

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme d'un Master en Génie Civil.

Option : Construction Civil et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9+sous sol)

à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte modélisé

avec l'application ETABS



Etudié par :

M^{elle} SBARGOUD CHABHA

M^{elle} TIROUCHE HANANE

Dirigé par :

M^r KACI

2016-2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : Kaci pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

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

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous.

Dédicace

À...

- ✓ **mes très chères parents, pour qui je dois beaucoup.**
- ✓ **Ma très chère grand-mère.**
- ✓ **Ma très chère nièce hanane.**
- ✓ **Mon frère.**
- ✓ **Ma sœur .**
- ✓ **Toute La famille sbargoud .**
- ✓ **Tous Mes proches.**
- ✓ **À ma binôme hanane à qui je souhaite toute la réussite.**
- ✓ **À tout (es) mes amis (es)**
- ✓ **À toute la promotion 2017.**

Sbargoud

Dédicace

À...

- ✓ **mes très chères parents, pour qui je dois beaucoup.**
- ✓ **Ma très chère grand-mère.**
- ✓ **Mes frères.**
- ✓ **Mes sœurs .**
- ✓ **Toute La famille Tirouche .**
- ✓ **Tous Mes proches.**
- ✓ **À ma binôme Sbargoud à qui je souhaite toute la réussite.**
- ✓ **À tout (es) mes amis (es)**
- ✓ **À toute la promotion 2017.**

TIROUCHE

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	11
Chapitre III : Calcul des éléments	
III -1-Acrotère	25
III-2-Plancher (corps creux et dalle pleine).....	32
III-3-Balcon	46
III-4-Escalier	50
III-5-Salle machine.....	66
Chapitre IV Vérifications et interprétation Les résultats d'ETABS.....	73
Chapitre V Ferrailage des poteaux.....	85
Chapitre VI Ferrailage des poutres	97
Chapitre VII Ferrailage des voiles.....	107
Chapitre VIII Etude de l'infrastructure	119
Chapitre IX : Etude du mur plaque.....	151
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction

Le domaine du génie civil, dans sa définition, couvre l'ensemble des techniques et des procédés du domaine de la construction.

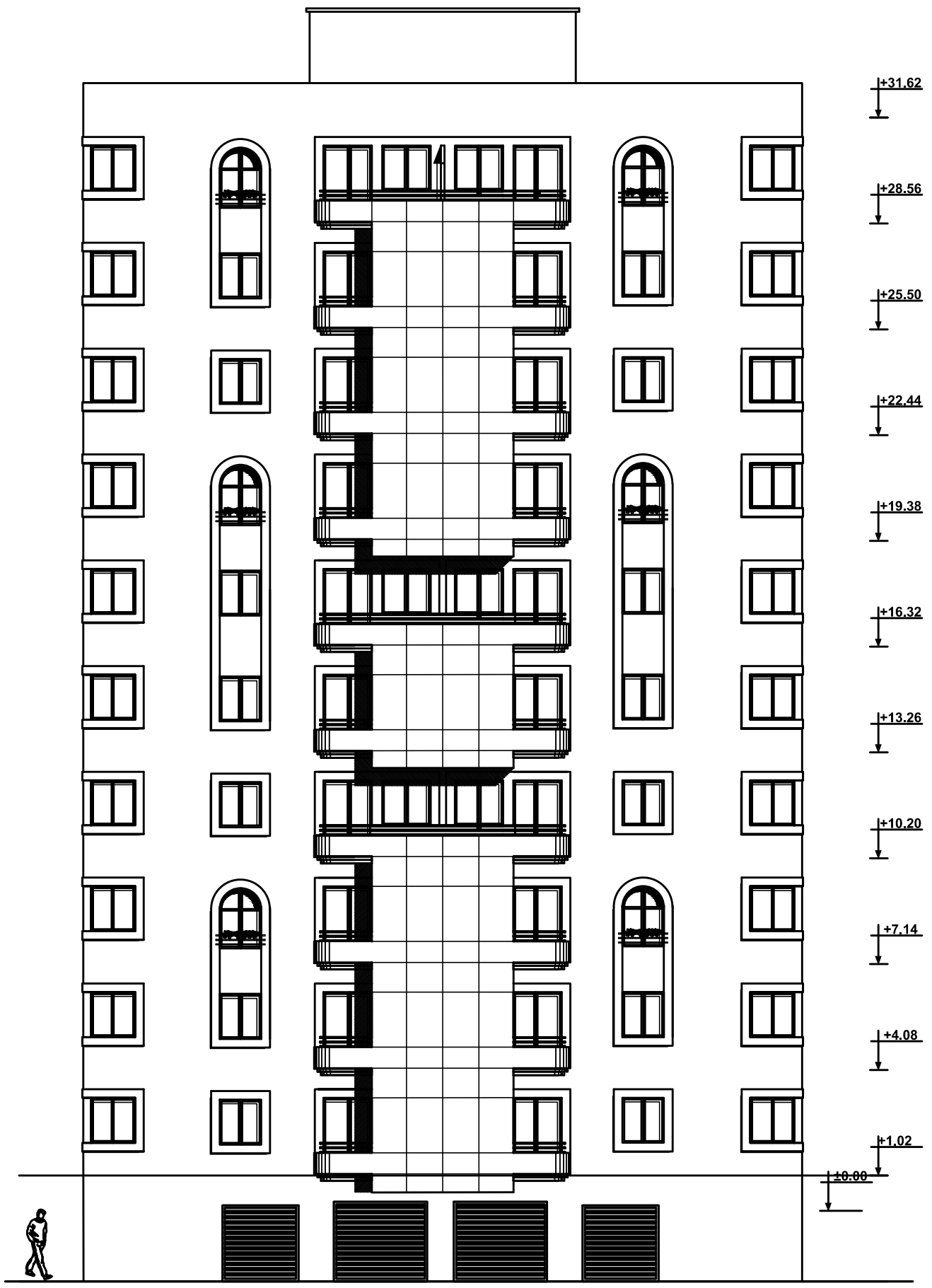
Ce projet de fin d'étude représente le premier résultat tangible de concrétisation des connaissances acquises durant notre cursus en se plaçant dans une situation réelle d'ingénieurs en génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction, tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contraintes économiques.

