

Calcul des modules de résistance

$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$

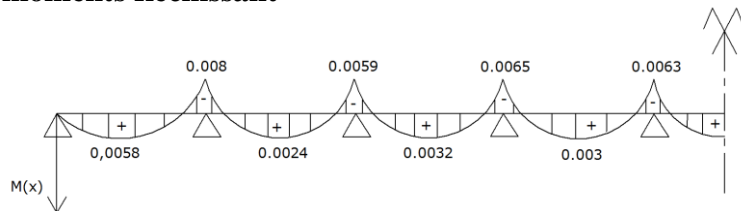
$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$

❖ Moment de flexion

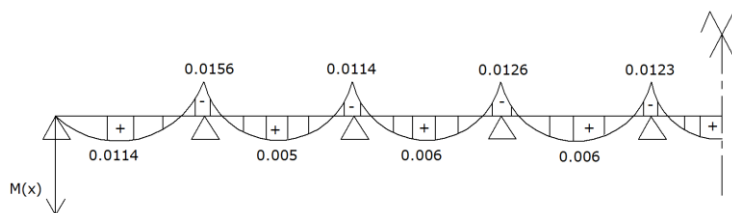
On procède de la même manière que pour des chevrons. et pour la résolution du système d'équation obtenu on fait appel à logiciel : MATLAB.

Diagramme des moments fléchissant

Suivant xx' :



Suivant yy' :



D'où:

Suivant xx' $M_a = 0.008 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.0058 \text{ KN.m}$$

Suivant yy' $M_a = 0.0156 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.0114 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$\sigma_f = \frac{0,0058 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,0114 \times 10^4}{4,5} = 38,22 \text{ daN / cm}^2$$

Aux appuis :

$$\sigma_f = \frac{0,008 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,0156 \times 10^4}{4,5} = 52,44 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \text{ Condition vérifiée.}$$

o Vérification de la flèche

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_t^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures

(cheverons. liteaux) à pour valeur : $\bar{f} = \frac{L_t}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$; L_t : portée du liteau

On obtient donc :

$$f_t = \frac{5 \times 38,22 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{3}{2}} = 0,05 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_a = \frac{5 \times 52,44 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{3}{2}} = 0,07 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc. on maintient le choix de section des liteaux qui est (3 x 3) cm²

IV INTRODUCTION

Apparus au cours de la seconde moitié du XXe siècle, les ordinateurs ont révolutionné les habitudes de travail. Certains métiers ont disparu et d'autres sont apparus. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui auparavant n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements.

- L'ingénieur en génie civil a aussi dû confronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul, comme le Robot, l'Etabs, etc.
- Le ROBOT est un logiciel de calcul qui permet l'analyse des structures en se basant sur la méthode des éléments finis. Il permet aussi de rendre la vie facile à l'ingénieur en particulier celui de génie civil

IV -1 Principe de la (MEF)

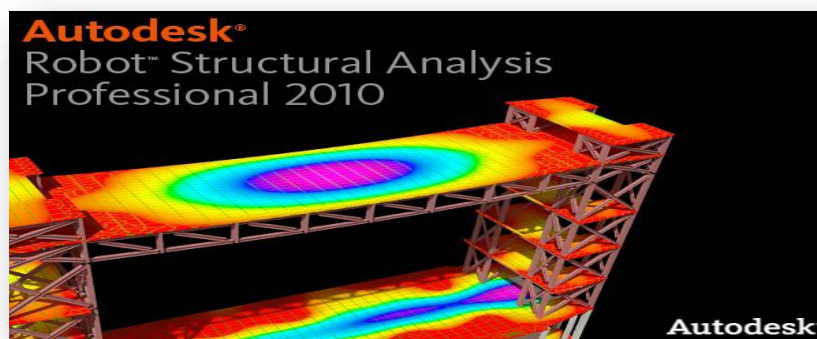
Le principe de la méthode des éléments finis est de découper le domaine d'intégration à deux ou trois dimensions en domaines élémentaires de taille finie. Sur chacun de ces sous domaines, appelés éléments finis, la fonction inconnue est approchée par une combinaison linéaire de polynômes à une ou plusieurs variables de faible degré. Les coefficients de chaque polynôme sont déterminés par la valeur de la fonction en des points particuliers que l'on appelle les nœuds de l'élément. Par exemple, en deux dimensions, on pourra choisir des triangles comme éléments finis, leurs sommets pour nœuds et les polynômes de degré inférieur ou égal à 1 comme base. Une fois effectué le découpage en éléments finis, les valeurs de la fonction en chaque nœud deviennent les inconnues à déterminer. La condition de minimisation de l'intégrale conduit alors à un système d'équations algébriques, en fait très souvent linéaire, par rapport à ces inconnues.

- Les étapes suivantes permettront de modéliser, et d'analyser notre structure qui est composée du RDC et 10 étages en trois dimensions à l'aide de logiciel Robot.

IV 1-1 Description du logiciel

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

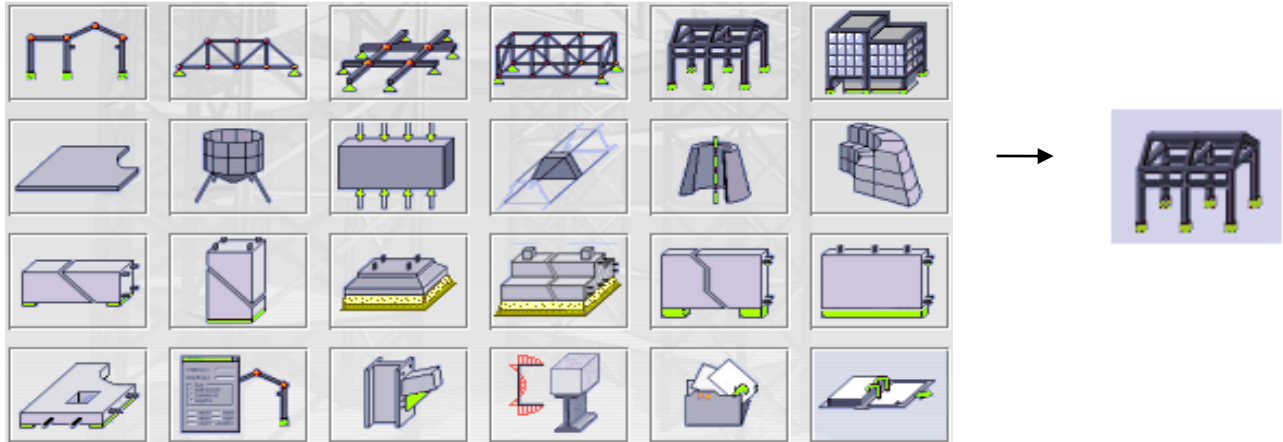
La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.



IV 1-2 Etapes de calcul à suivre dans Robot

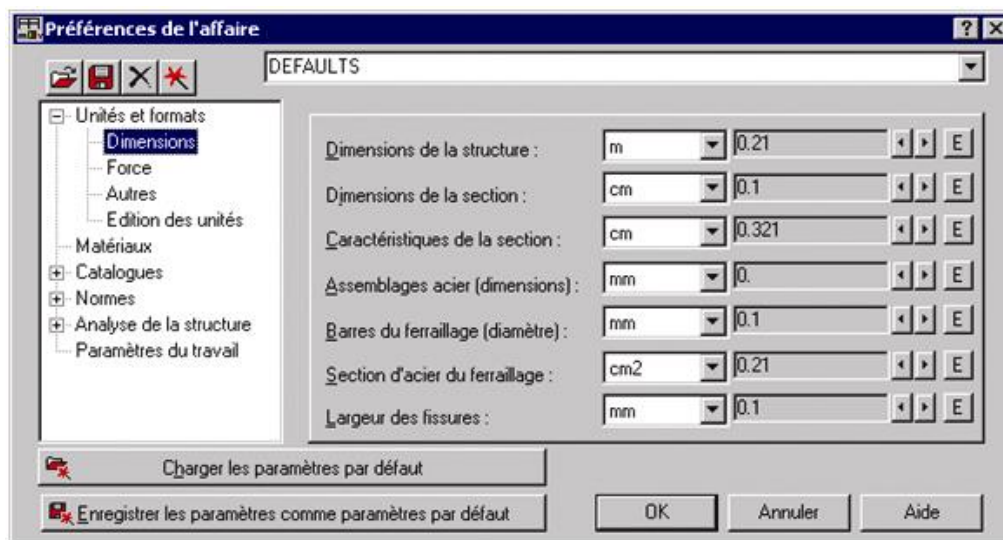
IV 1-2-1 Choix du type de structure

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial.



IV 1-2-2 Configuration des préférences de l'affaire

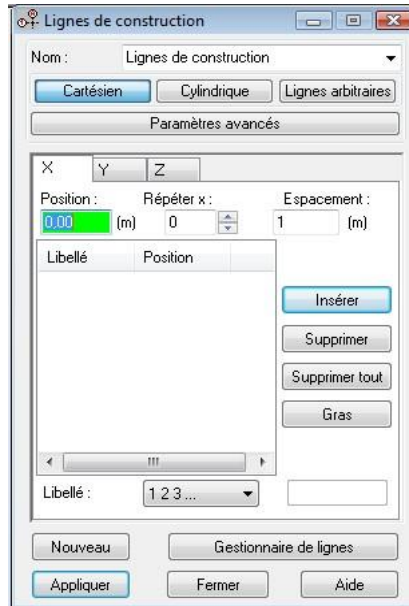
Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



IV -1-2-3 Lignes de construction


Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on clique sur l'icône :

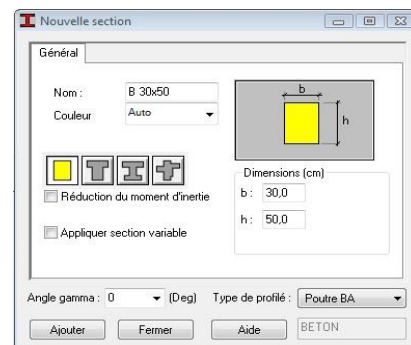
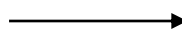
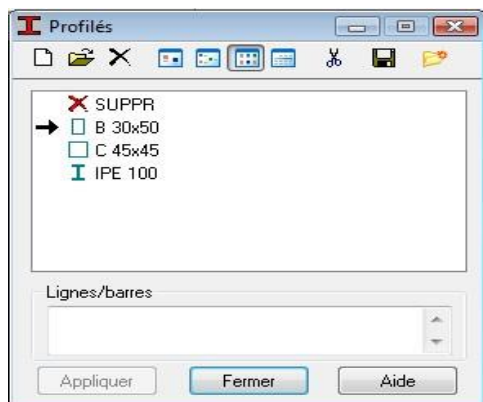
Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.




IV- 1-2-4 Profilés des barres

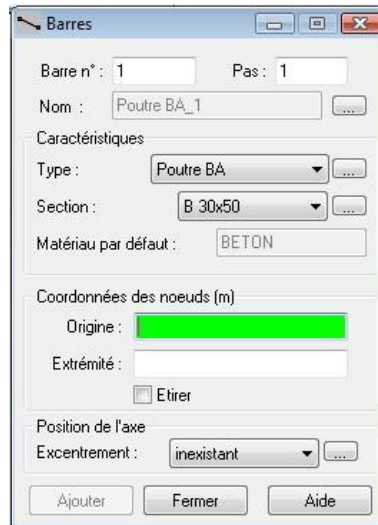
Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :

Puis on clique sur « Définir un  nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

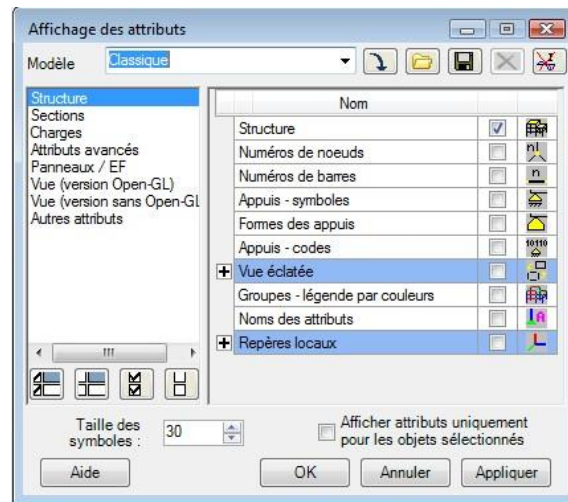


IV- 1-2-5 Création du modèle de la structure

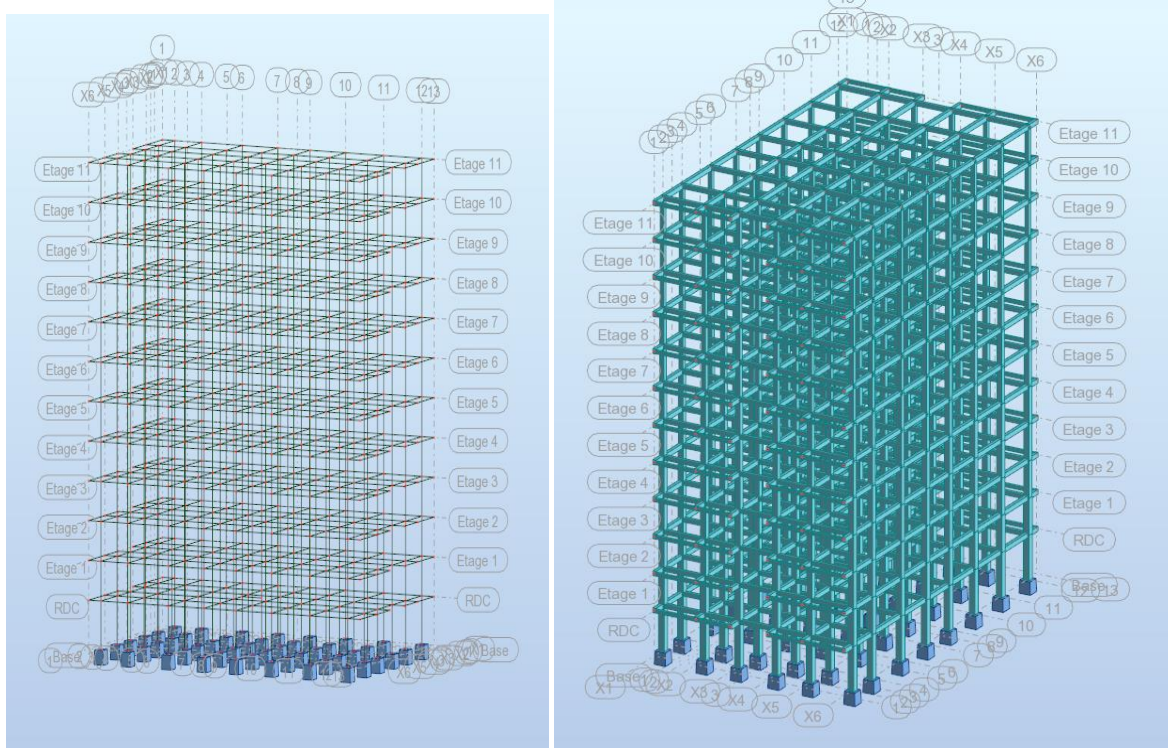
Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.



Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

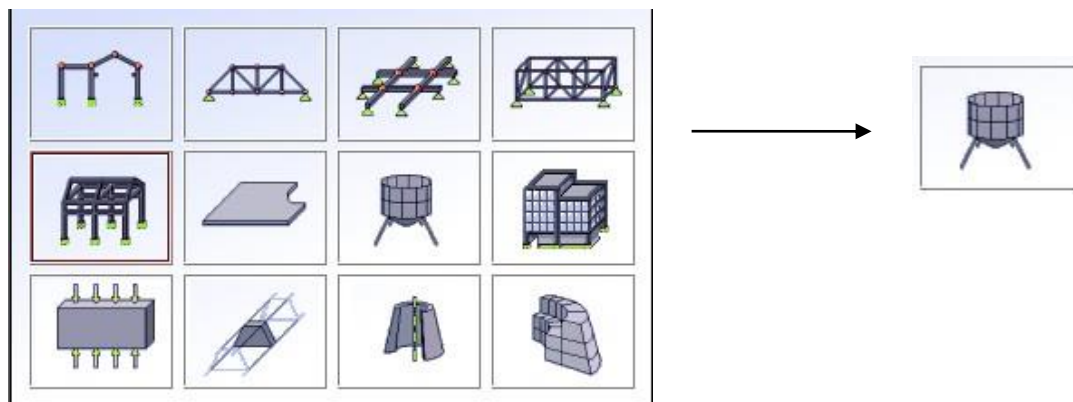


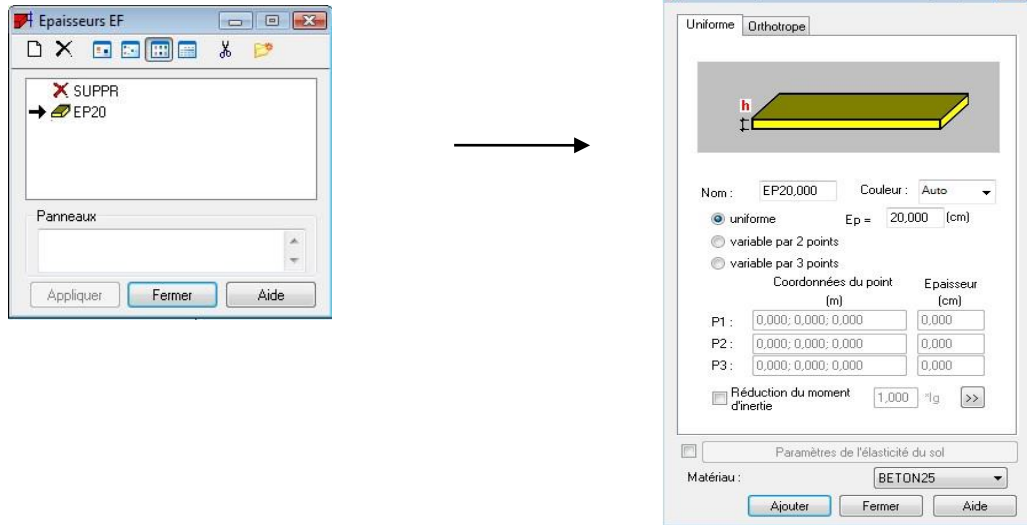
➤ Exemple :





IV 1-2-6 Définition des voiles de contreventement

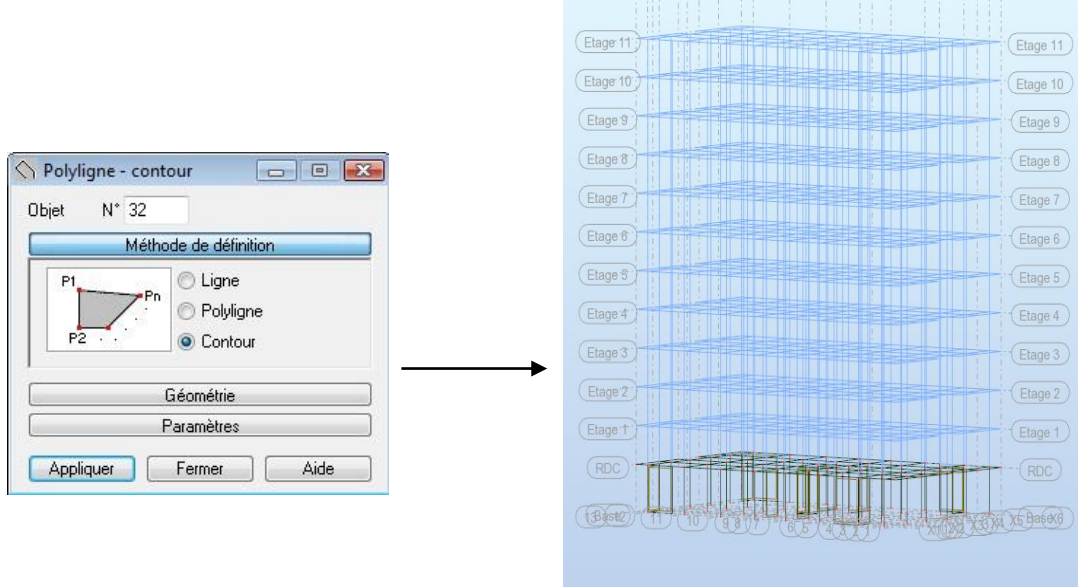
Dans le menu « **structure** », « **type de structure** », on choisit la case « **étude d'une coque** »




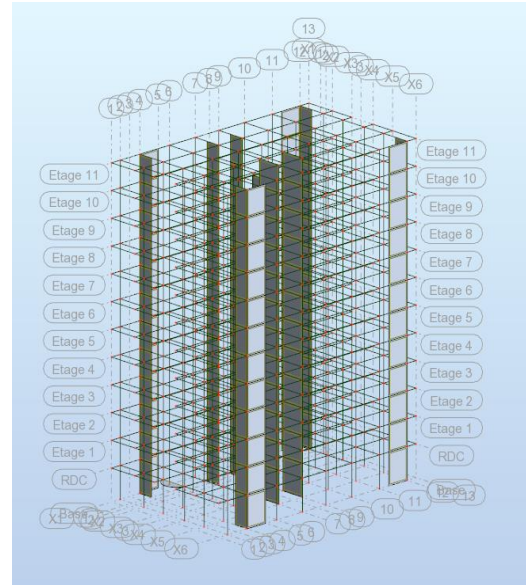
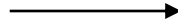



Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour »  et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.



Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.



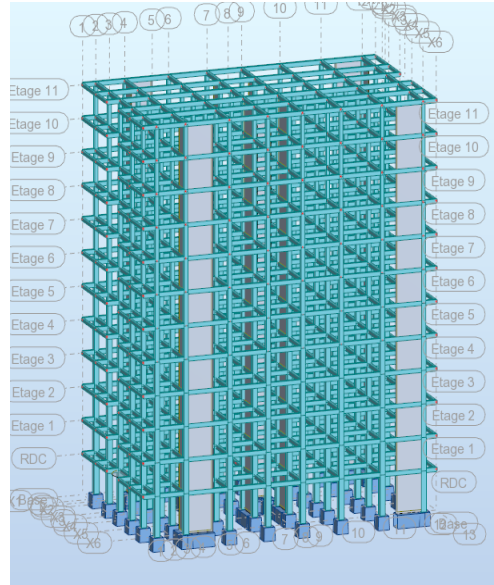
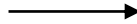
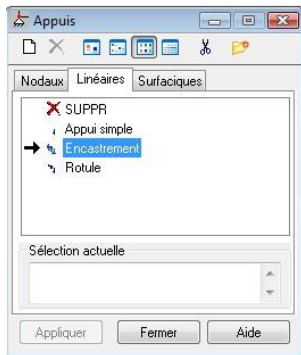
Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



IV- 1-2-7 Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.



IV- 1-2-8 Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ».



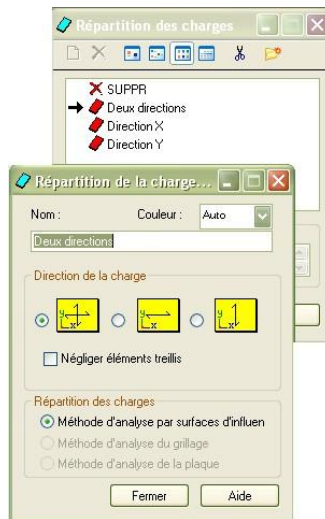
IV- 1-2-9 Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente), Q (exploitation).

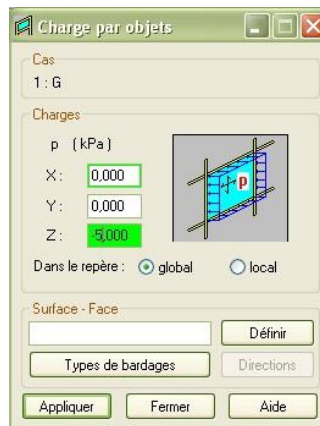


Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

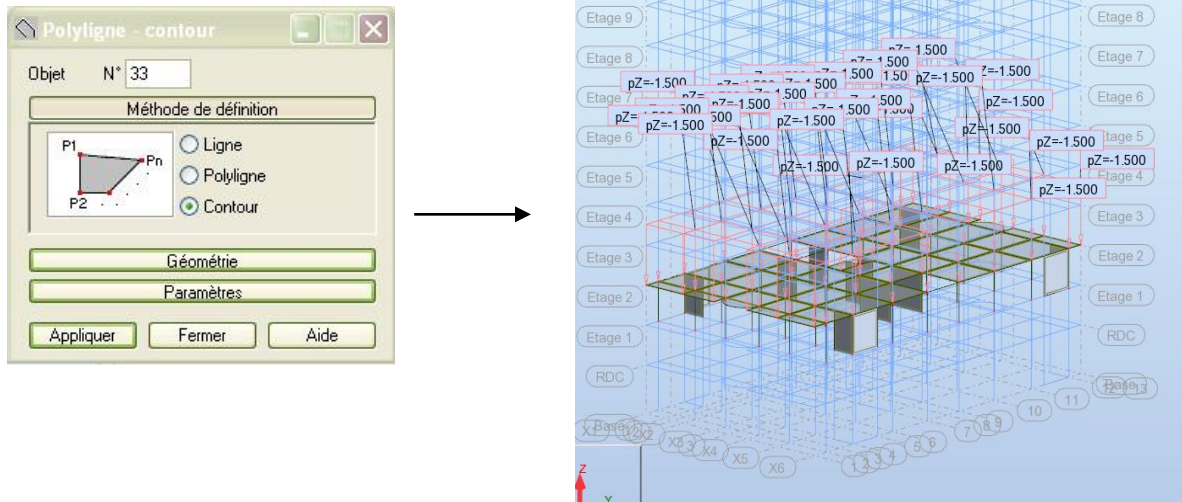
Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.



Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

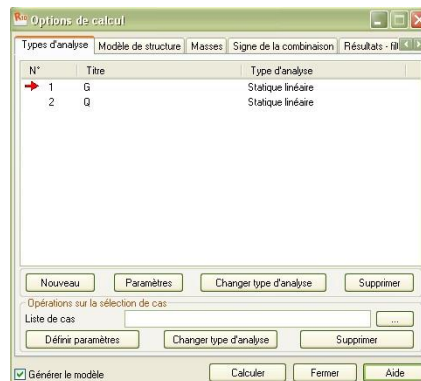


Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

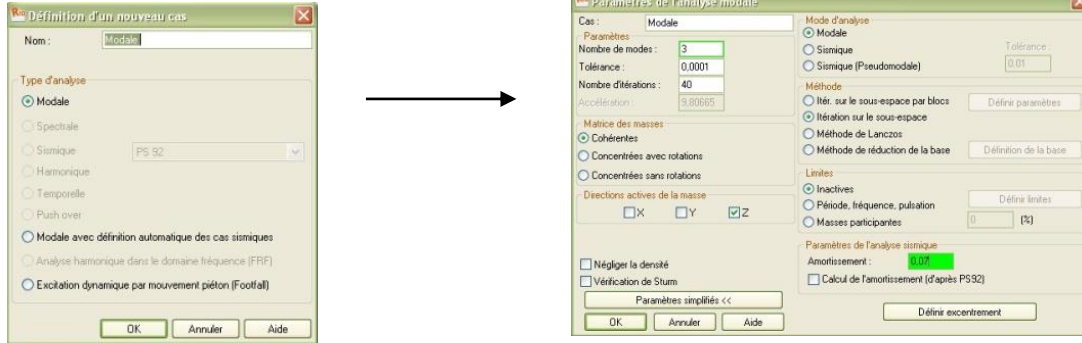


Définition des options de calculs :

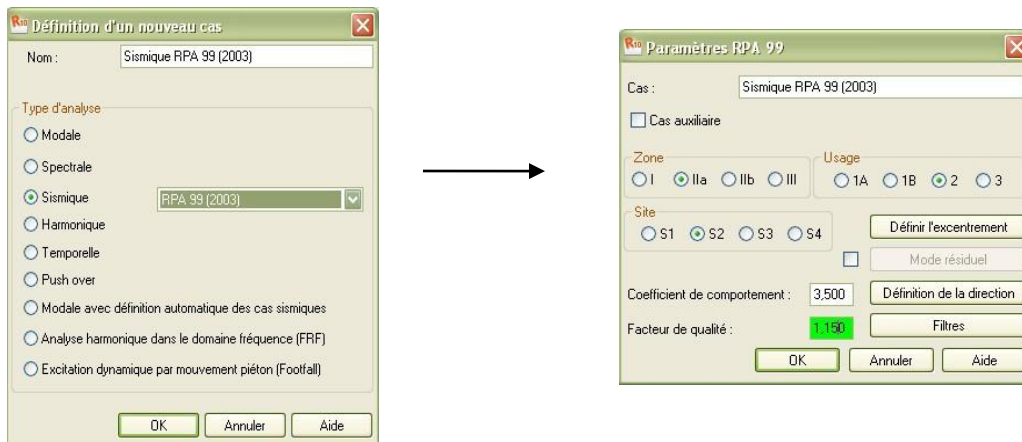
Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



On clique sur « Nouveau » et sélectionné 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.

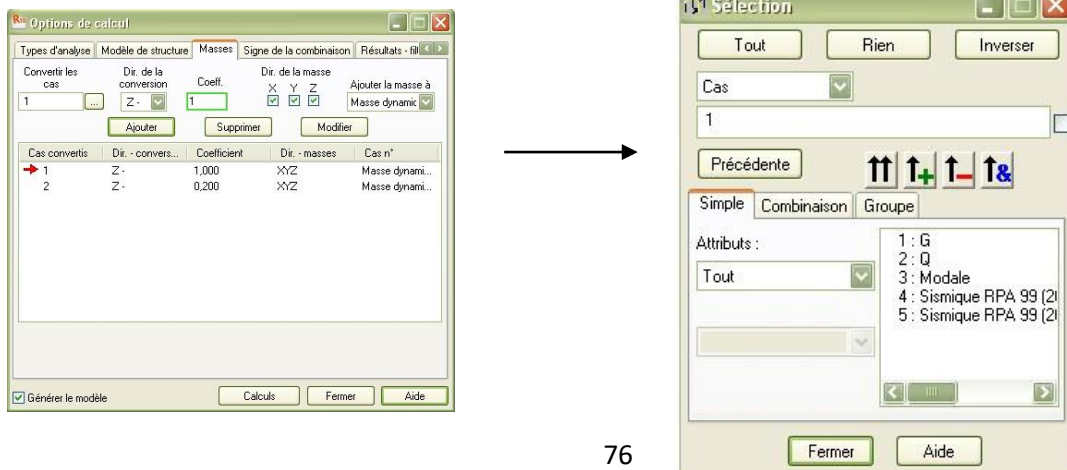


On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.
 On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».



Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

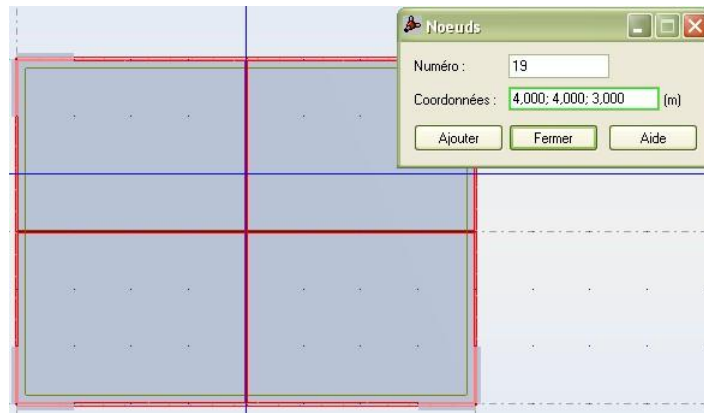


IV- 1-2-11 Le nœud maitre

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maitre et pour se faire :

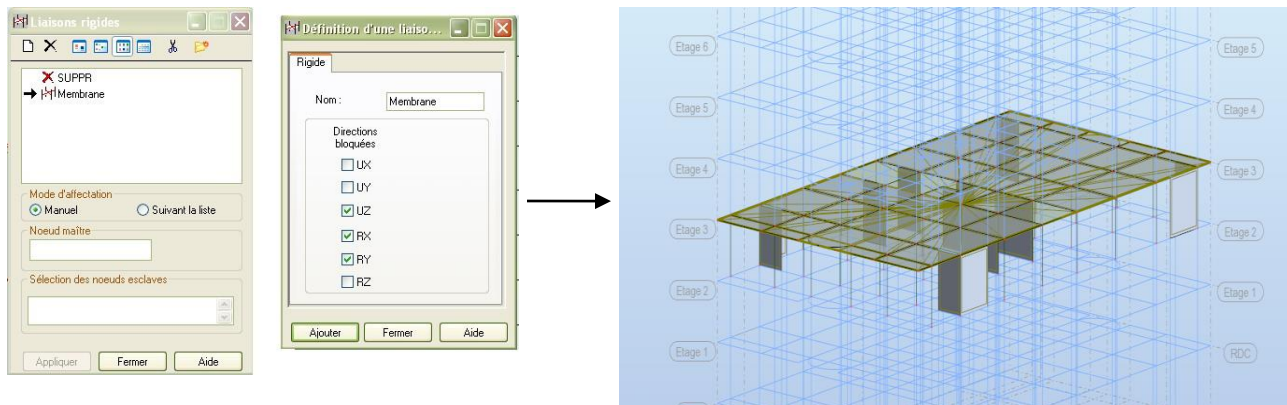
On définit d'abord ses coordonnées (X_m, Y_m) traduites par des lignes de constructions. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on crée deux lignes perpendiculaires.

Dans le menu « **structure** » on click sur « **nœud** »  et on click à l'intersection de ces lignes de constructions.



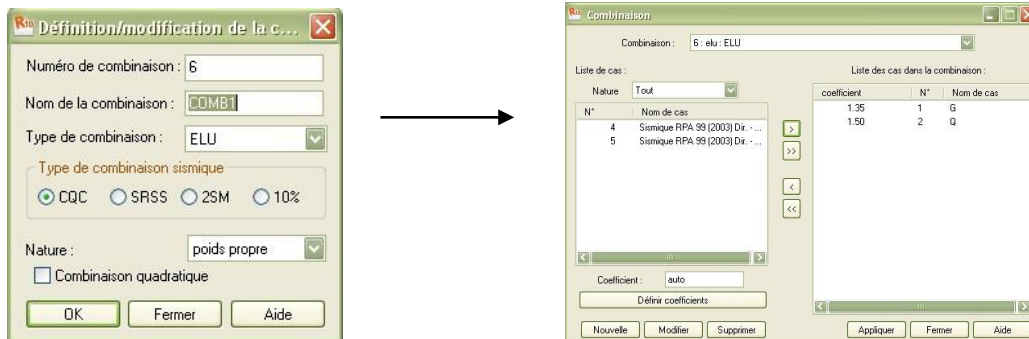
Dans le menu « **structure** », « **Caractéristiques additionnels** », « **Liaisons rigides** », on Click sur nouveau. On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case (nœud maitre) et on click sur le nœud créé précédemment, on click dans la case (sélection des nœuds esclaves), on les sélectionne manuellement.



IV- 1-2-12 Les combinaisons d'actions

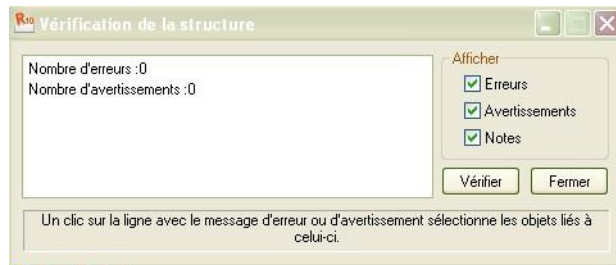
Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 



Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV- 2-1 Vérification 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 click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV- 2-2 Exploitation des résultats

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

✓ ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



IV- 2-3 Vérification des périodes

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre), on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	1,097	0,912	0,002	69,064	0,000	0,002	69,064	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 2	1,160	0,862	69,018	69,067	0,000	69,016	0,003	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 3	1,275	0,784	69,018	69,118	0,000	0,000	0,052	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 4	3,695	0,271	69,030	84,562	0,000	0,011	15,444	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 5	3,922	0,255	84,094	84,576	0,000	15,064	0,014	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 6	4,319	0,232	84,103	84,594	0,000	0,009	0,018	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 7	7,504	0,133	84,113	90,696	0,001	0,010	6,102	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 8	8,072	0,124	90,470	90,707	0,001	6,357	0,011	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 9	8,859	0,113	90,472	90,714	0,001	0,002	0,007	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 10	10,519	0,095	90,472	90,715	26,794	0,000	0,001	26,793	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 11	10,904	0,092	90,472	90,726	51,100	0,000	0,010	24,306	5489409,690	5489409,690	5489409,690
7/ 12	11,493	0,087	90,473	90,738	51,100	0,001	0,013	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	17,468	0,912	94,431	95,279	70,679	69,016	69,064	26,793	5489409,690	5489409,690	5489409,690
Cas	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
Mode	36	1	36	36	36	2	1	10	1	1	1
MIN	1,097	0,057	0,002	69,064	0,000	0,000	0,000	0,000	5489409,690	5489409,690	5489409,690
Cas	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
Mode	1	36	1	1	1	35	31	3	1	1	1

IV- 2-4 Vérification des déplacements des nœuds

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant et on aura les déplacements des nœuds de la structure

Déplacements - Cas: 1A6 8A18						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	7,058	7,644	0,640	0,311	0,219	0,016
Noeud	6936	10487	993	15956	7235	9736
Cas	16 (C) (CQC)	9	9	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
Mode		CQC	CQC			
MIN	-7,016	-7,668	-0,730	-0,331	-0,212	-0,015
Noeud	12001	10487	6239	18691	7236	9276
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

IV- 2-5 Vérification de la flèche

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

Flèches maximales - Cas: 1A6 8A18			
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,008	0,058	0,371
Barre	299	228	1169
Cas	8	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode	CQC		
MIN	-0,008	-0,058	-0,370
Barre	299	300	1169
Cas	13 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	8
Mode			CQC

IV- 2-6 Réactions d'appuis

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

Réactions Repère global - Cas: 1A6 8A18						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	198,320	160,411	2232,578	56,005	46,318	1,446
Noeud	249	97	329	565	327	97
Cas	16 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-190,090	-146,640	-662,199	-54,849	-46,747	-1,284
Noeud	329	565	329	97	329	565
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	10 (C)
Mode						