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+9+SOUS SOL) à usage d'habitation et commerciale contreventé par des voiles et portiques qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi qu'assurer la sécurité des usagers, pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

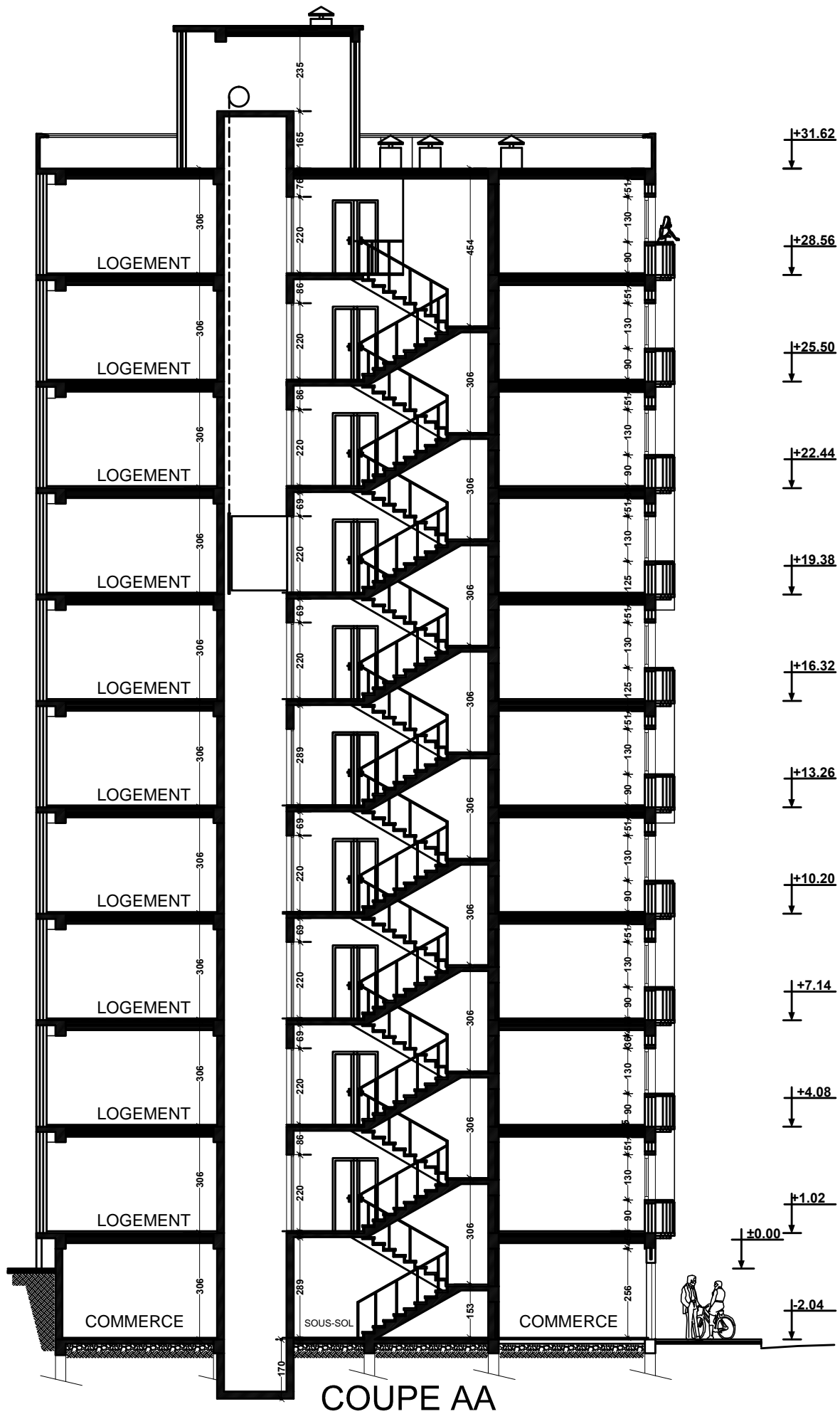
- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

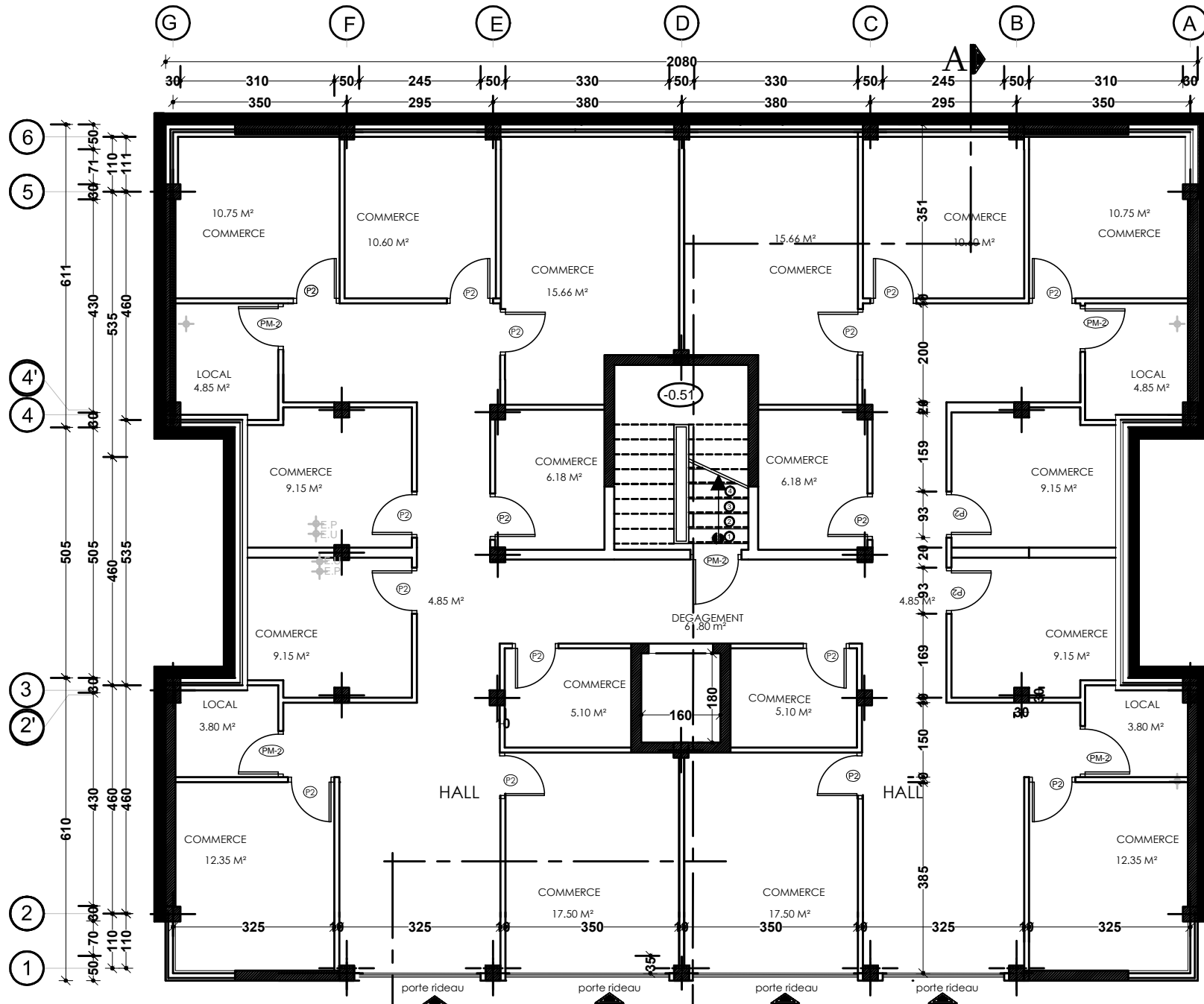
Le travail de calcul et de vérification est mené en suivant les étapes ci-après :

- ◆ On commence par la présentation complète du bâtiment et de toutes les données du projet, puis la vérification de la conformité de conception architecturale au règlement en vigueur : décrire la situation de l'ouvrage, les dimensions, le groupe d'usage, le site ...etc.
- ◆ Etude statique générale du bâtiment, pré dimensionnement des éléments de la structure.
- ◆ Etude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS version 9.4 et en respectant les Règlements Parasismiques Algériens.
- ◆ Après les calculs, on passe aux ferraillements des éléments.
- ◆ Etude de l'infrastructure.
- ◆ Au final, on passe à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillement des différents éléments de la construction.

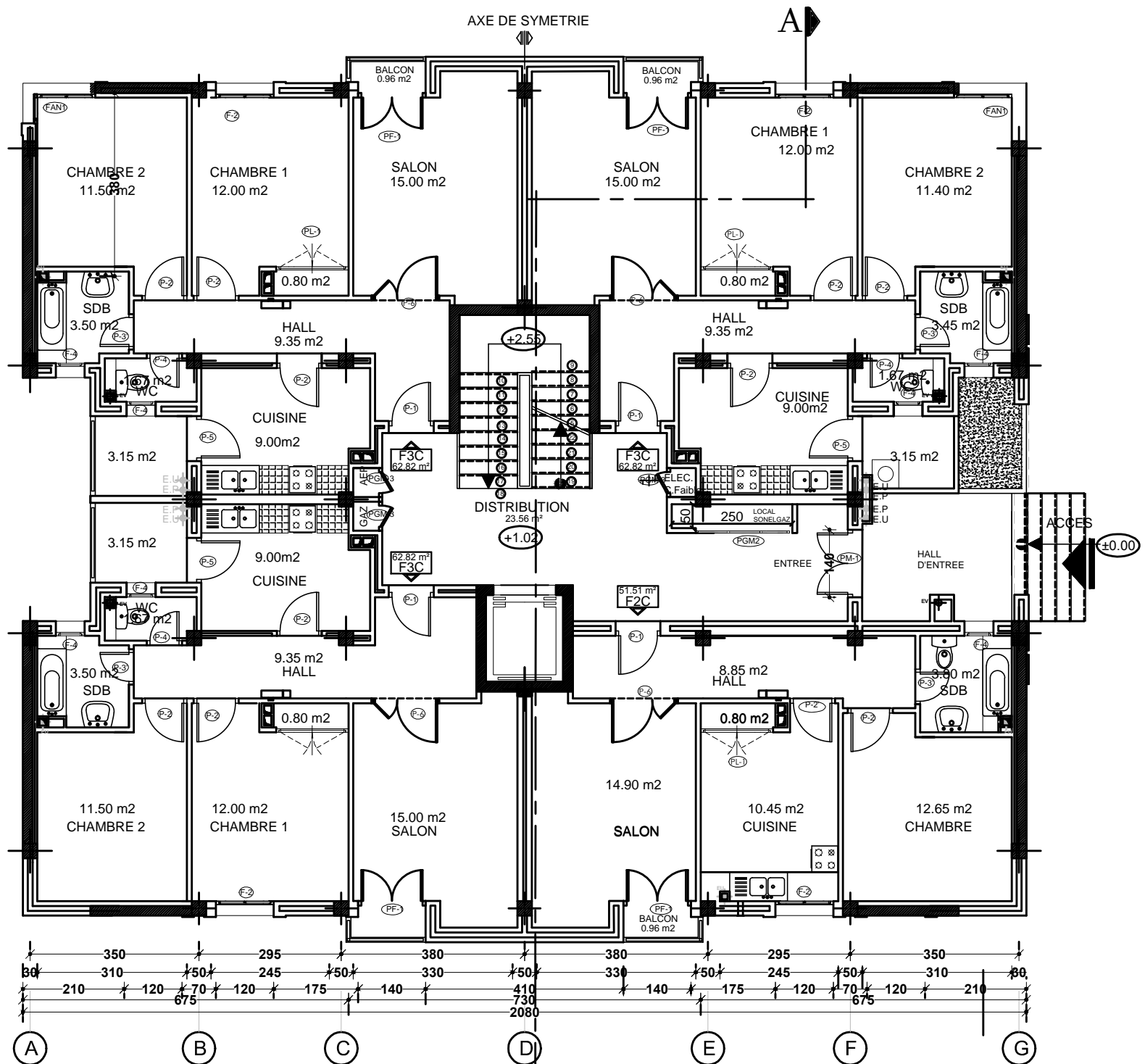


FACADE sur Voie Principale

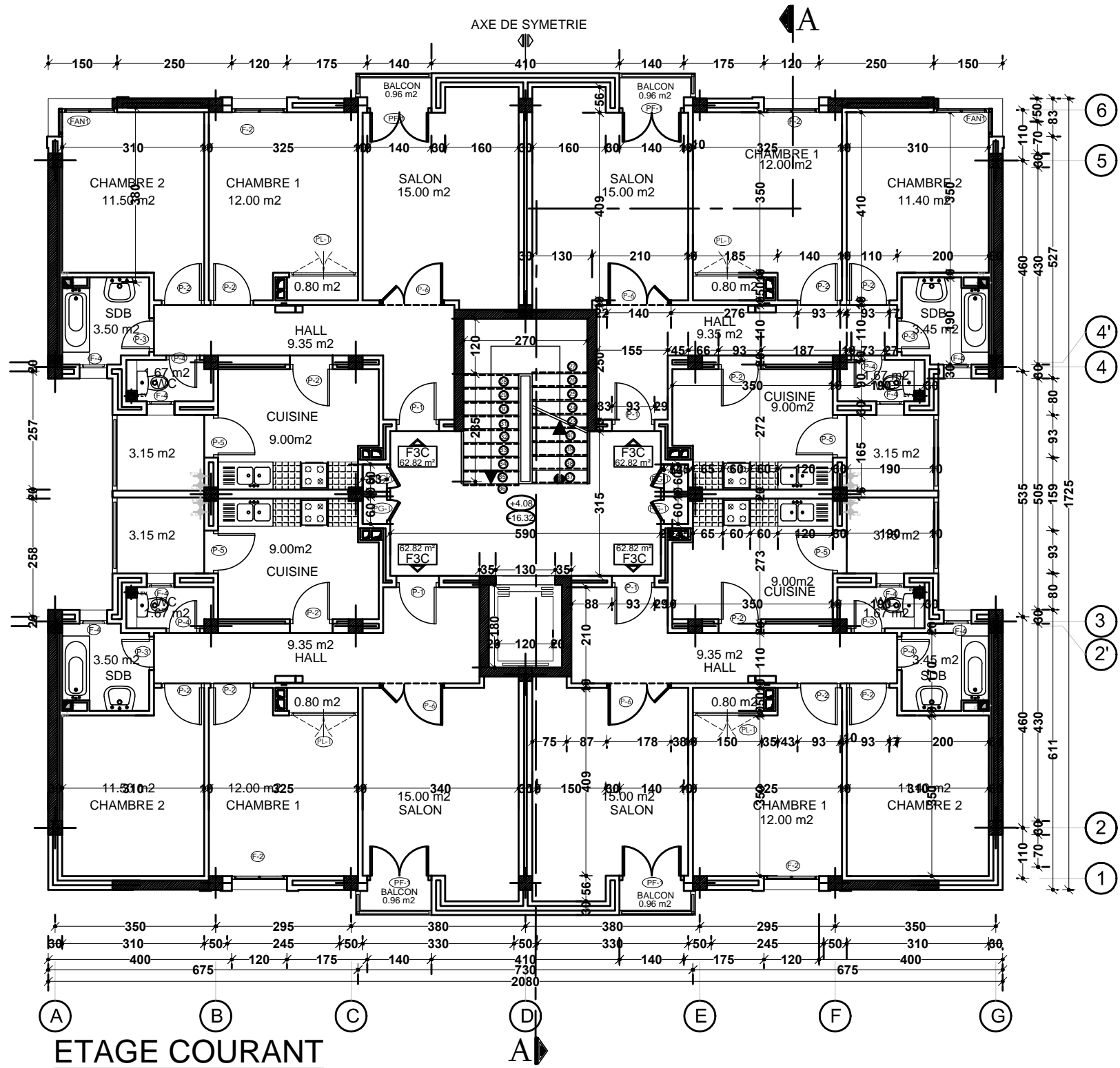




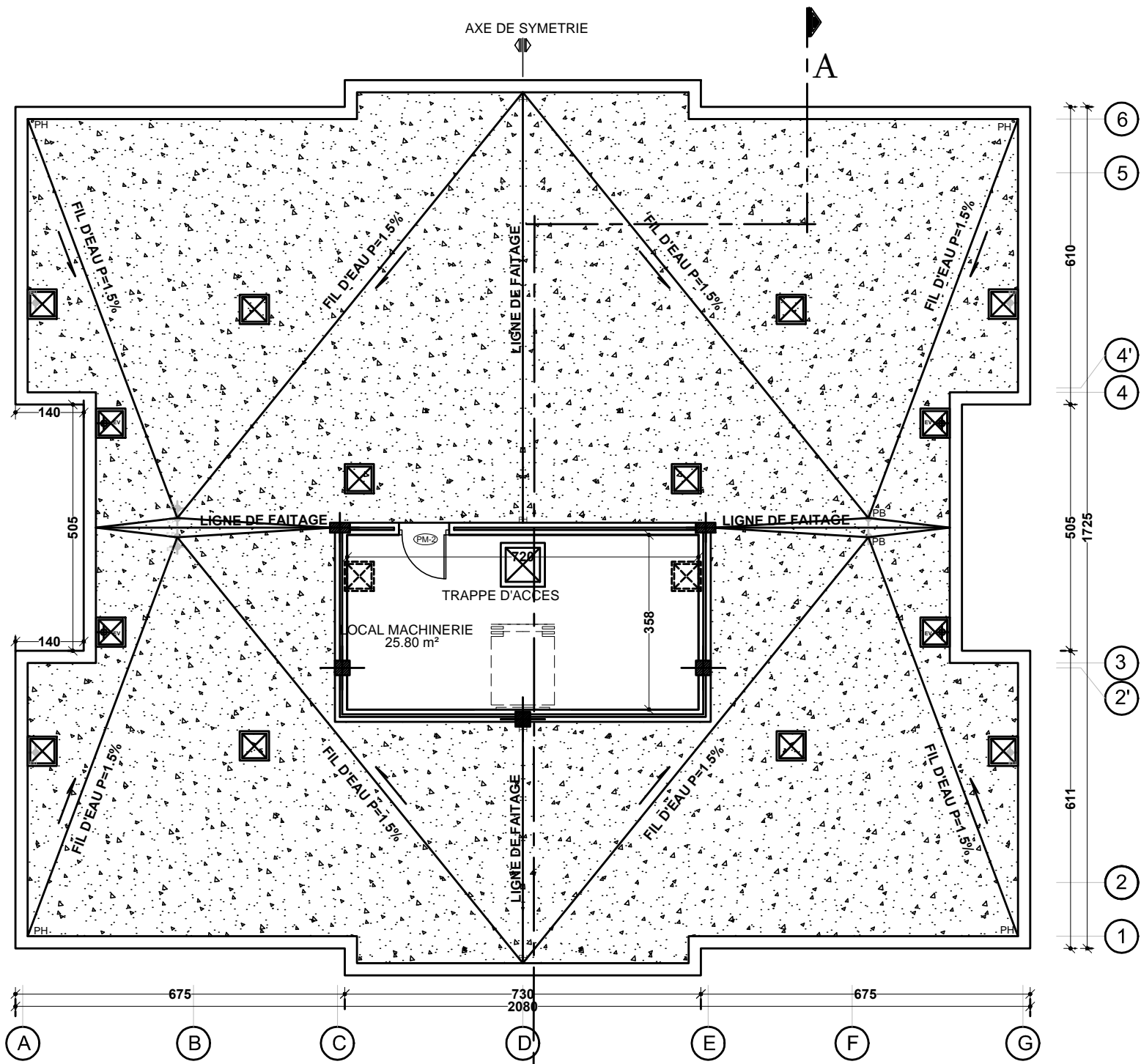
PLAN DE SOUS SOL



PLAN DE REZ -DE -CHAUSSEE



ETAGE COURANT



PLAN TERRASSE

A

Chapitre I

Presentation de l'ouvrage

I-Présentation et caractéristiques de l'ouvrage:

I-1-Présentation de l'ouvrage:

Notre projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en R+9+SS à usage habitation et commercial contreventé par des voiles et portiques, Cet ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) il sera implanté à la willaya du BOUMERDES qui est classé selon le RPA 99 modifié en 2003 comme étant une zone de sismicité élevée (**III**)

I-2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I-2-1-Les dimensions en plan:

-Hauteur totale:37.66m

- **SOUS-SOL et RDC:**

-longueur:..... 20.80m

-largeur:17.25m

-hauteur:3.06m

- **1^{er} et 9^{ème} étages:**

-longueur:20.8m

-largueur:17.25m

-hauteur:3.06m

I-2-2-Données du site:

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne importance

-Selon le rapport du sol la contrainte de calcul du sol est $\bar{\sigma} = 2$ bars

I-2-3-Règlement en vigueur:

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'a tous les règlements applicables en Algérie: **B.A.E.L 91 révisé 99; R.P.A 99/VERSION 2003; C.B.A 93.**

I-3 Eléments de la structure:

I-3-1 La superstructure:

a-Ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles en béton armé (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14 mètre en zone III, son contreventement est assuré conjointement par les deux éléments:

- **Contreventement par portique:** c'est une ossature constitué de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à:

Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Contreventement par voiles:** Composé des éléments verticaux «voiles» en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent:

D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

b- Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, associé à un système de poutres (principales, secondaires, poutrelles...etc), destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont:

Une fonction de résistance mécanique: il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique: qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

c- Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant de se déplacer et relie entre les différents niveaux, ils sont constitués de palier de repos et paillasse en béton armé coulés sur place, dans notre projet on s'intéresse aux escaliers à marches droites à 2 volés menant du sous-sol de jusqu'aux 9^{eme} étage.

d- La maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure:

- Murs extérieurs: constitués d'une double cloison en briques creuses de 10cm et d'une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs: en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e-Les revêtements:

- Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- le revêtement vertical est en mortiers de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs des salles d'eau.

f-Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle plein .

g-La terrasse:

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

h-Système du coffrage:

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et coffrage classique en bois pour les portiques.

i-Fondation:

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, leur choix se fait selon l'importance de l'ouvrage et le type de sol d'implantation.

I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables en oeuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance.

I-4-1 Le béton:

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulats, et eau .La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Dans le cas courant, le béton utilisé est composé de :

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

I-4-2 Résistance caractéristique du béton à la compression:

La résistance à la compression se mesure par compression axial sur cylindres droits de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées). Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1,11 BAEL 91 modifié 99**).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I-4-3 Résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression par la formule qui est donnée par **BAEL91 Article A.2.1,12** comme suit:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{d'ou } f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

I-4-4 Notion des Etats limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

a-ELU (Etat Limite Ultime) :

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

- **La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante:**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ en MPa (Art A.4.3,41/BAEL91)}$$

- ✓ Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs:

γ_b : 1,50 en situation courante.

γ_b : 1,15 en situation accidentelle.

- ✓ coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs:
 $\theta=1$: si la durée d'application est supérieure à 24h ($t>24h$)
 $\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h ($1<t<24h$)
 $\theta=0.85$: si la durée d'application est inférieure à 1h ($t<1h$)

Pour $f_{c28}=25$ MPa :

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc} = 14.17$ [MPa]
- Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc} = 18.48$ [MPa].

- **Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :**

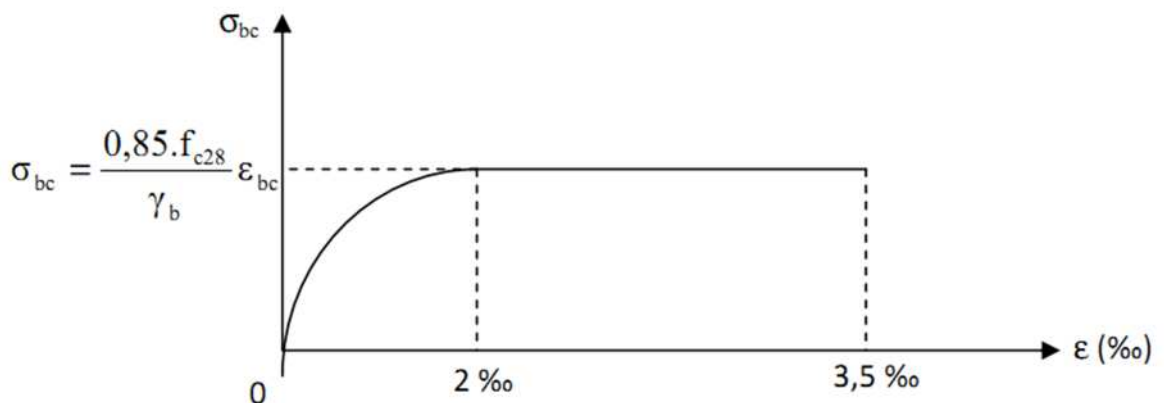


Figure I-4-a: Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est constitué :

- ✓ D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- ✓ D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

- **Hypothèses de calcul à l'ELU : (Art A 4.3, 2 BAEL91) :**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ϵ_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

b- ELS (Etat Limite de Service) :

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- **La contrainte de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :**

$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$ en MPa (Art 4.5.2 BAEL91)

Pour $f_{c28}=25$ MPa \longrightarrow $\sigma_{bc}=15$ MPa

- **Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :**

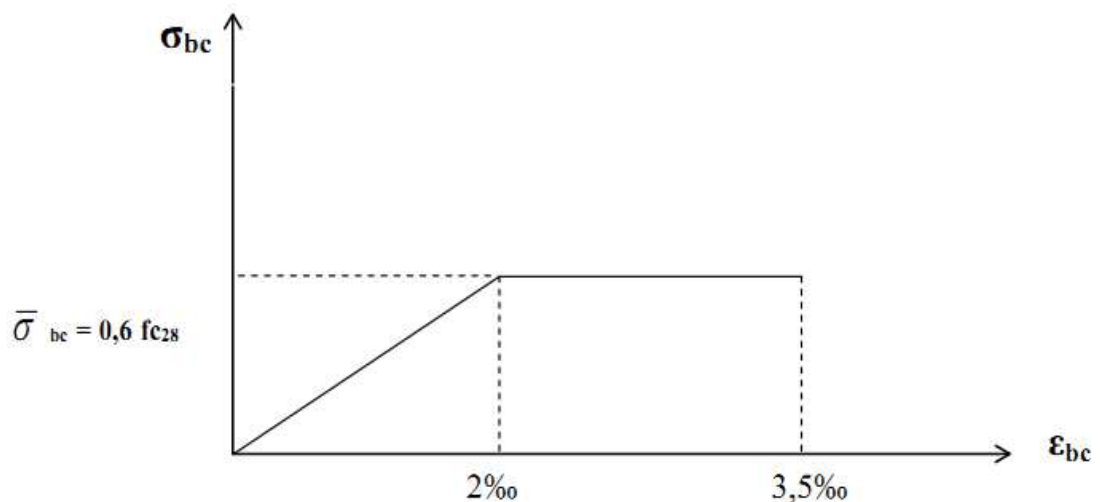


Figure I-4-b : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase en cet état est toujours élastique.

- **Hypothèses de calcul a l'ELS : (Art A 4.5, 1 BAEL91) :**

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et Conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).

-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le béton et l'acier sont considères comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle a la déformation, donc on leur applique la loi de HOOKE: $\sigma_b = E \cdot \epsilon_b$

-On définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ (forfaitairement)

-On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.

-On suppose concentrer on leurs centre de gravite un ensemble de plusieurs barres.