IV- 2-7 Les efforts internes dans les barres

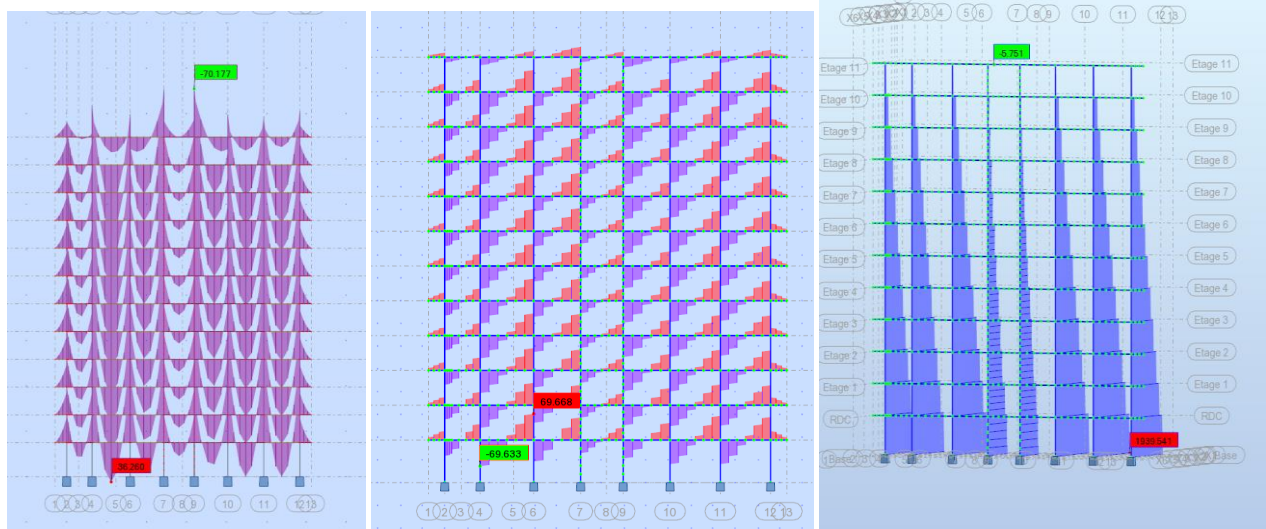
Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

Efforts - Cas: 1A6 8A18						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1939,988	93,840	1083,489	15,024	82,701	76,762
Barre	442	85	940	1348	896	464
Noeud	481	97	582	530	501	507
Cas	10 (C)	17 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	10 (C)	15 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-549,196	-86,039	-1004,071	-15,194	-89,217	-69,445
Barre	300	517	940	1313	1335	176
Noeud	329	565	581	525	372	195
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	10 (C)	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

IV- 2-8 Diagramme des efforts dans barres

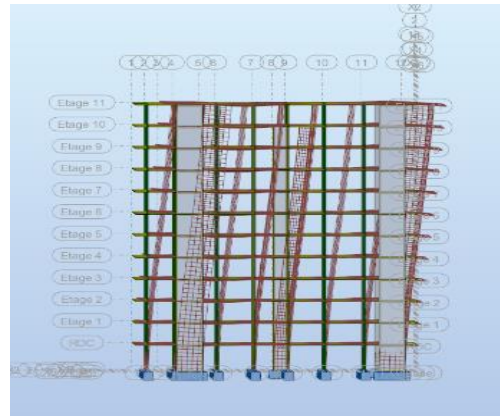
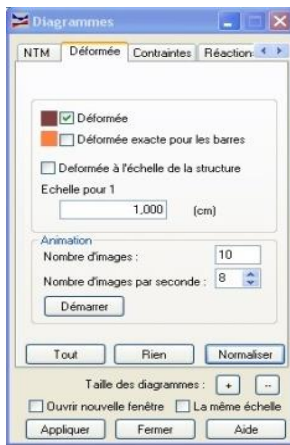
Dans le menu « **résultat** » on click sur « **diagramme** », on click sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.



les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « **déformée** », puis sur « **démarrer** ».



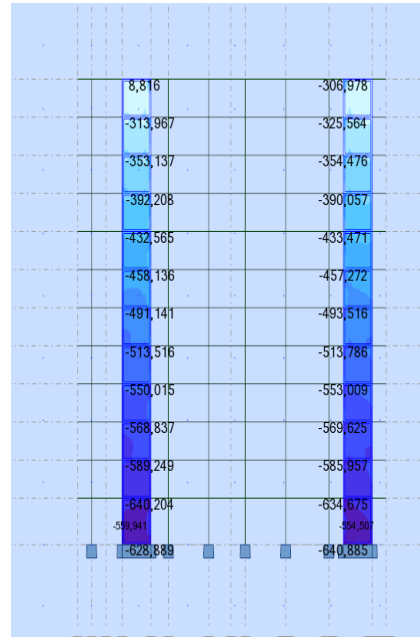
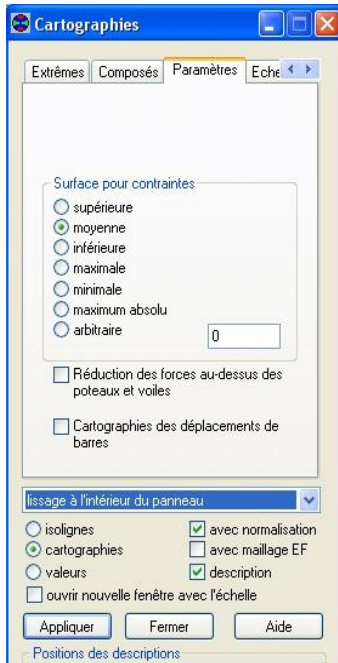
déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « **propriétés de l'objet** ». Voici un exemple d'une poutre sous le chargement à ELU.



IV- 2-9 les efforts dans les voiles

Dans le menu « **résultats** » on click sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.



On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** ».

IV- 2-10 note de calcul

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Propriétés du projet: **Structure R+11**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 9.109 \text{ (m)}$$

$$Y = 14.579 \text{ (m)}$$

$$Z = 18.846 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 816616375.221 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 591593377.413 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 501936654.971 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3952727.818 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 9.109 \text{ (m)}$$

$$Y = 14.587 \text{ (m)}$$

$$Z = 18.832 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 1922816360.189 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1374548310.141 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1188138704.697 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 9442137.508 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 9.109 \text{ (m)}$$

$$Y = 14.587 \text{ (m)}$$

$$Z = 18.832 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 1922816360.189 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1374548310.141 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1188138704.697 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 5489409.690 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds: 19575

Nombre de barres: 1801

Eléments finis linéiques: 8524

Eléments finis surfaciques: 19351

Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	114444
Cas:	18
Combinaisons:	9

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : PP
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : G etage
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Q ETAGE
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Q E S
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 5 : Q eslier
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 6 : Q balcon
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 7 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	36
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	90.000

Cas 8 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

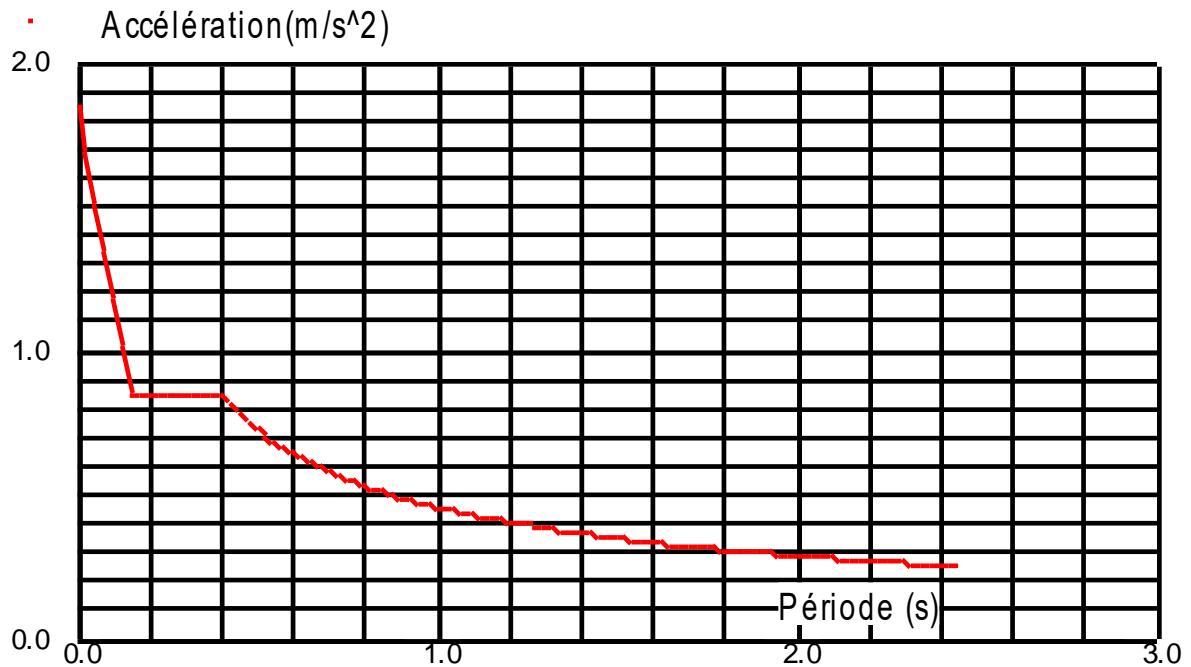
A = 0.150
T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 9 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000
Y = 1.000
Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.200
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 = 0.400

Cas 10 : ELU
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : ELS
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+Q+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+0.2Q
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Données:

Zone	:	IIb
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.000
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

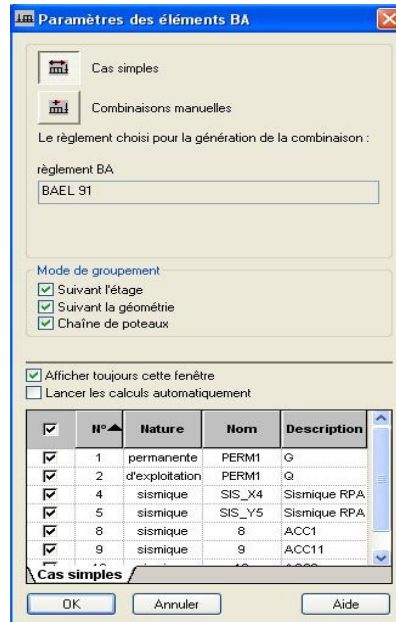
A = 0.200

T₁ = 0.150

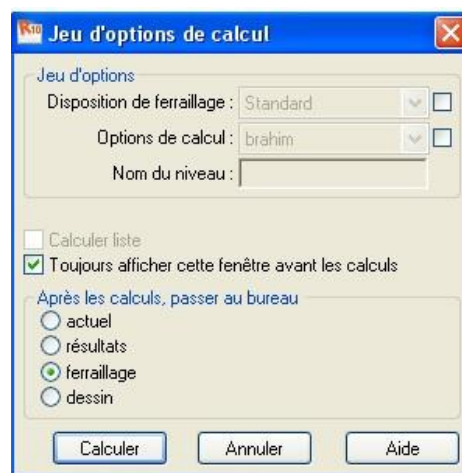
T₂ = 0.400

IV -3 Ferrailage

ROBOT nous donne le ferrailage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et on choisit « **dimensionnement poteaux en BA** » après avoir sélectionner un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.



Dans le menu « **analyse** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».



Conclusion Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

V - Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passages qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité; peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger la vie humaine et leur bien matérielle en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela ; le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de la protection acceptable.

V-1 Estimation du la période fondamentale

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1,097	0,911	0,008	69,048	0,000	0,008	69,048
7/ 2	1,159	0,863	68,994	69,058	0,000	68,986	0,010
7/ 3	1,275	0,784	68,995	69,107	0,000	0,001	0,049
7/ 4	3,688	0,271	68,995	84,502	0,000	0,000	15,395
7/ 5	3,910	0,256	83,910	84,503	0,001	14,915	0,001
7/ 6	4,296	0,233	83,986	84,504	0,001	0,076	0,001
7/ 7	7,450	0,134	84,036	90,594	0,003	0,050	6,090
7/ 8	7,956	0,126	90,089	90,647	0,007	6,053	0,053
7/ 9	8,695	0,115	90,350	90,656	0,011	0,261	0,009
7/ 10	10,519	0,095	90,350	90,657	26,799	0,000	0,001
7/ 11	10,898	0,092	90,351	90,679	51,121	0,001	0,022
7/ 12	11,479	0,087	90,356	93,620	51,151	0,005	2,942
7/ 13	11,493	0,087	90,357	93,665	51,151	0,001	0,045

➤ La période donnée par la formule

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

Avec :

C_T : coefficient au fonction du système de contreventement du type remplissage est donnée par le tableau (4-9) de RPA

H_n : hauteur de bâtiment mesurée à la base de la structure

On a : $C_t = 0.05$

$$H_n = 38.78 \text{ m}$$

Donc : $T = 0.05(38.78)^{3/4} = 0.77 \text{ s}$

La valeur de T ; calculée à partir de la formule empirique eue la majorant de plus de 30%

$$T_{\text{Empirique}} = 0.77 + 0.3 \times 0.77 = 1.001 \text{ s}$$

$$T_{\text{fondamental}} = 0.91 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = 1.001 \text{ s} \dots \text{condition vérifiée}$$

V-2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base V_D obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0.8 V_s$$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V_s = A \cdot D \cdot Q \cdot W / R$$

Avec :

- $A = 0.15$ coefficient de zone (groupe d'usage 2 et zone IIa)
- $R = 3.5$ (voiles porteurs).
- $W = 54863.48 \text{ KN}$ (poids total de la structure).
- **Calcul de D** : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

$$\text{Site 2} \rightarrow T_2 = 0.4 [\text{S}]$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

- ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \zeta = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$$D = 1.104$$

- **Calcul de Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - La régularité en plan et en élévation
 - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
 - La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

$$Q = 1.20$$

$$V_s = 3114.567 \text{ KN}$$

$$V_D / V_s = 2491.65 / 3114.567 = 0.80 \geq 0.8 \text{Condition vérifier}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est égale à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

❖ Modes de participation de masse

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme; doit être supérieur à 90 % dans les deux sens (xx et yy).

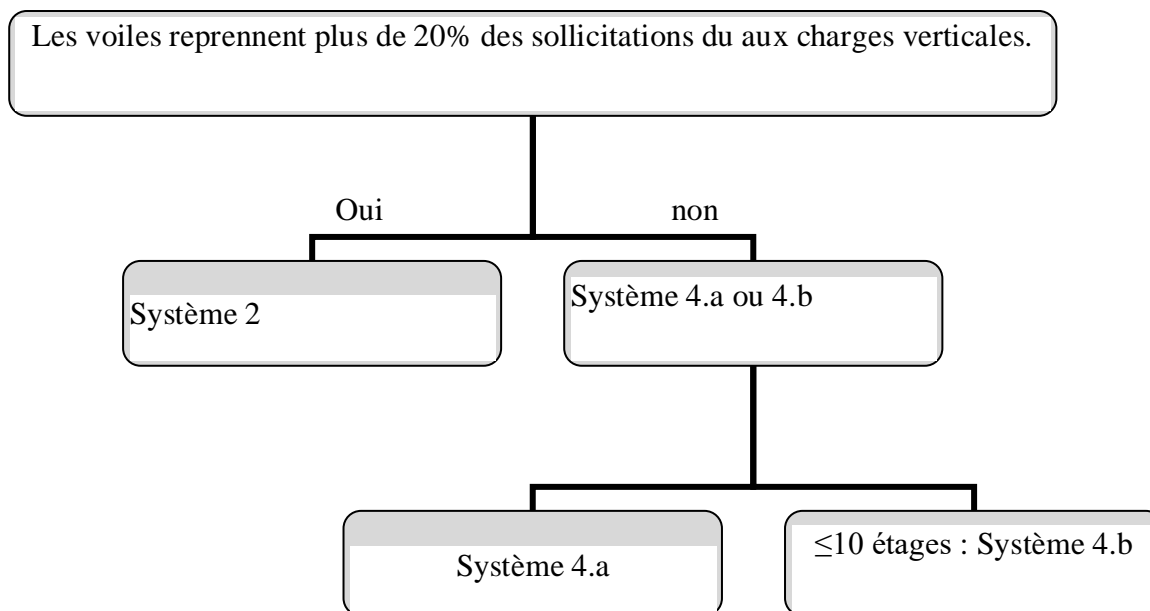
Au 8^{eme} mode : $U_x = 90.08 \% \geq 90 \%$
 $U_y = 90.64\% \geq 90 \%$

V-3 Système de contreventement

(Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

- 2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs on béton armé.
- 4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- 4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

**Conclusion**

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par des voiles en béton armé.

➤ Justification du système de contreventement

Cas/Etage	MZ [kNm]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
10 (C)/	0,0	-84696,630	-64317,341	-20379,289
10 (C)/	0,0	-74744,454	-56746,093	-17998,361
10 (C)/	0,0	-66877,978	-49895,801	-16982,177
10 (C)/	0,0	-59491,745	-44030,596	-15461,149
10 (C)/	0,0	-52105,512	-38381,393	-13724,119
10 (C)/	0,0	-44813,322	-32337,150	-12476,172
10 (C)/	0,0	-37658,130	-26912,445	-10745,685
10 (C)/	0,0	-30587,081	-21354,521	-9232,561
10 (C)/	0,0	-23638,609	-16326,015	-7312,594
10 (C)/	0,0	-16764,381	-11254,373	-5510,008
10 (C)/	0,0	-9998,309	-6563,368	-3434,941
10 (C)/	0,0	-3222,252	-2081,785	-1140,467

Charges verticales reprise par les portiques : 60710,145KN (78%)

Charges verticales reprise par les voiles : 17263,857KN (22%)

V-4 Vérification de l'excentricité

Dans le cas où les voiles sont disposés on vérifie :

$$|X_G - C_X| = |9.047 - 9.185| = 0.138\text{m} \leq 15\% L_X = 2.79\text{ m} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$|Y_G - C_Y| = |14.658 - 14.386| = 0.272\text{ m} \leq 15\% L_Y = 4.44\text{ m} \longrightarrow \text{C.V}$$

Avec : X : Centre de gravité suivant le sens X

Y : Centre de gravité suivant le sens Y

C : Centre de torsion suivant X

C : centre de torsion suivant Y

V-5 Vérification des déplacements relatifs

Art (4.4.3 RPA99/V 2003) : Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

R = 3.5 (coefficient de comportement)

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \delta_k \geq \Delta_k$$

D'après RPA 99 (article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser à 1 % de hauteur d'étage, et ce pour les deux sens :

Si $h_e = 3.06\text{m}$ \longrightarrow Le déplacement limite est égale à 3.06cm

Si $h_e = 3.74\text{m}$ \longrightarrow Le déplacement limite est égal à 3.74cm

Les déplacements sont donnés dans le tableau suivant et ce pour les deux sens

➤ Déplacement relatifs des portiques par les niveaux suivant les deux sens

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (cm)		V _k (KN)		h _k (m)	θ	
	Total	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		Sens X	Sens Y
RDC		-	-	2110	2060	3,74	-	-
1er	-53833	0,28	0,01	2054	1997	3,06	-0,024	-0,001
2ème	-47778	0,44	0,01	1961	1904	3,06	-0,035	-0,001
3ème	-42763	0,58	0,01	1859	1802	3,06	-0,043	-0,001
4ème	-38044	0,65	0,01	1737	1677	3,06	-0,047	-0,001
5ème	-33326	0,69	0,01	1596	1540	3,06	-0,047	-0,001
6ème	-28677	0,72	0,01	1444	1395	3,06	-0,046	-0,001
7ème	-24130	0,70	0,01	1278	1235	3,06	-0,043	-0,001
8ème	-19645	0,69	0,01	1086	1056	3,06	-0,041	-0,001
9ème	-15251	0,64	0,01	868	846	3,06	-0,037	-0,001
10ème	-10912	0,61	0,01	610	592	3,06	-0,035	-0,001
11ème	-6653	0,55	0,01	263	252	3,06	-0,045	-0,001

Conclusion : les exigences du RPA on été vérifiée; nous allons passer au ferrailage de la structure.