- **Contrainte tangente conventionnelle : (Art. A.5.1.BAEL91, CBA 93)**

Donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_o.dbc}$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée(ELU) .

b_o : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration peu nuisible:**

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

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,10 f_{c28}; 4\} \text{ MPa}$$

I-4-5 Module d'élasticité :

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

1-Module de déformation longitudinale :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a. Module d'élasticité instantané du béton « Eij »:

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}. \quad (\text{Art A2.1, 21 BAEL})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}.$$

b. Module d'élasticité différé « Evj »:

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

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{Art A2.1, 22 BAEL})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

2_ Module de déformation transversale :

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

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL91:

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\epsilon t}{\epsilon l}$$

Il est pris égal à:

L'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I-4-2 L'acier :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 Fe = 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 Fe = 235 MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6mm$) Fe=500 MPa

1 -Module de déformation longitudinal :(Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99)

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa

2- Contraintes limites de l'acier:

a) contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91):

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$: Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique

Donne lieu à une déformation résiduelle de 2%.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

Exemple:

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
$f_e = 520$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPa

Tableau I-4:valeurs des contraintes admissible de l'acier .

b) Contrainte limite à L'ELS:

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et diminuer

L'importance des ouvertures, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme

Suit :

➤ Fissurations peu nuisibles : (BAEL,91,CBA93/Art.4.5.32)

En milieu peu agressif, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à

Aucune limitation si les aciers sont protégés.

➤ Fissurations préjudiciables : (BAEL,91,CBA93/Art.4.5.32)

En milieu moyennement agressif, avec des éléments exposés aux intempéries il y a risque

d'infiltration d'eau, on donne :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3.f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\} \text{ en MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1.6$ pour les hautes adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

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

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses treillis soudés.

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenues $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $\eta=1.6$ est :

$\sigma_{st}=201.63\text{MPa}$ pour les HA

➤ Fissurations très préjudiciables :

En milieu fortement agressif, dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2.f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\}$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenues $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $\eta=1.6$ est :

$\sigma_{st}=164.97\text{MPa}$ pour les HA

3- Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

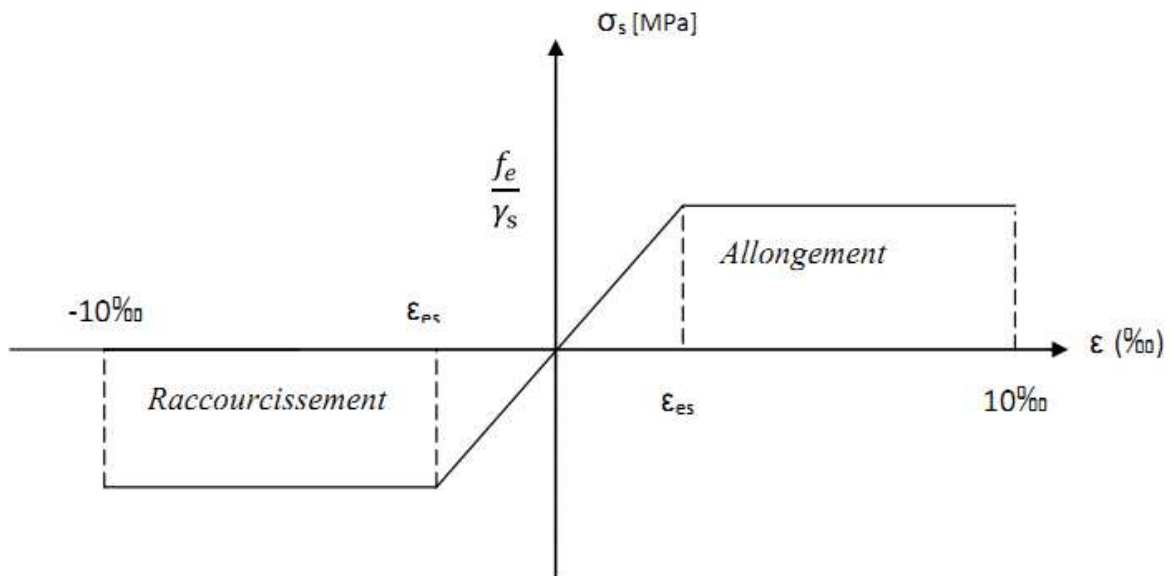


Figure I-4-2: Diagramme contraintes déformations de l'acier

4- Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux

Exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) .

- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction:

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

II-Pré dimensionnement des éléments:

II-1) Les planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort et d'isolation thermique et phonique.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Plancher à corps creux en partie courante, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

❖ Planchers à corps creux:

L'épaisseur du plancher, notée «ht » est donnée par :

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

Avec:

ht : épaisseur de la dalle.

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

Dans notre cas nous avons :

$$L_{max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{350}{22.5} = 15,55 \text{ cm} \longrightarrow \text{On opte pour un plancher d'épaisseur : } ht = 20 \text{ cm} \\ (16+4) \text{ cm.}$$

Epaisseur du corps creux = 16cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4cm.

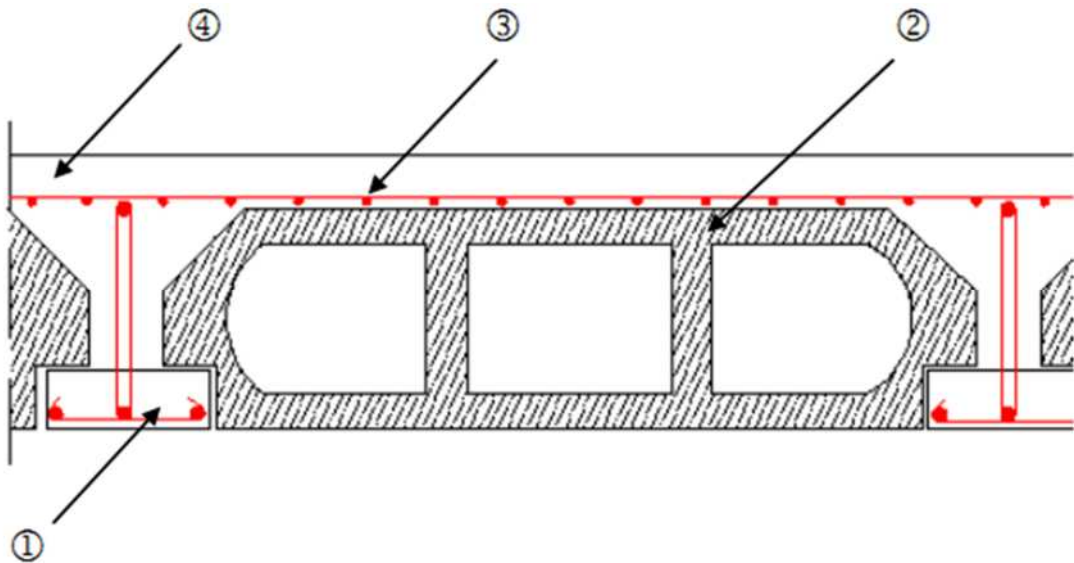


figure II-1 Coupe verticale du plancher.

- ① - Poutrelles.
- ② - Corps creux.
- ③ - Treillis soudé.
- ④ - Dalle de compression.

❖ **Plancher en dalle pleine:**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes:

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

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

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 3.38 \text{ m} \longrightarrow e \geq \frac{3.38}{10} \text{ m} = 11.25 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$e_1 = 15 \text{ cm}$$

◆ **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

$$e_2 = 11 \text{ cm}$$

◆ Isolation acoustique :

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M_{DP} est supérieure à 350Kg/m^2

$$\text{On a: } M_{DP} = \rho_{\text{béton}} \times e_p \rightarrow e_p = \frac{M_{dp}}{\rho_{\text{béton}}}$$

ρ : masse volumique du béton est égale à 2500kg/m^3 .

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{m donc :}$$

$$e_3 = 14 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = (e_1, e_2, e_3) = \max (15, 11, 14) = 15 \text{cm}$$

Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur $e_p=15\text{cm}$.

II-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L , telles que :

✓ Hauteur de la poutre:

$$L/15 \leq ht \leq L/10 ;$$

✓ Largeur de la poutre:

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht ;$$

Avec:

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus d'appuis.

✓ Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

- **Les poutres principales (ou porteuses) :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

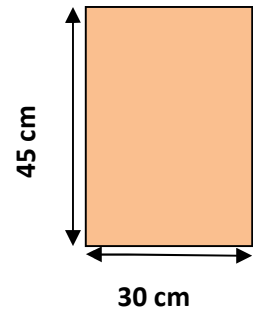
$L = 505 \text{ cm}$.

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm} ;$$

on opte pour : **$h = 45 \text{ cm}$** .

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

on opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$** .



Section adoptée : Poutres principales PP(30 × 45) cm².

- **les poutres secondaires :**

Elles sont parallèles

aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

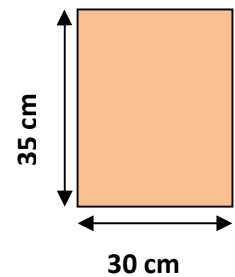
$L = 350 \text{ cm}$.

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \implies 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour : **$h = 35 \text{ cm}$** .

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$**



Section adoptée : Poutres secondaires PS (30 × 35) cm².

II -3) Pré dimensionnement des voiles :

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

D'après le règlement RPA2003 (Article 7.7.1), on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition :

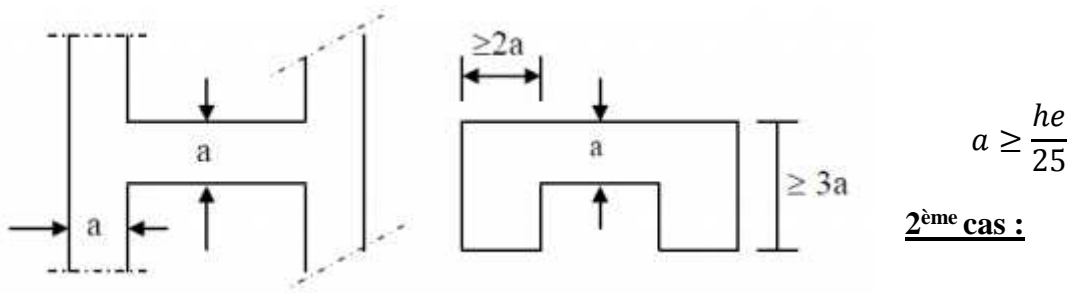
Avec :

l : longueur du voile

a : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

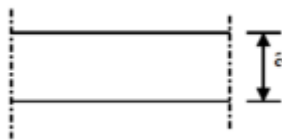
1^{er} cas :



2^{ème} cas :

$$a \geq \frac{he}{22}$$

3^{ème} cas :



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Figure II-3 : Coupe des voiles en plan.

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

$$he = h - e_{dalle}$$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm.

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

$$a \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right)$$

$$a \geq \max(11.44, 13, 14.3)$$

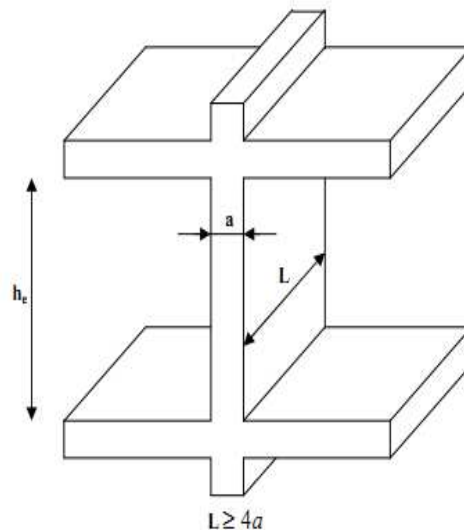


Figure .II.4 : Coupe d'un voile en élévation

On opte pour une épaisseur a=20cm pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de structure.

II-4) Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

II-4-1) Charge permanentes:

Plancher terrasse (inaccessible) :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Couche de gravillon	0.05	20	1.00
Etanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente en béton	0.05	22	1.10
Feuille de polyane	0.10	1	0.01
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Isolation en corps creux (16+4)	0.20	-	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total			5.39

Tableau: II-4-a Charges revenant au Plancher terrasse

➤ **Plancher étage courante :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Carrelages	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	22	0.44
Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison des séparation interne	0.1	-	0.90
G total			5.18

Tableau: II-4-b Charges revenant au Plancher étage courante

➤ Les murs extérieurs:

Eléments	Epaisseur (m)	ρ	Charge G_i [KN/m ²]
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
brique creuse	0.1x2	9	1.8
Lame d'air	0.05	-	-
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G total			2.36

Tableau: II-4-c Charges revenant aux murs extérieurs

➤ Les murs intérieurs:

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit plâtre	0.1x2	9	1.8
G total			2.7

Tableau: II-4-d Charges revenant aux murs intérieurs.

➤ Plancher dalle pleine:

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Carrelages	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	22	0.44
Dalle pleine en béton armé	0.20	-	2.80
Enduit plâtre	0.15	0.02	0.2
Cloison de séparation interne	0.1	-	0.90
G total			5.18

Tableau: II-4-e Charges revenant aux plancher dalle pleine.

I-4-2) Charge d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Elément	Surcharge Q(KN/m ²)
Plancher étage courant à usage (habitation)	1.5
Plancher du RDC à usage habitation	1.5
Plancher sous sol a usage locaux	4
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau: II-4-d Charge d'exploitation des éléments

II-5) Pré dimensionnements des poteaux:

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (7.4.1du RPA99).