IV -1 ferraillage des poutres

Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$
 $G + Q$
- b- $G + Q \pm E$ RPA
 $0.8 G \pm E$ RPA

IV -2 Recommandation du RPA99 version 2003

2-a Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

- En zone courante : 4 %
- En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

- Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

- Poutre principale : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Les cadres de nœuds disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à résister à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

2-b Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre Φ_t des armatures longitudinales à adopter est le plus petit diamètre utilisé et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

IV- 3 Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

• **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$)**

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

• **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$)**

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

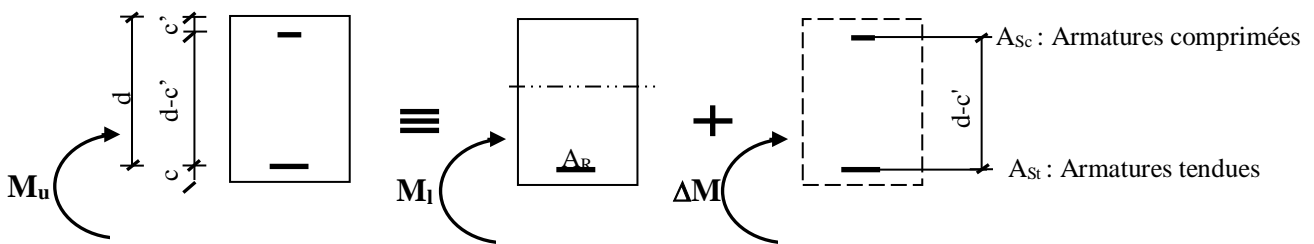


Figure IX-1 ferraillage la poutre doublement armée

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue,

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

✓ Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

Pourcentage minimal d'armatures	$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$
Espacement max	$S_T \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi'_L)$.

IV- 4 Vérifications à l'ELU

a- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \begin{array}{l} \text{-Pour les poutres principales : } A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2. \\ \text{-Pour les poutres secondaires : } A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2. \end{array}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b- Vérification de l'effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

c- Vérification de la contrainte tangente

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha=90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante

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

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$

Pour les poutres principales: $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{110.72 \times 1000}{300 \times 380} = 0.971 \text{ MPa}$

Pour les poutres secondaires: $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{140.78 \times 1000}{220 \times 300} = 2.13 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Donc les contraintes sont vérifiées

d- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

(Art .A.5.1, BAEL91)

Lorsque, au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une

section d'armature pour équilibrer un moment égal à : $(T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

Donc la section d'armatures inférieures : $A \geq (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$

Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 110.72 - \frac{41.40}{0.9 \times 0.38} = -10.27 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 140.78 - \frac{79.20}{0.9 \times 0.33} = -125.88 < 0$

Aucune vérification n'est nécessaire.

e- Vérification de la contrainte de l'adhérence acier - béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'enclassement des armatures

$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ Avec : $\psi = 1.5$ pour l'acier H.A

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u}$ Avec $\sum u$: le périmètre des aciers.

- Poutres principales : $\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{110.72 \times 1000}{0.9 \times 380 \times 207.24} = 1.56 \text{ MPa}$.
- Poutres secondaires : $\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{140.78 \times 1000}{0.9 \times 330 \times 207.24} = 2.28 \text{ MPa}$.

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

❖ Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$ Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Pour $\phi 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A.

Pour $\phi 16$: $l_a = 22.57 \text{ cm}$;

Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$;

Pour $\phi 12$: $l_a = 16.92 \text{ cm}$;

❖ Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales (BAEL 91/ A.7.2.12) est :

$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{ 30 ; 12.85 ; 12 \text{ mm} \}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier. $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Espacement minimal entre les cadres : (BAEL 91/A.5.1.22)

$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 34.2 ; 40 \text{ cm} \}$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$.

Condition de non fragilité

(Art A.5.3/BAEL 91)

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{30 \times 30} = 0.89 \text{ MPa} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

IV –5 Vérifications à l’ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d’ouverture des fissures (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

❖ Etat limite de résistance du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l’acier est
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

Avec

A: armatures adoptées à l’ELU.

Tableau VI- 1 Ferrailage des poutres principales à l’ELU (les armatures en travées)

Niveau	M_u ma [KN .m]	μ	Observation	β	Amin [cm ²]	As calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	
10	41.40	0.067	SSA	0.9655	6	3.91	3HA14+3HA14	9.24
9	39.10	0.066		0.966	6	3.87	3HA14+3HA14	9.24
8	39.29	0.066		0.966	6	3.87	3HA14+3HA14	9.24
7	38.15	0.065		0.9665	6	3.85	3HA14+3HA14	9.24
6	35.10	0.058		0.970	6	3.69	3HA14+3HA14	9.24
5	32.31	0.054		0.972	6	3.53	3HA14+3HA14	9.24
4	31.80	0.051		0.9735	6	3.38	3HA14+3HA14	9.24
3	31.51	0.049		0.9745	6	3.23	3HA14+3HA14	9.24
2	31.74	0.050		0.974	6	3.23	3HA14+3HA14	9.24
1	31.70	0.051		0.9735	6	3.37	3HA14+3HA14	9.24
RDC	37.70	0.06		0.969	6	3.84	3HA14+3HA14	9.24

Tableau VI -2 Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (les armatures en travées)

Niveau	M_u ma [KN .m]	μ	Observation	β	A_{min} [cm ²]	A_s calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	
10	45.83	0.098	SSA	0.948	5.25	4.21	3HA14+3HA12	8.01
9	61.85	0.134		0.928	5.25	5.73	3HA14+3HA12	8.01
8	61.98	0.134		0.928	5.25	5.82	3HA14+3HA12	8.01
7	65.09	0.140		0.924	5.25	6.0	3HA14+3HA12	8.01
6	56.98	0.124		0.934	5.25	5.31	3HA14+3HA12	8.01
5	51.50	0.111		0.941	5.25	4.76	3HA14+3HA12	8.01
4	48.16	0.104		0.945	5.25	4.43	3HA14+3HA12	8.01
3	36.87	0.08		0.958	5.25	3.35	3HA14+3HA12	8.01
2	24.99	0.05		0.974	5.25	2.23	3HA14+3HA12	8.01
1	16.2	0.03		0.985	5.25	1.43	3HA14+3HA12	8.01
RDC	35.02	0.07		0.964	5.25	3.21	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI- 3 Ferrailage des poutres principales à l'ELU (les armatures en appuis)

Niveau	M_u ma [KN .m]	μ	Observation	β	A_{min} [cm ²]	A_s calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	
10	79.20	0.174	SSA	0.904	6	7.57	3HA14+3HA14	9.24
9	80.36	0.175		0.903	6	7.68	3HA14+3HA14	9.24
8	79.17	0.174		0.904	6	7.57	3HA14+3HA14	9.24
7	76.86	0.171		0.9055	6	7.54	3HA14+3HA14	9.24
6	73.68	0.164		0.910	6	7.24	3HA14+3HA14	9.24
5	70.20	0.160		0.912	6	7.04	3HA14+3HA14	9.24
4	66.17	0.141		0.9235	6	6.58	3HA14+3HA14	9.24
3	62.08	0.135		0.9275	6	6.20	3HA14+3HA14	9.24
2	58.42	0.126		0.932	6	5.37	3HA14+3HA14	9.24
1	57.45	0.125		0.933	6	5.15	3HA14+3HA14	9.24
RDC	65.02	0.140		0.924	6	6.42	3HA14+3HA14	9.24

Tableau VI-4 Ferraillage des poutres secondaires (les armatures aux appuis)

Niveau	M_u ma [KN .m]	μ	Observa tion	β	A_{min} [cm ²]	A_s calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	
10	31.58	0.06	SSA	0.969	5.25	3.23	3HA14+3HA12	8.01
9	32.15	0.06		0.969	5.25	3.25	3HA14+3HA12	8.01
8	43.36	0.106		0.944	5.25	4.46	3HA14+3HA12	8.01
7	29.89	0.05		0.974	5.25	3.09	3HA14+3HA12	8.01
6	40.98	0.101		0.945	5.25	4.08	3HA14+3HA12	8.01
5	36.90	0.08		0.958	5.25	3.40	3HA14+3HA12	8.01
4	48.16	0.107		0.9435	5.25	4.64	3HA14+3HA12	8.01
3	24.99	0.03		0.985	5.25	2.89	3HA14+3HA12	8.01
2	24.98	0.03		0.985	5.25	2.89	3HA14+3HA12	8.01
1	20.05	0.02		0.990	5.25	2.73	3HA14+3HA12	8.01
RDC	42.29	0.104		0.945	5.25	4.31	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-5 Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales
Armatures en travées

NIV	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
10	39.93	9.24	0.517	0.892	0.032	139.35	4.86	15	vérifiée
9	28.27	9.24	0.517	0.892	0.032	121.81	4.85		vérifiée
8	28.74	9.24	0.517	0.892	0.032	121.96	4.86		vérifiée
7	27.54	9.24	0.517	0.892	0.032	120.61	4.62		vérifiée
6	25.40	9.24	0.517	0.892	0.032	118.93	4.44		vérifiée
5	23.24	9.24	0.517	0.892	0.032	117.93	4.43		vérifiée
4	22.80	9.24	0.517	0.892	0.032	115.58	4.08		vérifiée
3	22.73	9.24	0.517	0.892	0.032	115.48	4.08		vérifiée
2	22.90	9.24	0.517	0.892	0.032	115.6	4.19		vérifiée
1	22.89	9.24	0.517	0.892	0.032	115.53	4.18		vérifiée
RDC	26.89	9.24	0.517	0.892	0.032	142.46	4.52		vérifiée

Tableau VI -6 Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires : Armatures en travées

NIV	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
10	15.93	8.01	0.609	0.8845	0.035	112.97	4.06	15	vérifiée
9	13.27	8.01	0.609	0.8845	0.035	110.53	3.80		vérifiée
8	19.94	8.01	0,609	0,8845	0.035	114.38	4.43		vérifiée
7	25.33	8.01	0,609	0,8845	0.035	118.46	5.32		vérifiée
6	23.24	8.01	0,609	0,8845	0.035	116.82	5.01		vérifiée
5	19.84	8.01	0,609	0,8845	0.035	114.26	4.33		vérifiée
4	22.80	8.01	0,609	0,8845	0.035	115.46	4.64		vérifiée
3	12.80	8.01	0,609	0,8845	0.035	109.98	3.32		vérifiée
2	12.08	8.01	0,609	0,8845	0.035	109.00	3.32		vérifiée
1	8.23	8.01	0,609	0,8845	0.035	104.82	2.67		vérifiée
RDC	10.89	8.01	0.609	0.8845	0.035	106.97	3.01		vérifiée

Tableau VI-7 Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales Armatures aux appuis

NIV	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
10	66.68	9.24	0.809	0.8715	0.041	218.14	8.94	15	vérifiée
9	79.2	9.24	0.809	0.8715	0.041	259.10	10.62		vérifiée
8	74.59	9.24	0.809	0.8715	0.041	244.02	10.00		vérifiée
7	74.15	9.24	0.809	0.8715	0.041	242.58	9.94		vérifiée
6	69.51	9.24	0.809	0.8715	0.041	227.4	9.32		vérifiée
5	64.32	9.24	0.809	0.8715	0.041	210.42	8.62		vérifiée
4	60.95	9.24	0.809	0.8715	0.041	199.4	8.17		vérifiée
3	54.80	9.24	0.809	0.8715	0.041	179.27	7.35		vérifiée
2	47.76	9.24	0.809	0.8715	0.041	156.24	6.4		vérifiée
1	40.06	9.24	0.809	0.8715	0.041	131.05	5.37		vérifiée
RDC	46.44	9.24	0.809	0.8715	0.041	218.14	8.94		vérifiée

Tableau VI-8 Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires
Armatures aux appuis

NIV	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} ^{bar} [Mpa]	observation
10	86.45	8.01	0.951	0.8635	0.046	300.65	12.14	15	vérifiée
9	88.75	8.01	0.951	0,8635	0.046	309.57	13.46		vérifiée
8	87.27	8.01	0.951	0,8635	0.046	308.19	12.96		vérifiée
7	79.48	8.01	0.951	0,8635	0.046	306.89	12.59		vérifiée
6	78.46	8.01	0.951	0,8635	0.046	296.39	11.33		vérifiée
5	69.06	8.01	0.951	0,8635	0.046	245.05	10.08		vérifiée
4	58.83	8.01	0.951	0,8635	0.046	209.96	8.98		vérifiée
3	49.25	8.01	0.951	0,8635	0.046	179.91	7.19		vérifiée
2	35.29	8.01	0.951	0,8635	0.046	127.47	5.09		vérifiée
1	23.34	8.01	0.951	0,8635	0.046	78.46	3.13		vérifiée
RDC	39.45	8.01	0.951	0.8635	0.046	130.65	5.57		vérifiée

➤ **Etat limite de déformation:**

Nous considérons qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche d'une poutre si les différentes inégalités suivantes sont vérifiées:

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

Avec : M₀ : moment de travée de référence.

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

M_t : moment en travée.

$$\frac{A}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

A : section d'aciers tendue en travée

L : portée libre de la poutre.

➤ **Exemple de calcule** poutre principale

$$\frac{h}{L} = \frac{0.4}{4.80} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{ts} = 39.93 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{(G+Q).l^2}{8} = \frac{(15.35+3.5)4.8^2}{8} = 52.287 \text{ KN.m} \Rightarrow \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{39.93}{10 \cdot 52.287} = 0,082$$

$$\frac{h}{L} = 0,091 > 0,082 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.010 > \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans notre cas toutes les conditions sont vérifiées.

➤ Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on calcule la flèche :

$$F_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{1}{500} \quad \text{pour } L \leq 5m$$

Avec :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{(1 + 0,4 \mu \lambda_i)}$$

$$\mu = \frac{1 - 1,75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_s + f_{t28})}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 b_0 / b)}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} \quad \text{Où } A : \text{ section d'armatures tendues}$$

Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à:
 - $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
 - La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII -1 Introduction

Les poteaux sont calculés à L'ELU selon les deux directions principales puis vérifiés à L'E.L.S en flexion composée.

- a- $1.35G + 1.5Q$ ELU
 $G + Q$ ELS
- b- $0.8 G \pm E$ RPA
 $G+Q 1\pm.2 E$ RPA

Le calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

Nmax et Mcorr

Nmin et Mcorr

Mmax et Ncorr

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, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).

VII -2 Recommandation et exigences du RPA99révisé2003

a-Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 8%xbxh (en zone II)

Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{cm}^2$

Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20.0 \text{cm}^2$

Poteau (55x55) : $A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.20 \text{cm}^2$

❖ le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6%xbxh (en zone II)

Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 7.35 \text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.006 \times 40 \times 40 = 9.6 \text{cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.006 \times 45 \times 45 = 12.15 \text{cm}^2$

Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.006 \times 50 \times 50 = 15.0 \text{cm}^2$

Poteau (55x55) : $A_{\min} = 0.006 \times 55 \times 55 = 18.15 \text{cm}^2$

❖ Le pourcentage maximal en zone de courante sera 3%xbxh (en zone II)

Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.003 \times 35 \times 35 = 3.675 \text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.003 \times 40 \times 40 = 4.8 \text{cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.003 \times 45 \times 45 = 6.075 \text{cm}^2$

Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.003 \times 50 \times 50 = 7.5 \text{cm}^2$

Poteau (55x55) : $A_{\min} = 0.003 \times 55 \times 55 = 9.075 \text{cm}^2$

- le diamètre minimum est de 12mm.
- la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- la distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

b- Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4,66\text{mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Avec Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

▪ L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

✓ **D'après le RPA 99révisée 2003**

En zone nodale. $S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante. $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant. il est pris égal à :

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

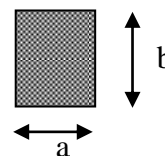
• **Calcul d'élancement (élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec : λ_g élancement géométrique.

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.



- **Quantité d'armatures transversales minimale** (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VII-3 Exposé de la méthode de calcul

Pour la Détermination des armatures longitudinales deux cas peuvent représenter :

a- Calcul des armatures à l'ELU

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

➤ **Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$**

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Avec

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

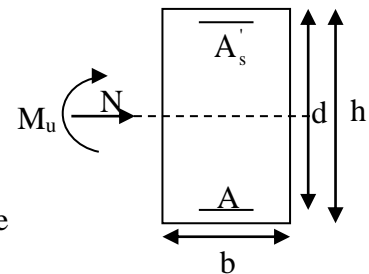
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

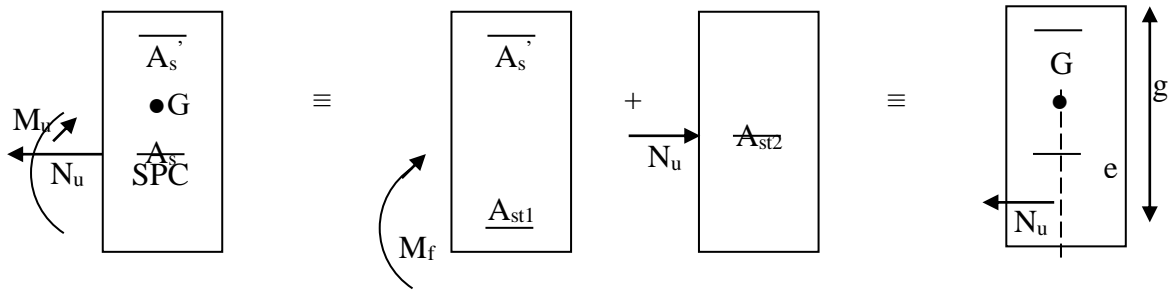
$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.





En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} .$$

1^{er} cas

$\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

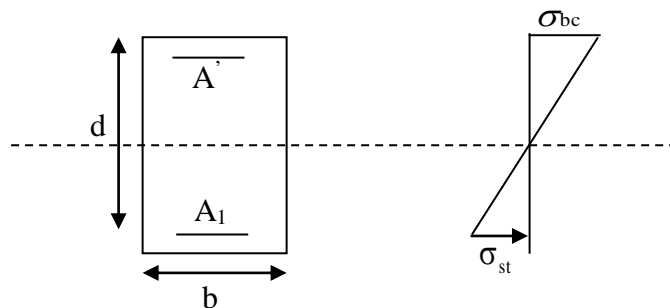
$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s} \quad \text{Si l'effort est négatif.}$$

2^{ème} cas

$\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

❖ **On calcul:**

$$M_1 = \mu_\ell bd^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_1$$



Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

❖ **Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si :

$$\bullet e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$\bullet N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas

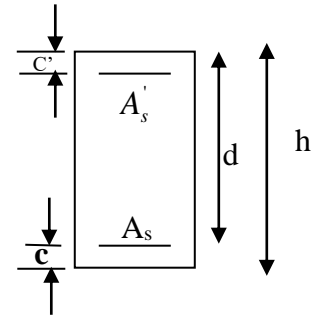
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$



2^{ème} cas

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u(d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

VII -4 tableaux récapitulatifs de ferrailage des poteaux par niveaux
a-Sens longitudinale

Niveau	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	obs.	A _{st} (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix Des barres
RDC et 1 ^{ere} Etage	N _{max} = 554.82	M _{cor} =0.475	55x55	SEC	7.62	8.07	24.2	20.61	4HA20+4HA16
	N _{min} = -1310.201	M _{cor} =-1.207		SEC	00	00			
	N _{cor} =-131.73	M _{max} =27.066		SEC	00	1.65			
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	N _{max} = 224.63	M _{cor} =1.209	50x50	SEC	2.87	2.95	20.0	16.08	4HA16+4HA16
	N _{min} =-1053.26	M _{cor} =3.977		SEC	00	00			
	N _{cor} =-602.97	M _{max} =37.733		SEC	00	4.59			
5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	N _{max} =105.93	M _{cor} =1.201	45x45	SEC	0.10	0.42	16.2	14.20	4HA16+4HA14
	N _{min} =-698.56	M _{cor} =7.22		SEC	00	00			
	N _{cor} =-240.77	M _{max} =40.816		SEC	00	3.27			
7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	N _{max} = 45.6	M _{cor} =-4.586	40x40	SPC	0.31	0.6	12.8	12.06	4HA16+2HA16
	N _{min} = -470.738	M _{cor} =8.299		SEC	00	00			
	N _{max} = 554.82	N _{max} = 554.82		SEC	00	3.6			
9 ^{eme} , 10 ^{eme} et 11 ^{eme} Etage	N _{max} = 31.6	M _{cor} =4.586	35X35	SEC	0.96	00	9.8	8.42	4HA14+2HA12
	N _{min} = 252.14	M _{cor} =8.299		SEC	00	00			
	N _{cor} = -55.27	M _{cor} =33.938		SPC	00	2.94			

b- Sens transversal

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	obs.	A _{st} (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix Des barres
RDC et 1 ^{ere} Etage	N _{max} = 554.82	M _{cor} = 2.475	55x55	SEC	00	00	24.2	20.61	4HA20+4HA16
	N _{min} = -1310.201	M _{cor} = -1.657		SEC	00	00			
	N _{cor} = -128.89	M _{max} = 47.586		SEC	00	3.05			
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	N _{max} = 224.63	M _{cor} = 1.244	50x50	SEC	00	00	20.0	16.08	4HA16+4HA16
	N _{min} = -1053.26	M _{cor} = 3.927		SEC	00	00			
	N _{cor} = -185.87	M _{max} = 37.733		SEC	00	00			
5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	N _{max} = 105.93	M _{cor} = 1.186	45x45	SEC	00	0.39	16.2	16.08	4HA16+4HA16
	N _{min} = -698.56	M _{cor} = 1.096		SEC	00	00			
	N _{cor} = -156.67	M _{max} = 67.16		SPC	00	00			
7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	N _{max} = 45.6	M _{cor} = -1.466	40x40	SEC	0.96	00	12.8	12.06	4HA16+2HA16
	N _{min} = -470.738	M _{cor} = 1.699		SEC	00	00			
	N _{max} = 65.35	N _{max} = 41.72		SPC	00	2.69			
9 ^{eme} , 10 ^{eme} et 11 ^{eme} Etage	N _{max} = 31.6	M _{cor} = 0.986	35X35	SEC	0.99	00	9.8	8.42	4HA14+2HA12
	N _{min} = 252.14	M _{cor} = 8.299		SEC	00	00			
	N _{cor} = -54.37	M _{cor} = 35.38		SPC	00	2.59			

VII-5 Vérifications à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

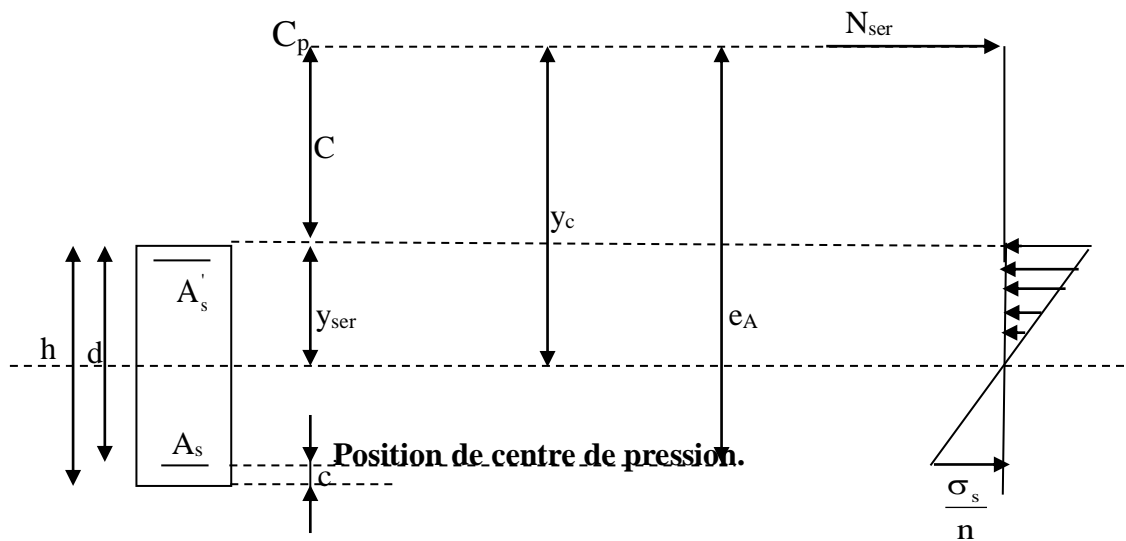
- Etat limite d'ouverture des fissures :
Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.
- Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton) :

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

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.
- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

VII-5-1 Section partiellement comprimée



y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A : a le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

$$\text{On pose } y_{ser} = y_c + C_p, \quad 0 \leq y_{ser} \leq d$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

✓ On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1- $y_c = a \cos\varphi\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2- $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.

3- $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

• **Calcul des contraintes**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

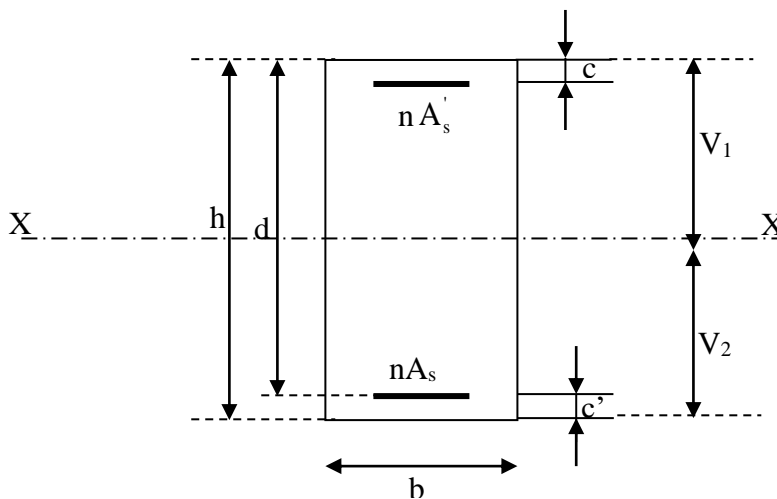
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL 83, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

• **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

VII-5-2 Section entièrement comprimée

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

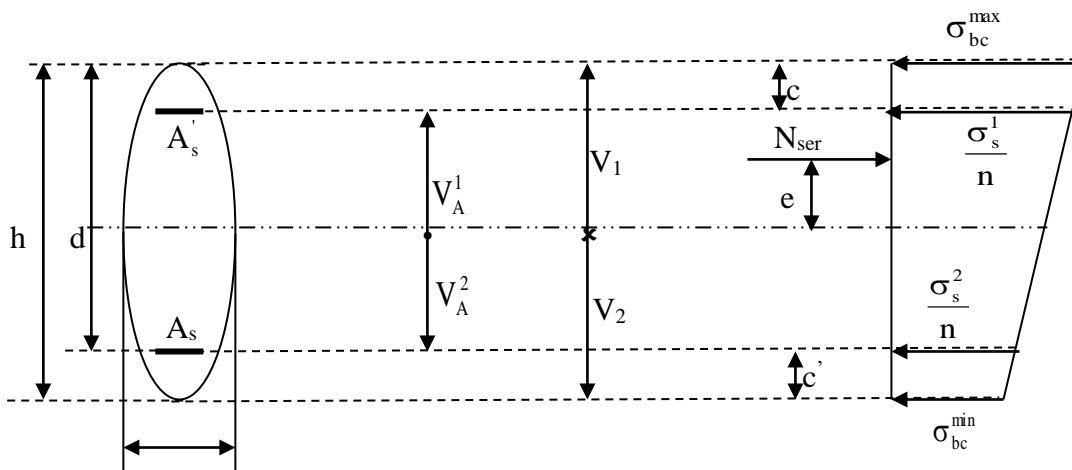
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- Poteaux sens longitudinal M_2 en (KN.m) et p en (KN)

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	e_s (m)	h/6	Obs	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs.
RDC et 1 ^{ere} Etage	$N_{max} = -349.72$	$M_{cor} = -0.301$	55x55	0.0006	0.62	SEC	1.8	1.8	15	vérifier
	$N_{min} = -1489.17$	$M_{cor} = -1.213$		0.0007	0.51	SEC	7.7	7.6		
	$N_{cor} = -699.87$	$M_{max} = -16.33$		0.02	0.51	SEC	4.6	2.8		
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	$N_{max} = -190.36$	$M_{cor} = -0.123$	50x50	0.0006	0.51	SEC	1.3	1.3	15	vérifier
	$N_{min} = -1234.77$	$M_{cor} = 2.90$		0.0023	0.51	SEC	7.8	7.5		
	$N_{cor} = -440.06$	$M_{max} = 29.55$		0.063	0.51	SPC	5.4	0.3		
5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	$N_{max} = -70.59$	$M_{cor} = 0.132$	45x45	0.0003	0.51	SEC	0.7	0.7	15	vérifier
	$N_{min} = -731.56$	$M_{cor} = 6.19$		0.007	0.51	SEC	6.8	5.4		
	$N_{cor} = -179.34$	$M_{max} = 2.679$		0.16	0.51	SPC	1.8	1.2		
7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	$N_{max} = -11.91$	$M_{cor} = 0.112$	40x40	0.006	0.51	SEC	0.4	0.2	15	vérifier
	$N_{min} = -271.01$	$M_{cor} = 5.935$		0.022	0.51	SEC	4.5	1.7		
	$N_{cor} = -410.19$	$M_{max} = 24.718$		0.60	0.51	SPC	8.5	0.4		
9 ^{eme} , 10 ^{eme} et 11 ^{eme} Etage	$N_{max} = -10.81$	$M_{cor} = 0.072$	35x35	0.006	0.51	SEC	0.3	0.2	15	vérifier
	$N_{min} = -254.91$	$M_{cor} = 5.935$		0.022	0.51	SEC	4.3	1.3		
	$N_{cor} = -404.21$	$M_{max} = 24.718$		0.60	0.51	SPC	5.3	0.2		

b - Poteaux sens transversal M_3 en (KN.m) et p en (KN)

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	e_s (m)	h/6	Obs	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs.
RDC et 1 ^{ere} Etage	$N_{max} = -349.72$	$M_{cor} = -16.798$	55x55	0.0006	0.62	SEC	2.6	0.8	15	vérifier
	$N_{min} = -1489.17$	$M_{cor} = -3.08$		0.0007	0.51	SEC	7.5	7.4		
	$N_{cor} = -420.89$	$M_{max} = -27.757$		0.02	0.51	SEC	1.9	2.4		
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	$N_{max} = -190.36$	$M_{cor} = -17.753$	50x50	0.0006	0.51	SEC	0	0	15	vérifier
	$N_{min} = -1234.77$	$M_{cor} = 0.747$		0.0023	0.51	SEC	7.8	7.7		
	$N_{cor} = -526.74$	$M_{max} = 26.986$		0.063	0.51	SEC	5.1	1.2		
5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	$N_{max} = -70.59$	$M_{cor} = -16.026$	45x45	0.0003	0.51	SEC	11.6	0	15	vérifier
	$N_{min} = -731.56$	$M_{cor} = 0.819$		0.007	0.51	SEC	6.2	5.7		
	$N_{cor} = -242.54$	$M_{max} = -29.445$		0.16	0.51	SEC	0	0		
7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	$N_{max} = -11.91$	$M_{cor} = -10.81$	40x40	0.006	0.51	SPC	9.1	0	15	vérifier
	$N_{min} = -271.01$	$M_{cor} = 0.496$		0.022	0.51	SEC	3.2	2.6		
	$N_{cor} = -591.09$	$M_{max} = 24.248$		0.60	0.51	SEC	9.1	1.9		
9 ^{eme} , 10 ^{eme} et 11 ^{eme} Etage	$N_{max} = -10.81$	$M_{cor} = -9.79$	35x35	0.006	0.51	SEC	0.3	0.4	15	vérifier
	$N_{min} = -254.91$	$M_{cor} = 0.08$		0.022	0.51	SEC	4.2	1.5		
	$N_{cor} = -432.22$	$M_{max} = -15.57$		0.60	0.51	SEC	5.1	0.3		

VIII Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VIII-1 Exposé de la méthode de calcul

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 trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : RDC ; 1^{er} ; 2^{ém} et 3^{ém}
- Zone II : 4^{ém} ; 5^{ém} ; 6^{ém} et 7^{ém}
- Zone III : 8^{ém} ; 9^{ém} ; 10^{ém} et 11^{ém} étage

a- Ferrailage section entièrement comprimé

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

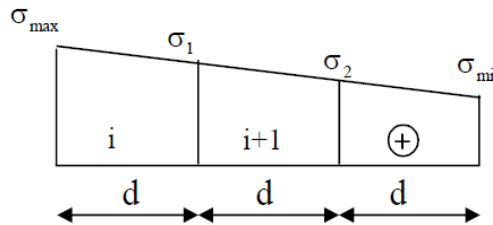


Figure VIII -1 diagrammes des contraintes sur les voiles

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

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**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b- Ferrailage section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

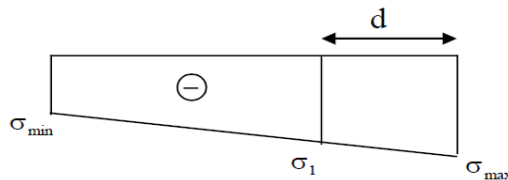


Figure VIII- 2 Diagramme des contraintes (S.E.T)

➤ **Armatures verticales minimales**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

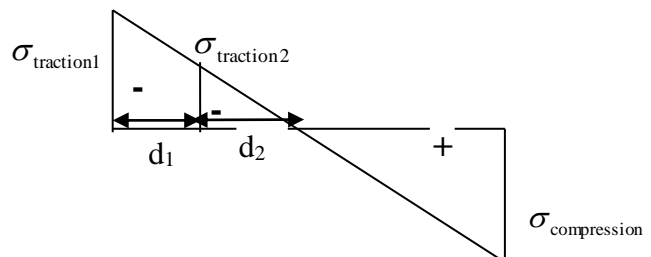


Figure VIII-3 Diagramme des contraintes (S.P.T)

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.

VIII 3-2 Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

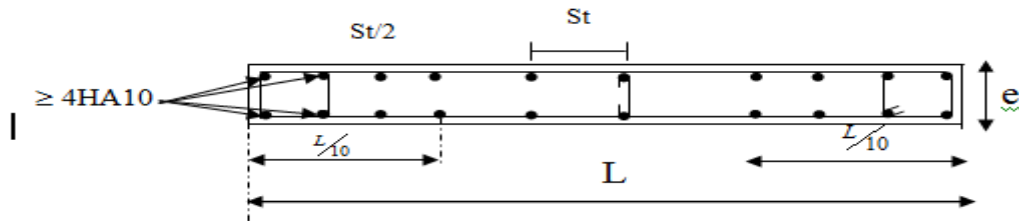


Figure VIII-4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII 3-2 Vérifications

❖ **Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VIII-3-3 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$L = 3,00 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = -2862.62 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2693.98 \quad \text{KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0 \quad , L_t = L = 3,00 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 2,7m$$

Soit un tronçon $d = 1,00$ m.

1^{ier} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -2758.07 \text{ KN} / m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1051.06 \text{ KN}$$

- Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 39.62 \text{ cm}^2$$

2^{ième} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -2652.39 \text{ KN} / m^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 2023.51 \text{ KN}$$

- Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 76.29 \text{ cm}^2$$

3^{ième} tronçon

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 1999.54 \text{ KN}$$

- Armatures verticales

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 75.37 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (5,00 \text{ cm}^2, 13,12 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 13,12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 76.29 \text{ cm}^2$

Soit 30 HA14 = 46.18 cm²/nappe, $S_t = 10$ cm

- Armatures horizontales

- D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{A_v}{4} = 11.45 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.2\% \cdot B = 5,00 \text{ cm}^2$

Soit 12 HA12 = 13.57 cm²/nappe

- Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 49.99 \times 10^3}{400} \quad \text{Soit } 8 \text{ HA } 8 = 4,02$$

$$A_{vj} = 1.9 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification des contraintes

$$\text{-BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{49.99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3000} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 49.99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3000} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,12 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1218.74 \times 1000}{200 \times 3000 + 15 \times 4618} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VIII 6-3-4 Résumé de calcul

Tableau1 Type 1 (V1, V2, V3, V4)

zone		zone1	zone2	zone3	
caractéristiques géométriques	L(m)	3	3	3	
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{min} (KN/m ²)	-2862,62	-1999	-1183,76	
	σ_{max} (KN/m ²)	-2693,98	-1950	-927,55	
	Vu (KN)	49,99	25,29	36,66	
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L_r (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
	L_c (m)	0	0	0	
	d (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
Ferrailages	N (KN)	N1	-534,82	-380,18	24,66
		N2	-518,595	-375,37	-178,55
	Av (cm ²)	A1	-13,3705	-9,5045	0,6165
		A2	/	/	/
	Amin (cm ²)	13,12	13,12	13,12	
	Avj(cm ²)	1,924615	0,973665	1,41141	
	A1/2+Avj/4	-6,20409625	-4,50883375	0,6611025	
	Av2/2+Avj/4	/	/	/	
	A adoptée totale (cm ²)	46,18	33,93	25,92	
	Choix par nappe		30HA14	30HA12	30HA10
	δ_T (cm)	10	10	10	
	A_H (cm ²)	22,62	15,71	10,05	
	Choix par nappe /ml		7HA12	7HA10	7HA8
A_H (cm ²)	4épingles HA8/m ²				
vérifications des contraintes	contraintes	τ_u (MPa)	0,28854257	0,14597403	0,21160173
		τ_b (MPa)	0,4039596	0,20436364	0,29624242
	ELS	Ns (KN)	217,25	203,24	148,19
		σ_b (MPa)	0,32460741	0,31224698	0,23195279

Tableau2 Type 4(V5, V6, V7, V8, VT11 et VT12)

zone		zone1	zone2	zone3	
caractéristiques géométriques	L(m)	2	2	2	
	B (m ²)	0,4	0,4	0,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{min} (KN/m ²)	-2925	-1952	-842,9	
	σ_{max} (KN/m ²)	-2961	-2222	-1370	
	Vu (KN)	42,72	24	14,06	
	Nature de la section	SET	SET	SET	
	L_t (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
	L_c (m)	0	0	0	
	d (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
Ferrailages		N1	665	352	321
	N (KN)	N2	/	/	/
		A1	16,625	8,8	8,025
	Av (cm ²)	A2	/	/	/
	Amin (cm ²)		10,1	10,1	10,1
	Avj(cm ²)		1,64472	0,924	0,54131
	A1/2+Avj/4		8,72368	4,631	4,14783
	Av2/2+Avj/4		/	/	/
	A adoptée totale (cm ²)		24,62	21,48	13,56
	Choix par nappe		20HA14	20HA12	20HA10
	S_T (cm)		10	10	10
	A_H (cm ²)		30,79	22,62	15,71
	Choix par nappe /ml		10HA14	10HA12	10HA10
	A_H (cm ²)		4épingles HA8/m		
vérifications des contraintes	contraintes	τ_u (MPa)	0,24658	0,13853	0,08115
		τ_b (MPa)	0,34521	0,19394	0,11362
	ELS	Ns (KN)	217,25	203,24	148,19
		σ_b (MPa)	0,49722	0,47022	0,35255

Tableau2 Type 4(V9, 10)

zone		zone1	zone2	zone3	
caractéristiques géométriques	L(m)	3,3	3,3	3,3	
	B (m ²)	0,66	0,66	0,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{min} (KN/m ²)	-3566	-2482	-1414	
	σ_{max} (KN/m ²)	-3472	-2491	-1414	
	Vu (KN)	26,07	15,3	13,2	
	Nature de la section	SET	SET	SET	
	L_t (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
	L_c (m)	0	0	0	
	d (m)	0,9625	0,9625	0,9625	
Ferrailages	N (KN)	N1	770,385	560,945	369,15
		N2	/	/	/
	Av (cm ²)	A1	19,2596	14,0236	9,22875
		A2	/	/	/
	Amin (cm ²)	10,1	10,1	10,1	
	Avj(cm ²)	1,0037	0,58905	0,5082	
	A1/2+Avj/4	9,88074	7,15908	4,74143	
	Av2/2+Avj/4	/	/	/	
	A adoptée totale (cm ²)	24,62	21,48	13,56	
	Choix par nappe	33HA14	33HA12	33HA10	
	s_T (cm)	10	10	10	
	A_H (cm ²)	50,8	37,32	25,52	
	Choix par nappe /ml	10HA14	10HA12	10HA10	
	A_H (cm ²)	4épingles HA8/m			
vérifications des contraintes	contraintes	f_u (MPa)	0,15048	0,08831	0,07619
		f_b (MPa)	0,21067	0,12364	0,10667
	ELS	Ns (KN)	1690,1	1195	680,35
		σ_b (MPa)	2,42501	1,72629	1,00001

IX Etude de l'infrastructure

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

IX -2 Type de fondation

- **Fondations superficielles** En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage, sont à une profondeur faible.

- **Fondations profondes** : Lorsque le bon sol est à grande profondeur (> 2m) on opte pour les fondations dites profondes, il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux. Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0.8 ; 1.5] m : fondations superficielles.
- [1.5 ; 5] m : fondations profondes sur puits
- > 5 m : fondations profondes sur pieux

IX -3 Etude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX -4- Choix de système de fondation

Le choix du système de fondation est en fonction du type de la superstructure, ainsi que des caractéristiques topographiques et géotechniques. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité totale de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.

-Réalisation et conception économique.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50\% S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

❖ **Combinaisons de charges**

$$\text{Dimensionnement} \begin{cases} \text{ELS } G + Q \\ \text{RPA} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{cases}$$

Ferraillage ELU $1.35G + 1.5Q$

➤ Les efforts à la base des poteaux (55X55)

Efforts	N (kN)	M (kN.m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	Combinaison
Dimensionnement	1407.30	18.85	2.5	ELS
Ferraillage	1939.98	121.33		ELU

➤ Les efforts à la base des voiles (VL, VT)

Efforts	N (kN)		M (kN.m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	Combinaison
Dimensionnement	VL	914.11	37.77	2.50	ELS
	VT	1015.37	6.64		
Ferraillage	VL	1211.61	51.66		ELU
	VT	1399.49	7.92		

1-Semelles filantes

a-Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 2.5\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle
 L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Selon x-x

Voiles	N _s max	L	B	S=L.B
VL	914.11	2.4	1.1	2.64

Selon y-y

Voiles	N _s max	L	B	S=L.B
VT	1015.37	3.5	1.1	3.85

❖ **Pré dimensionnement**

a- Semelle isolée

Le dimensionnement se fera à L'ELS avec la combinaison de charges suivante : N_s=G + Q ;

$$\frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

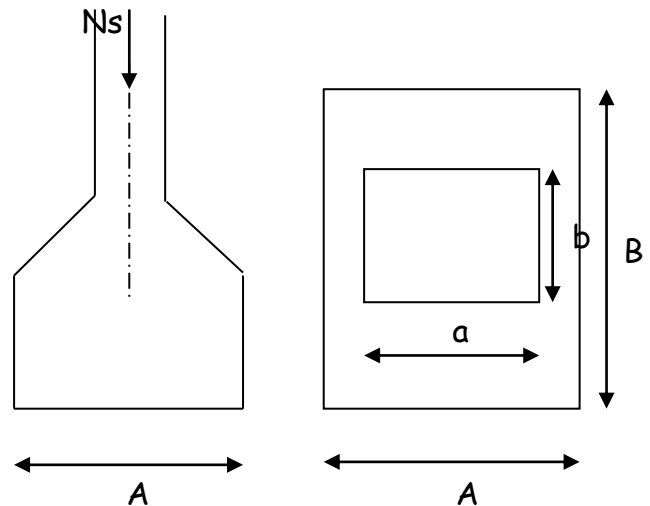
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol
 - B : largeur de la semelle sous voile considéré.
 - A: longueur de la semelle sous voile considéré.
- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow B = \frac{b}{a} A = A$$

$$A^2 \geq \frac{N_{ser}}{0.89 \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0.89 \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1407.30}{0.89 \times 0.25 \times 10^3}} = 2.51 \text{ m}$$

On prend A = 2.51 ⇒ B = 2.55 m



CONCLUSION

L'importance des dimensions des semelles entrain un chauvechement des fondations, alors il y a lieu donc d'opter des semelles filantes.

IX –5 Semelles filantes sous poteaux**a-Hypothèse de calcul**

Détermination la résultante des charges transmise par les poteaux : N_t .

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité) Avec $N_{s_{max}} = 1000.49\text{KN}$

POTEAUX	$N_s=G+Q$ (KN)	e_i (m)	$N_s e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	1215	-14,98	-1820,07	0,3
2	1407	-11,77	-1656,039	-0,6
3	1299	-6,98	-906,702	-0,23
4	838	-2,78	-232,964	0,04
5	1356	+2,78	376,968	0,5
6	1248	+6,98	871,104	0,12
7	1102	+11,77	1297,054	0,5
8	1519	+14,98	2275,462	0,3
SOMME	9984	0	204,813	0.63

Tableau IX –5 Résultante des charges sous poteaux.

$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{204.81 + 0.63}{9984} = -0.002 < \frac{L}{6} = 5.11 \text{ m}$ → nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{9984}{30.70} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.002)}{30.7}\right) = 326.20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{9984}{30.7} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.002)}{30.7}\right) = 325.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{9984}{30.7} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.002)}{30.7}\right) = 325.27 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{325.27}{250} = 1.30 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1.50 \text{ m}$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux $S_p = S \times n$
 n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6(1.5 \times 30.7) + 4(1.1 \times 2.40) + 4(1.40 \times 1.1) = 293.02 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de bâtiment : } S_{\text{bat}} = L \times l = 30.7 \times 19.80 = 607.86 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{293.02}{607.86} \times 100 = 0.48\% = 40\%$$

$$S_t < 50\% S_{\text{st}}$$

La surface des semelles représente 40%

Conclusion

La surface totale des semelles filantes inférieure à **50%** de la surface de sol d'assise $S_t < 50\% S_{\text{sbat}}$ alors on opte pour des semelles filantes.

IX –6 dimensionnement de la semelle filante

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$h_s = \frac{150-55}{4} + 5$$

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

soit les dimensions suivantes :

$$L = 480 \text{ cm} ; A = 1.50 \text{ m} ; h_s = 30 \text{ cm} ; c = c' = 5 \text{ cm} ; d_a = 25 \text{ cm}$$

IX -7 calcul de la poutre de rigidité**a- Dimensionnement de la poutre de rigidité****•La hauteur de la poutre de rigidité**

$$\frac{l}{9} \leq h_p \leq \frac{l}{6} \rightarrow 0.53 \leq h_p \leq 80 \text{ m soit } h_p = 80 \text{ cm}$$

•Largeur de la poutre de rigidité

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 26.66 \leq b_p \leq 53 \text{ cm soit } b_p = 60 \text{ cm.}$$

➤ Ferrailage (ELU)

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé .

a-Ferrailage de la poutre de rigidité

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, méthode de caquot ou méthodes des trois moments).

POTEAUX	NU	e _i (m)	N _s e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
1	1676.83	-14,98	-25118,9134	0,02
2	1939.98	-11,77	-22833,5646	-0,5
3	1790.66	-6,98	-12498,8068	1.2
4	1076.81	-2,78	-2993,5318	0.7
5	1150.35	+2,78	3197,973	2.8
6	1720.10	+6,98	12006,298	4.5
7	1869.09	+11,77	21999,1893	9.12
8	1620.32	+14,98	24272,3936	1.12
SOMME	12844.14	0	-1968,9627	16.96

Tableau IX -7 sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1968.96 + 16.96}{12844.14} = -0.15$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{12844.14}{30.7} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.15)}{30.7} \right) = 418.37 \text{ KN/ml}$$

Remarque dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

✓ **Application de la méthode forfaitaire**

a-Calcul de moments isostatique

$$M_0^2 = \frac{ql^2}{8} = \frac{418.37 \times 4.25^2}{8} = 944.6 \text{ kn.m}$$

$$M_0^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{418.37 \times 2.65^2}{8} = 367.25 \text{ kn.m}$$

$$M_0^3 = M_0^5 = \frac{ql^2}{8} = \frac{418.37 \times 3.65^2}{8} = 696.7 \text{ kn.m}$$

$$M_0^4 = \frac{ql^2}{8} = \frac{418.37 \times 3.25^2}{8} = 552.37 \text{ kn.m}$$

$$M_0^6 = \frac{ql^2}{8} = \frac{418.37 \times 3.95^2}{8} = 815.95 \text{ kn.m}$$

b-Calcul de ferrailage

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Et } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{Et } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

appuis	Mu (KN.m)	u _u	u _l	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
C	472.3	0.082	0.392	SSA	0.899	15.96	2.32	19.70	8HA16

Tableau IX -8 ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

Aux travées

travée	Mu (KN.m)	u _u	u _l	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
C-D	708.45	0.123	0.392	SSA	0.836	25.75	2.32	30.27	2×8HA16

Tableau IX -9 ferrailage de la poutre de rigidité en travée

c-Vérification à l'ELS

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \sigma'_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \sigma'_{st} = 348MPa$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à l'ELU

On calcul

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{et} \rightarrow K = \frac{1}{K_1}$$

appuis	M(kn.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	σ'_{bc}	observation
C	472.3	0.829	0.043	15.96	0.830	327.09	14.06	15	vérifier

Tableau IX -10 vérification des contraintes aux appuis à l'ELS

d-Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.26MPa$$

$$Vu = \frac{q.L}{2} = \frac{418.37 \times 4.25}{2} = 889.03$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = 2.16MPa \leq 3.26MPa$$

e-Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi = \min \left(\frac{hp}{35}; \frac{bp}{10}; \phi 1 \right) = \min(1.71; 3.5; \phi 1)$$

On prend $\Phi = 8mm$

Soit un 2 cadre T8 $\Rightarrow A_t = 2.01cm^2$

✓ **Selon le BAEL91**

$$S_{tmax} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b \times \gamma_s \times (\tau - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (1.52 - 0.3 \times 2.1)} = 20.19cm$$

- **Exigence du RPA pour les aciers transversaux** (Art 7.5.2.2/RPA 2003)

En zone nodale

$$\text{On a : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{60}{4}; 12 \times 0.8; 30 \right) \rightarrow S_t \leq \min(15; 9.6; 30) \rightarrow$$

Soit : $s_t = 10\text{cm}$

En zone courante

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t \leq \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

Soit $s_t = 15\text{cm}$

$$s_t \leq \min(15\phi^{\min}) = 24\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 1.575\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est $L_s = 40\phi_1$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets 90° .

• Armatures dans le sens A (largeur de la semelle)

Dans le sens B le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} ;$$

A_b : donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

$$N_u = \frac{\sigma_b}{4} \cdot B \cdot 100$$

$$A_b = \frac{418.37 \times 1000 \times (150 - 55)}{8 \times 30 \times 38400} = 2.18\text{cm}^2$$

On prend $4T12 = 4.52\text{ cm}^2$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_b}{4} \times A = \frac{4.52}{4} \times 1.10 = 1.24\text{ cm}^2$$

Soit : $4T10 = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N : 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 du site considéré.

✓ Dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines toujours selon le RPA99, Art10.1.1 :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

On adoptera pour une section de $(30 \times 40) \text{cm}^2$

✓ Armatures longitudinales

$\alpha = 12$ (RPA 2003) (zone IIa, site S2)

$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{cm}^2$

On adopte une section d'armature longitudinale de $A = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{cm}^2$

✓ Armature transversale

$\Phi = \min\{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$

On prend $\Phi = 8 \text{mm}$

Soit un cadre et un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{cm}^2$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min\{20 \text{cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 15$

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

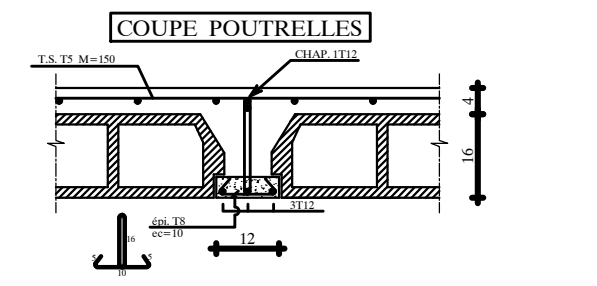
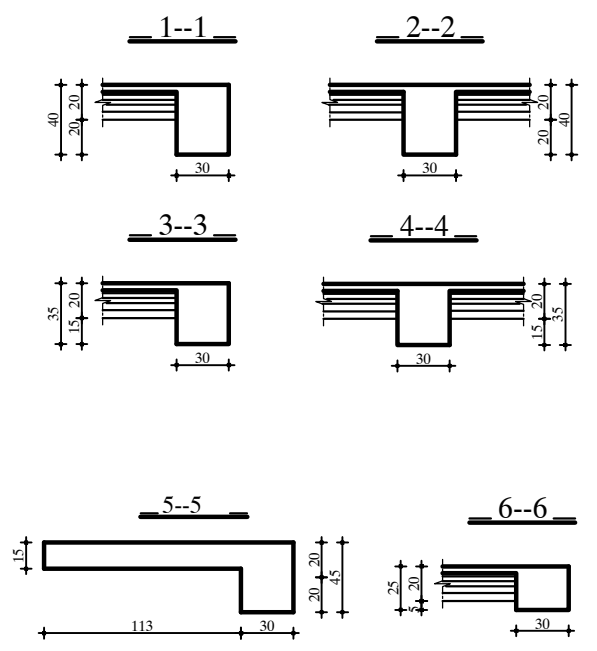
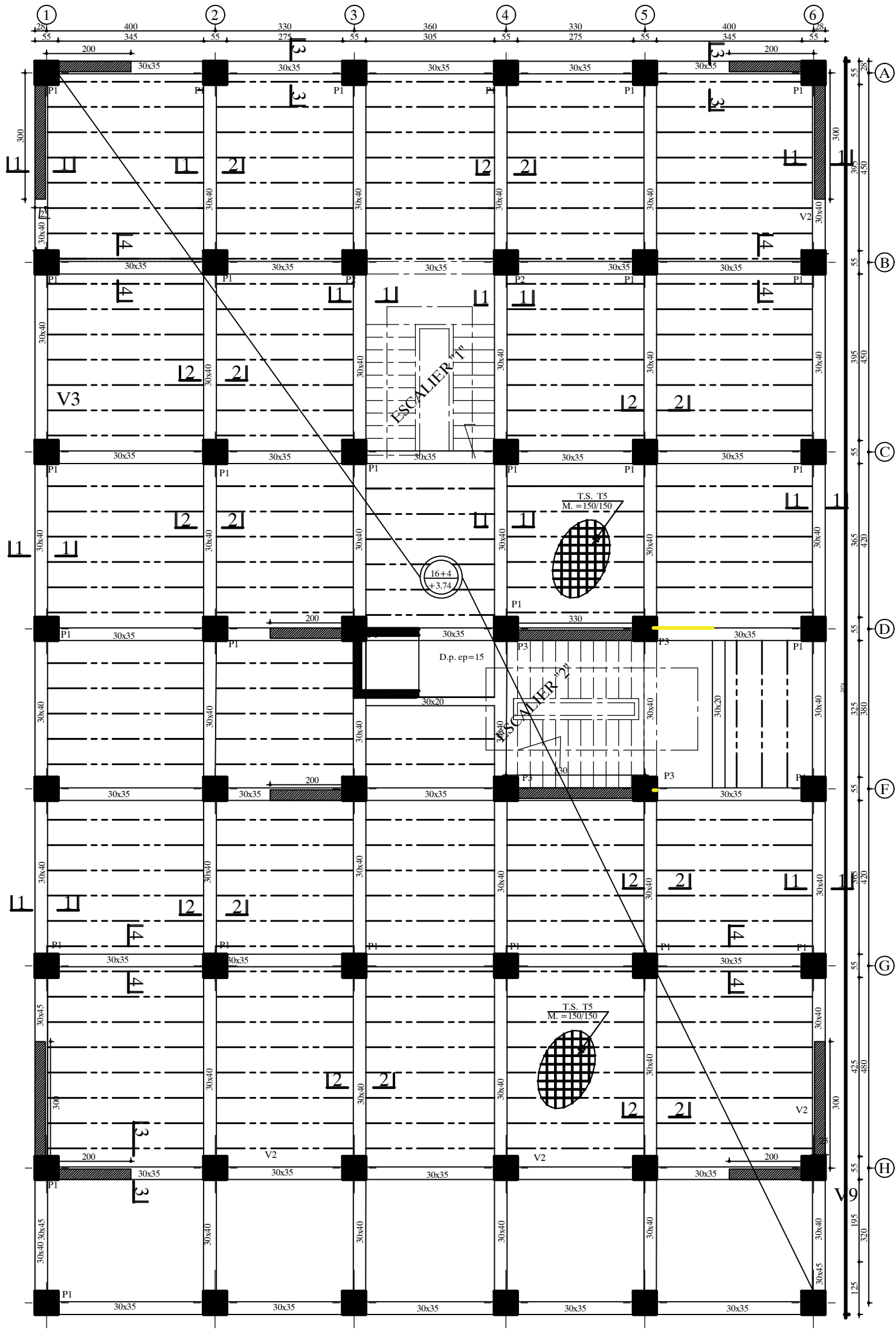
Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
«Document technique réglementaire DTR B C2-48
- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations CGS, Alger 1989.
- HENRY THONIER
« Conception et calcul de structures de bâtiment »
- Problèmes pratiques de mécanique de sol et de fondations.
« 2^{eme} édition »
Calcul des soutènements et des fondations Stabilité des pontes
- JEAN PIERRE MAUGIN
« Cours de béton armé 'BAEL 91 et DTU associé' »
- PIERRE CHARON
« Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles associés »
- Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.
- Ouvrage en béton armé « édition FOUCHER ».
- Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).

COFFRAGE FONDATIONS Niv. +3.74



NOTA . 2:
 Béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 Dosage du Béton : 350 kg/m^3
 Dosage du Gros Béton : 250 kg/m^3
 Enrobage des aciers : 3 cm
 Nuance des Aciers : FeE400

NOTA . 1:
 Sections des poteaux
 55×55
 Epaisseur des voiles
 $ep = 20$

Republique Algerienne Democratique et Populaire
 Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculte de Génie de la Construction
 Departement de Genie Civil

Projet :
 Etude d'un bâtiment (R+11)
 à usage d'habitation et commercial

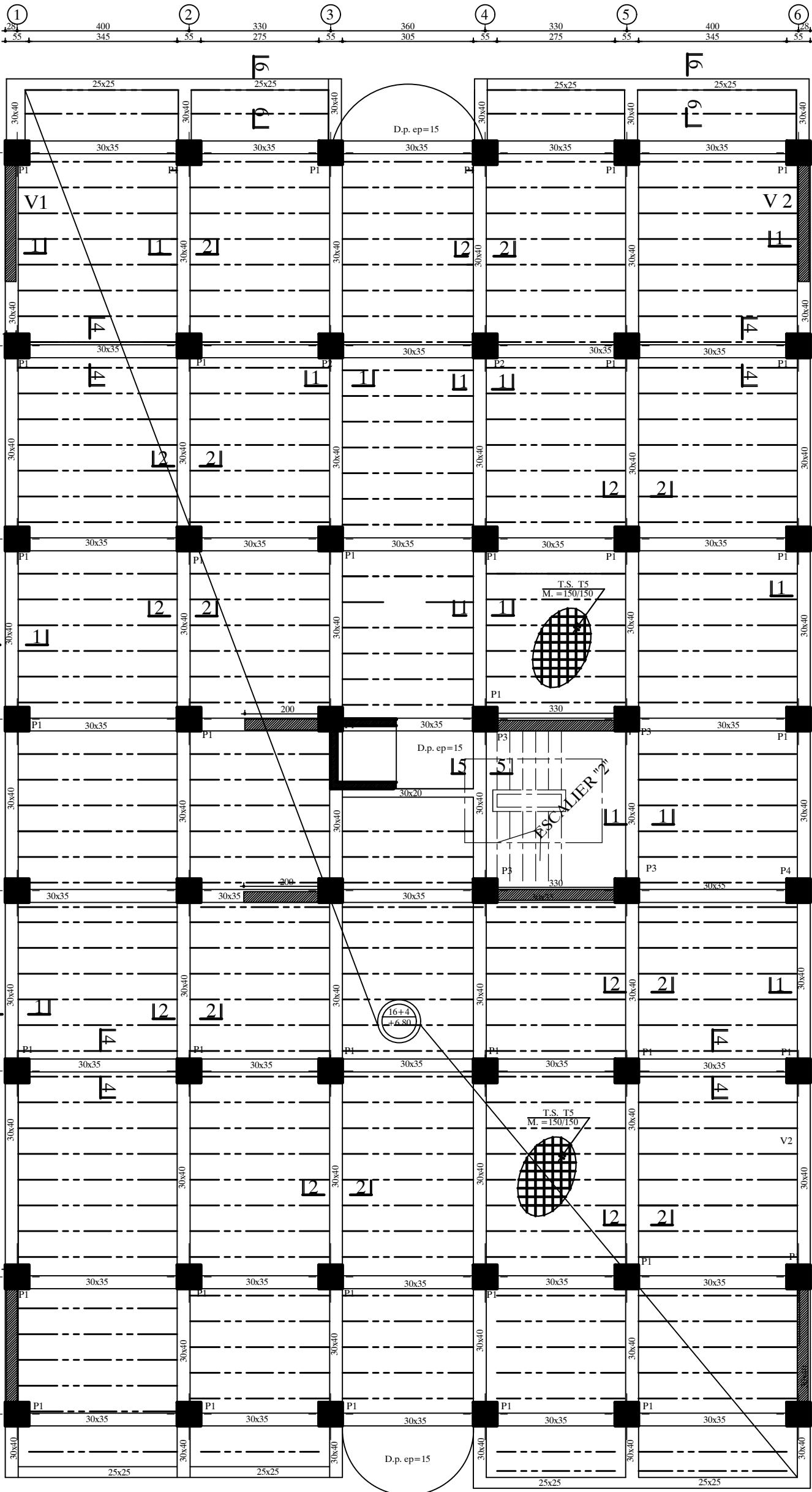
plan :
 COFFRAGE
 PLANCHER +3.74

Echelle :
 1/25

Etudier par:
 Melle SAIM SONIA
 Mme CHOUGAR Yamina

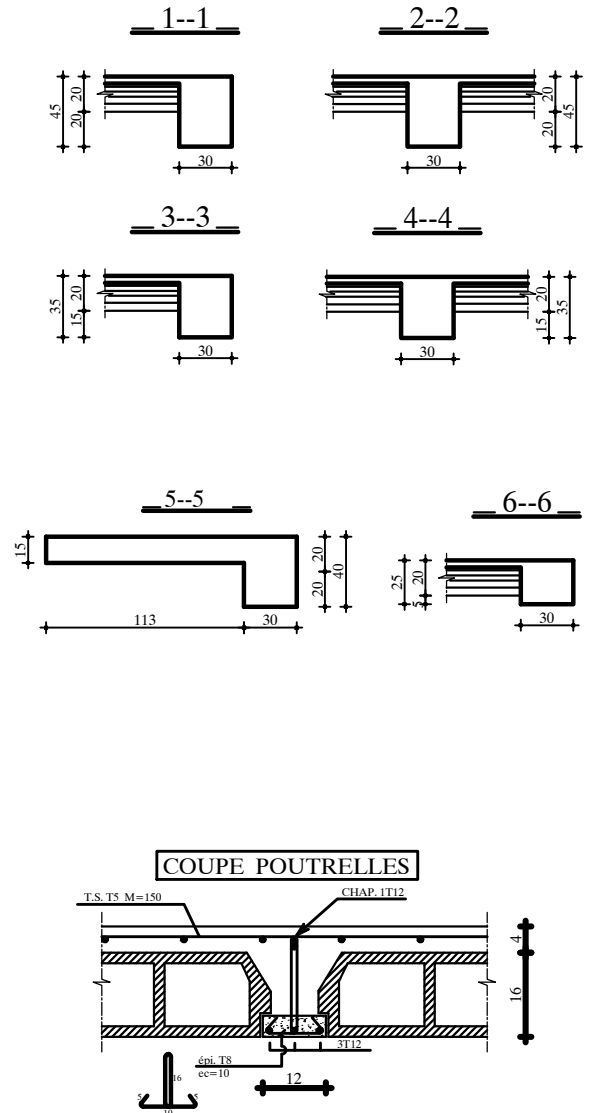
Diriger par:
 Mme HADDAD KAHINA

COFFRAGE PLANCHER Niv. +6.80



NOTA . 2:
 Béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 Dosage du Béton : 350 kg/m^3
 Dosage du Gros Béton : 250 kg/m^3
 Enrobage des aciers : 3 cm
 Nuance des Aciers : FeE400

NOTA . 1:
 Sections des poteaux
 55×55
 Epaisseur des voiles
 $ep = 20$



Republique Algerienne Democratique et Populaire
 Université Mouloud mameri de TIZI-OUZOU
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Projet :
 Etude d'un bâtiment (R+11)
 à usage d'habitation et commercial

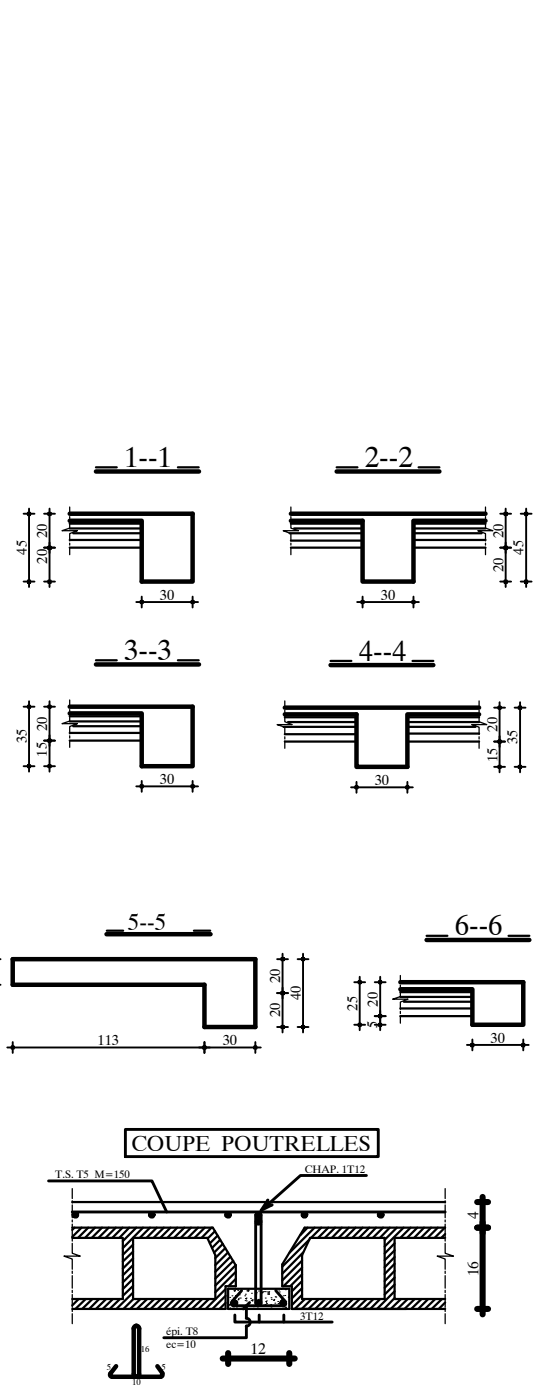
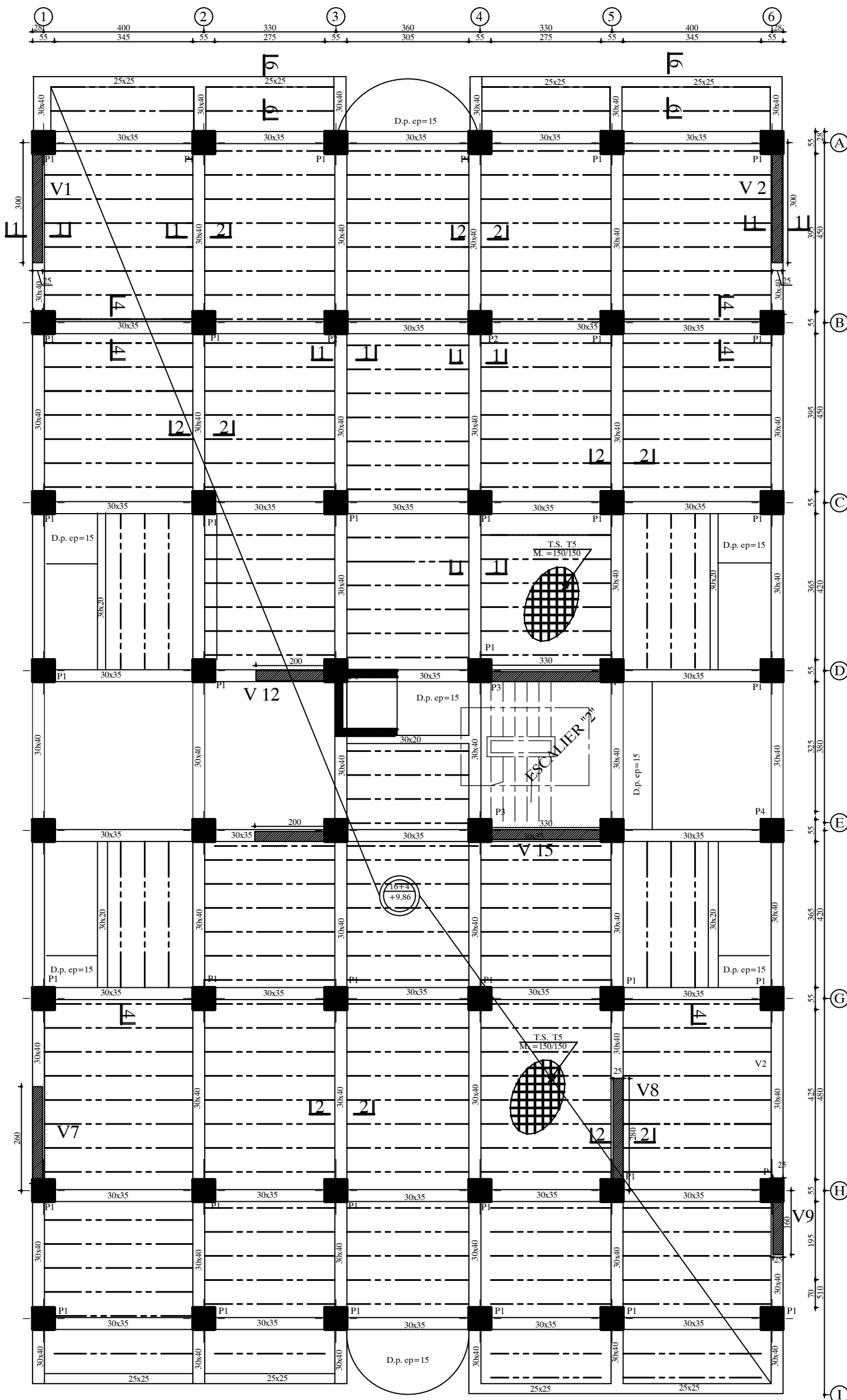
plan :
 COFFRAGE
 PLANCHER +6.80

Echelle :
 1/25

Etudier par:
 Melle SAIM SONIA
 Mme CHOUGAR Yamina

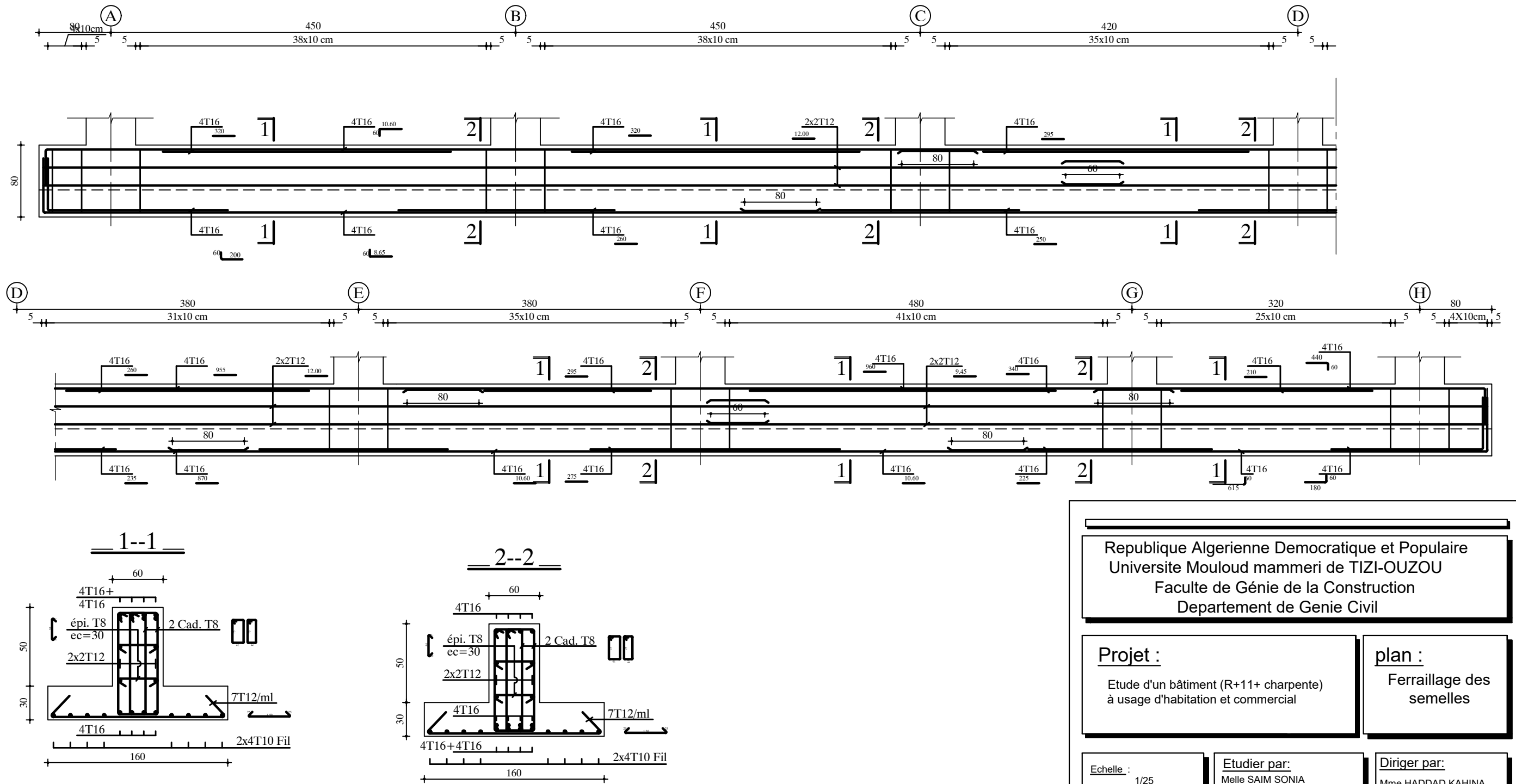
Diriger par:
 Mme HADDAD KAHINA

COFFRAGE PLANCHER Niv. +9.86; +12.92; +15.98; +19.04; +22.10; +25.16; +28.22; +31.28



Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+11) à usage d'habitation et commercial	plan : COFFRAGE PLANCHER +9.86 à +31.28	
Echelle : 1/25	Etudier par: Melle SAIM SONIA Mme CHOUGAR Yamina	Diriger par: Mme HADDAD KAHINA

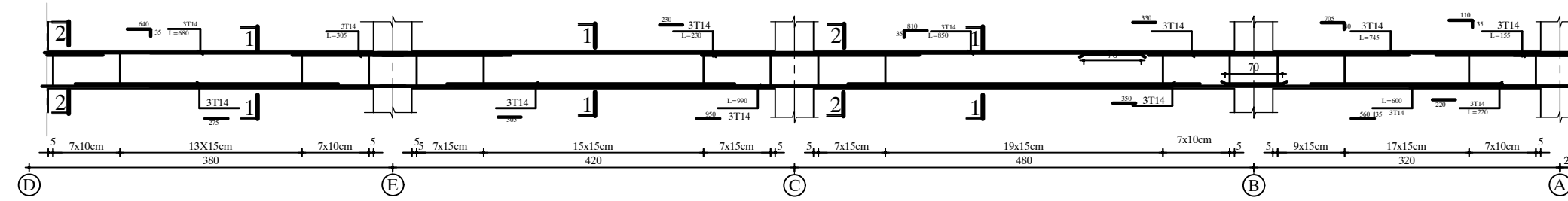
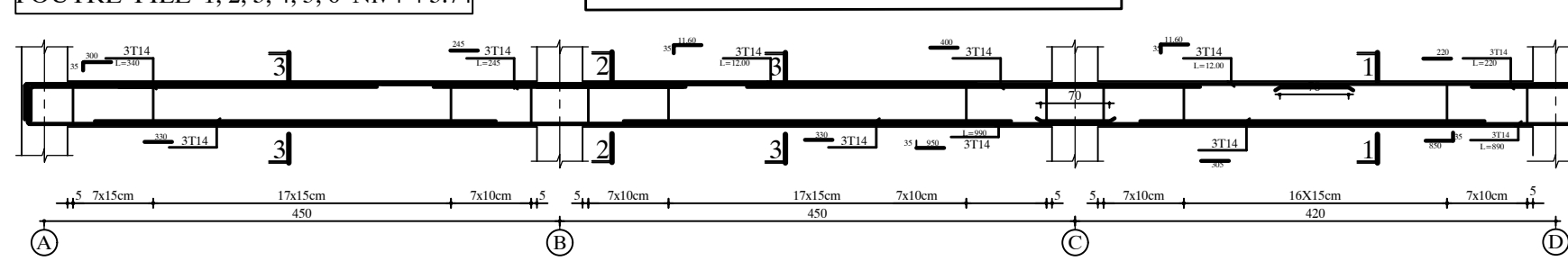
SEMELLE S.F.1



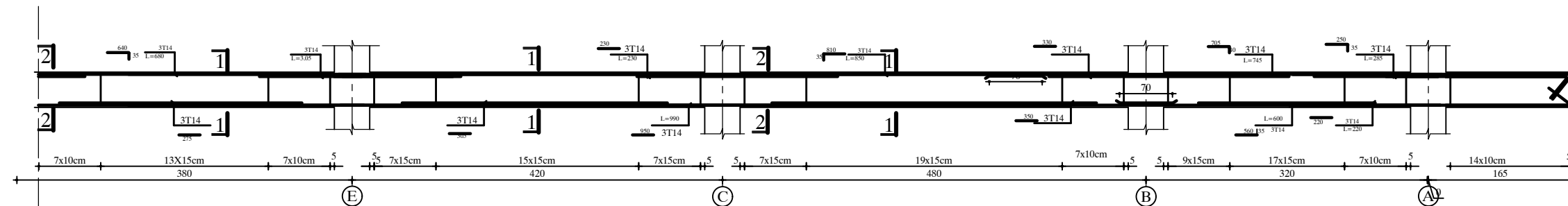
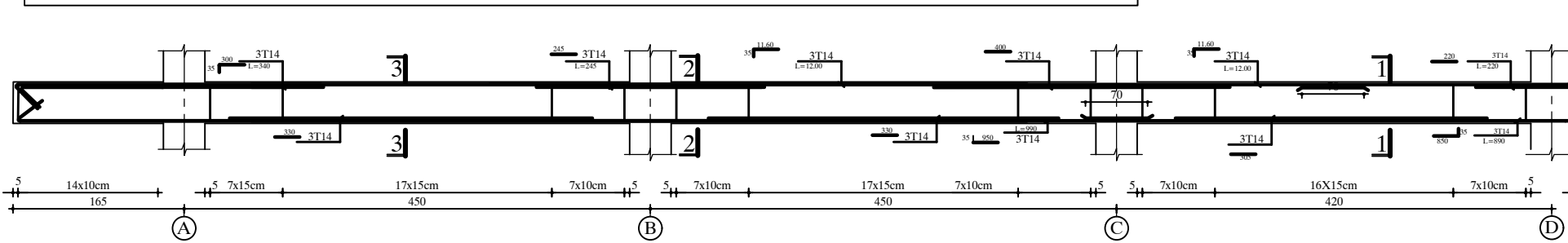
Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil	
Projet : Etude d'un bâtiment (R+11+ charpente) à usage d'habitation et commercial	plan : Ferrailage des semelles
Echelle : 1/25	Etudier par: Melle SAIM SONIA Mme CHOUGAR Yamina
Diriger par: Mme HADDAD KAHINA	

POUTRE FILE 1; 2; 3; 4; 5; 6 Niv+ +3.74

POUTRE PRINCIPALES

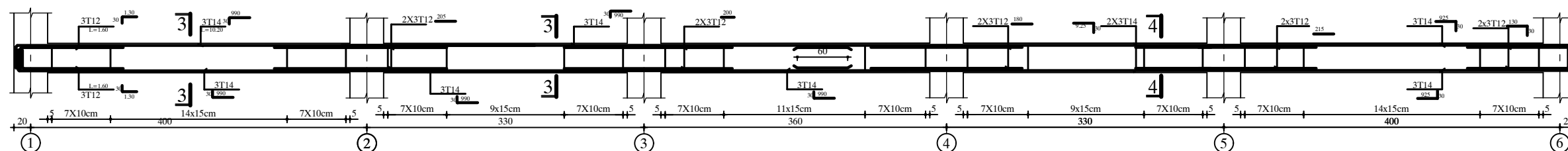


POUTRE FILE 1; 2; 3; 4; 5; 6 Niv+6.80; +9.86; +12.92; +15.98; +19.04; +22.10; +25.16; +28.22; +31.28; +34.34



POUTRE SECONDAIRES TOUT LES NIVEAUX

POUTRE EXES A ,C,E,H et I



Republique Algerienne Democratique et Populaire
 Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculte de Génie de la Construction
 Departement de Genie Civil

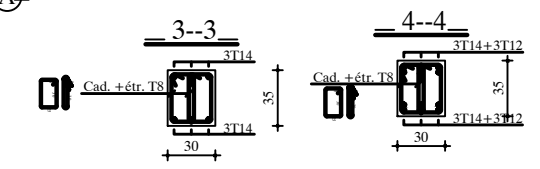
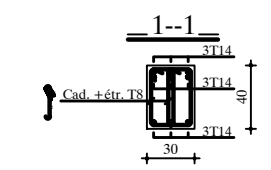
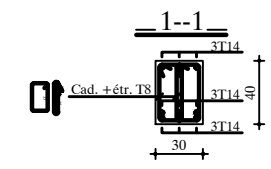
Projet :
 Etude d'un bâtiment (R+11+ charpente)
 à usage d'habitation et commercial

plan :
 Ferrailage des poutres

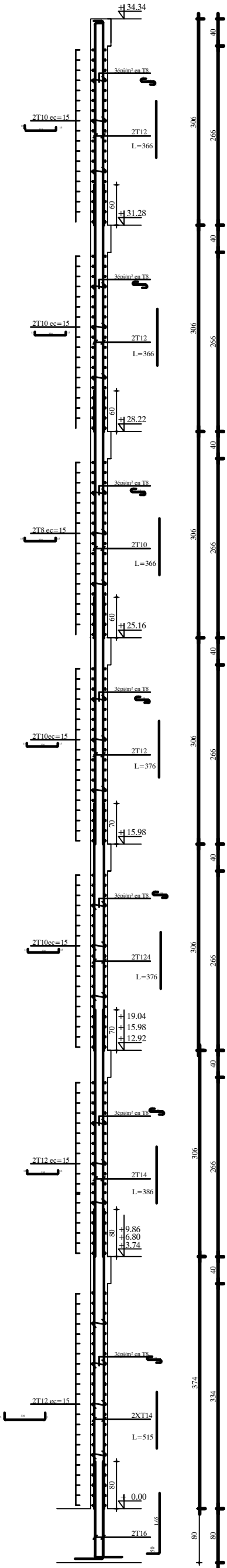
Echelle :
 1/25

Etudier par:
 Melle SAIM SONIA
 Mme CHOUGAR Yamina

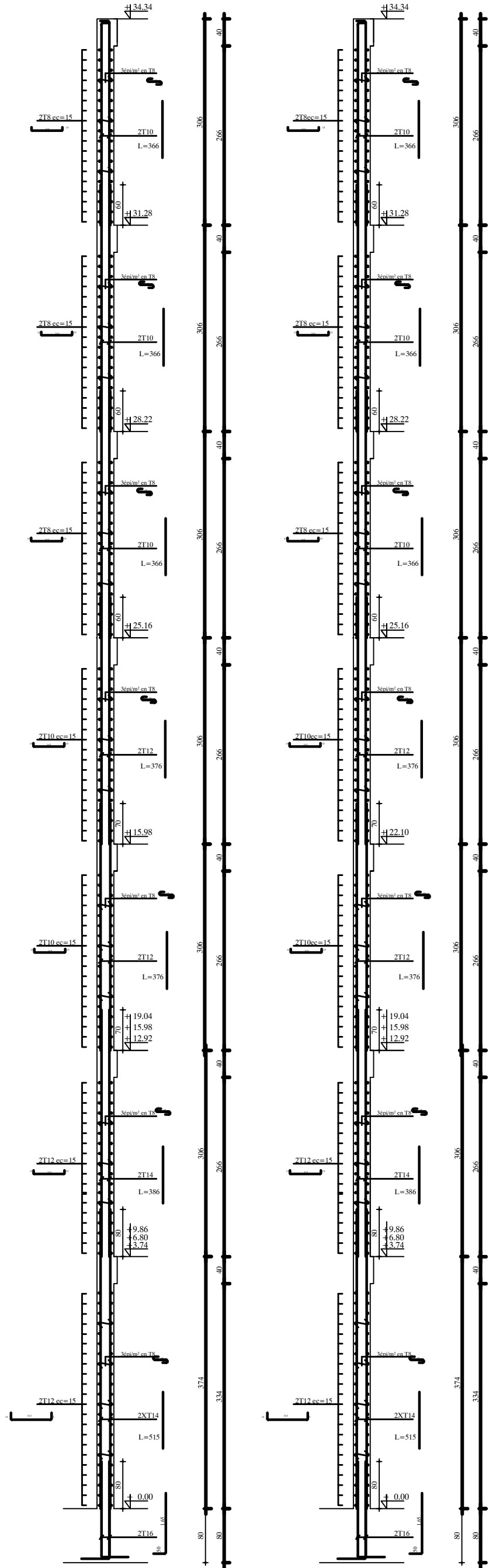
Diriger par:
 Mme HADDAD KAHINA



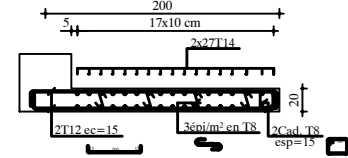
COUPE VERTICALEV9; V10



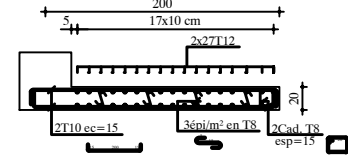
COUPE VERTICALEV1; V2; V3; V4 COUPE VERTICALEV1; V2; V3; V4



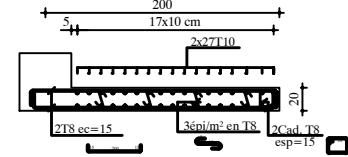
VOILE V5; V6; V7; V8; V11; V12 Niv. +0.00 à +12.92



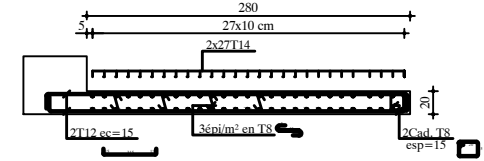
VOILE V5; V6; V7; V8; V11; V12 Niv. +12.92 à +25.19



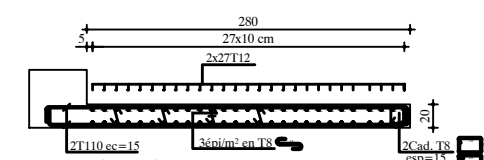
VOILE V5; V6; V7; V8; V11; V12 Niv. +25.19 à +31.38



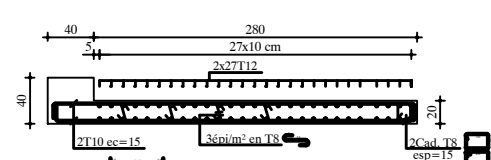
VOILE V1; V2; V3; V4 Niv. +0.00 à +12.92



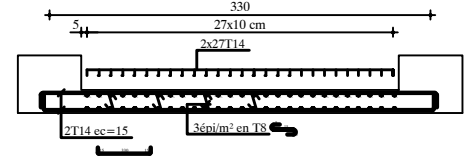
VOILE V1; V2; V3; V4 Niv. +12.92 à +25.19



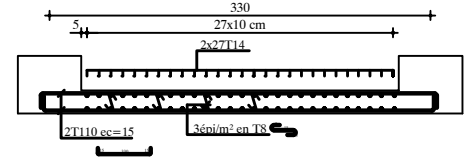
VOILE V1; V2; V3; V4 Niv. +25.19 à +31.38



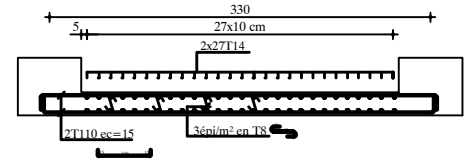
VOILE V9; V10 Niv. +0.00 à +12.92



VOILE V9; V10 Niv. +12.92 à +25.19

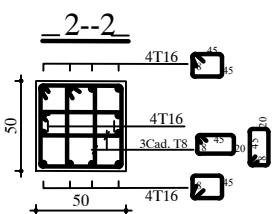
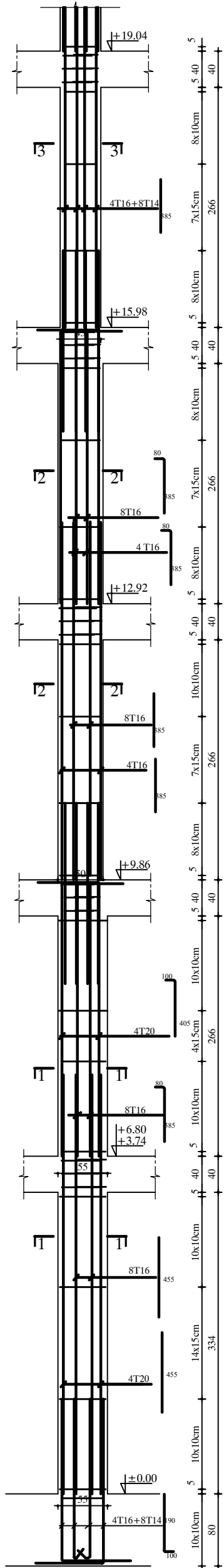


VOILE V9; V10 Niv. +25.19 à +31.38

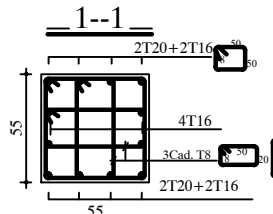
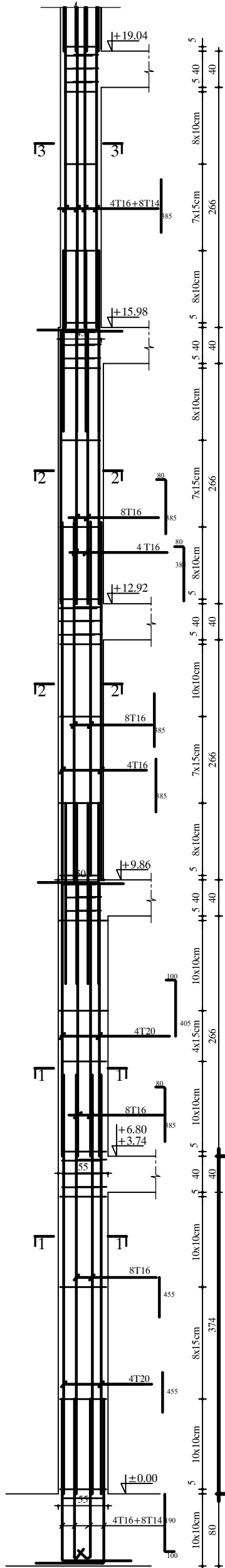


Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+11+ charpente) à usage d'habitation et commercial	plan : Ferrailage des VOILES	
Echelle : 1/25	Etudier par : Melle SAÏM SONIA Mme CHOUGAR Yamina	Diriger par : Mme HADDAD KAHINA

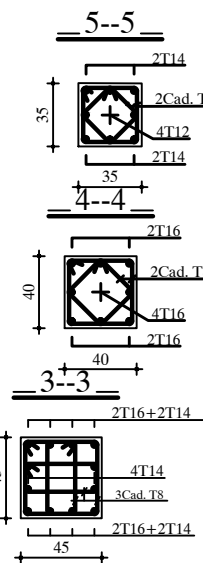
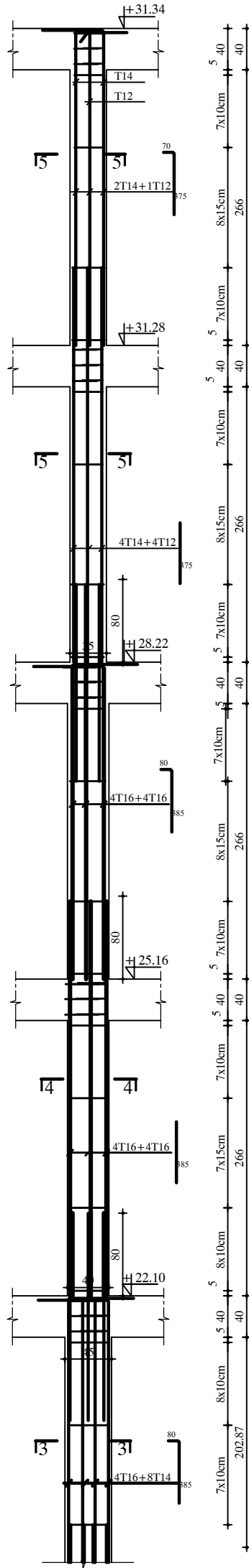
Ferrailage poteaux de centre



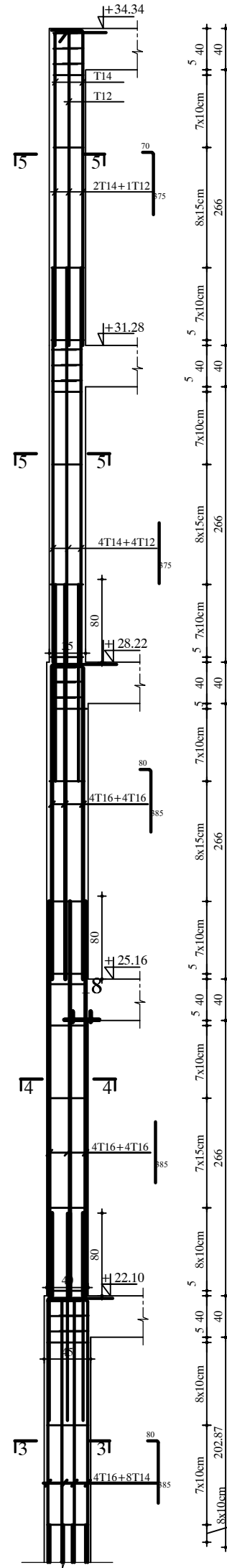
Ferrailage poteaux de rive



Ferrailage poteaux de centre



Ferrailage poteaux de rive



Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+11+ charpente) à usage d'habitation et commercial	plan : Ferrailage des VOILES	
Echelle : 1/25	Etudier par: Melle SAIM SONIA Mme CHOUGAR Yamina	Diriger par: Mme HADDAD KAHINA