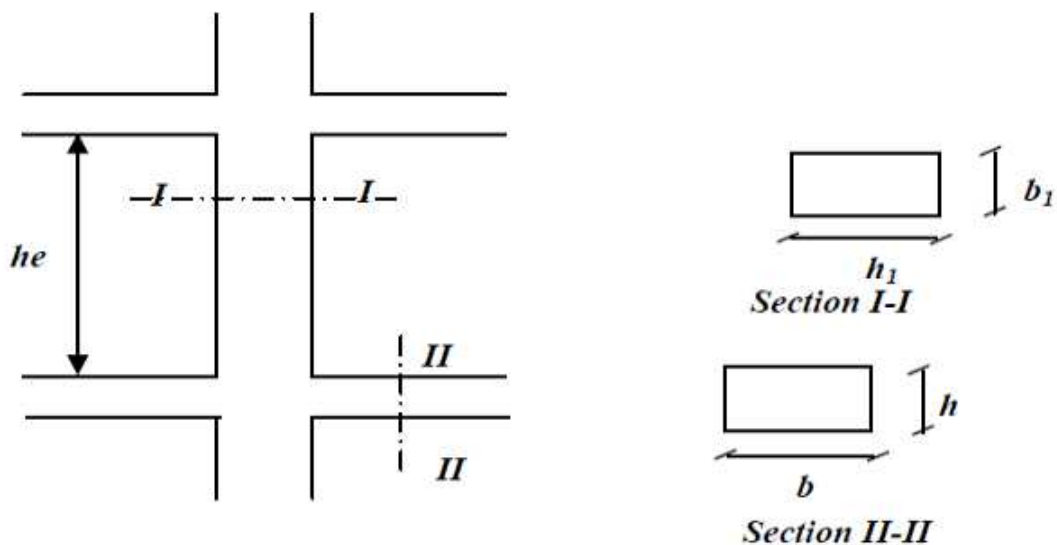


Figure II-5 : Coffrage des poteaux.

Pour un poteau rectangulaire de la zone III on a :

- ✓ $\min (b1, h1) \geq 30\text{cm}$
- ✓ $\min (b1, h1) \geq he / 20$
- ✓ $1/4 \leq b1 / h1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS.tel que : $Ns=G+Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

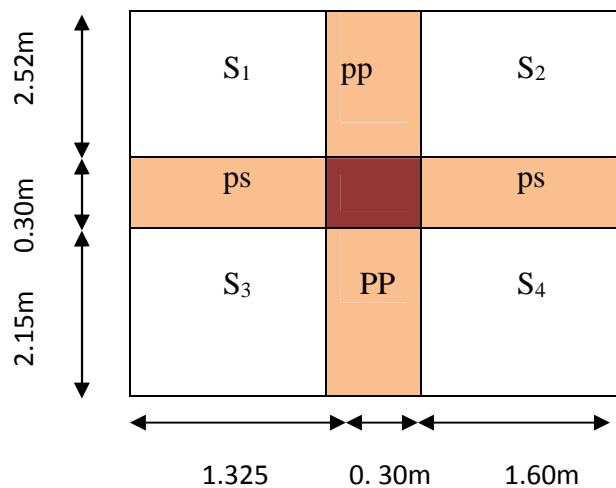
L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

II-5-1) Surface d'influence :

✓ **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:**



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

$$S1 = 1.325 \times 2.52 = 3.339 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.60 \times 2.52 = 4.032 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 1.325 \times 2.15 = 2.849 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 1.60 \times 2.15 = 3.44 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow S_{nette} = 3.339 + 4.032 + 2.849 + 3.44 = 13.66 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_{brute} = 4.97 \times 3.225 = 16.03 \text{ m}^2$$

II-5-2) Poids propre des éléments :

$P=G \times S$

✓ **Poids des planchers :**

- **Plancher terrasse:**

$PP_{tr}= 5.39 \times 13.66=73.627\text{KN/ml}$

- **Plancher d'étage courants :**

$PP_{ec} = 5.18 \times 16.03=83.035\text{KN /ml}$

✓ **Poids des poutres : $\rho=25 \text{ KN/m}^3$**

Poutre principale: $G_{pp}=25 \times (0.30 \times 0.45) \times (2.52+2.15)= 15.761 \text{ KN/ml}$

Poutre secondaire: $G_{ps}=25 \times (0.20 \times 0.35) \times (1.60+1.325)=5.118\text{KN/ml}$

Poids total : $G_p =20.879\text{KN /ml}$

✓ **Poids propre des poteaux :**

- **SOUS-SOL,RDC, les étages courants($h=3.06\text{m}$) :**

$G_p=25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.06 = 6.885\text{KN/ml}$

II-5-3) Surcharge d'exploitation :

Sous-sol

$Q_{SS} \times S_{bute}=4 \times 16.03= 64.12\text{KN}$

RDC+Etages courants(1^{ere}.....9^{eme}étages)

$Q_{rdc+EC} \times S_{brute}=1.5 \times 16.03= 24.045\text{KN}$

Terrasse

$Q_{tr} \times S_{nette}=1 \times 13.66=13.66\text{KN}$

II-5-4) La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages:

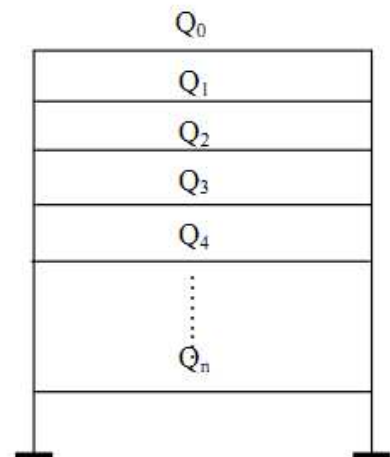
- **Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Les règles du BAEL nous impose une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir

Compte de la non simultanéité de chargement sur tout les planchers



$$\begin{aligned} \sum 0 &= Q_0 \\ \sum 1 &= Q_0 + Q_1 \\ \sum 2 &= Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \\ \sum 3 &= Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \sum 4 &= Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ \sum n &= \frac{n+3}{2n}(Q_1 + Q_2 \dots \dots Q_n) \text{ pour } n \geq 5 \end{aligned}$$

- Coefficients de dégression des surcharges:

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

Tableau: II-5-a Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

II-5-5) Descente de charges:

Niveau	G(KN)					Q(KN)		Ncumulés= G+Q	Section du poteau trouvée (cm ²)
	Plancher	Poutres	poteau	G _T	C _{cumulés}	Q _i	Q _{cumulés}		
9	73.627	22.159	/	95.786	95.786	13.66	13.66	109.446	72.964
8	70.758	22.159	6.885	102.671	198.457	24.045	37.705	236.162	157.441
7	70.758	22.159	6.885	102.671	301.128	24.045	59.345	360.473	240.315
6	70.758	22.159	6.885	102.671	403.799	24.045	67.781	471.58	314.386
5	70.758	22.159	6.885	102.671	506.47	24.045	81.831	588.301	392.200
4	70.758	22.159	6.885	102.671	609.141	24.045	88.828	697.969	465.312
3	70.758	22.159	6.885	102.671	711.812	24.045	97.849	809.661	539.774
2	70.758	22.159	6.885	102.671	814.483	24.045	113.283	927.766	618.510
1	70.758	22.159	6.885	102.671	917.154	24.045	122.704	1039.858	693.238
RDC	70.758	22.159	6.885	102.671	1019.825	24.045	132.727	1152.552	768.368
SS	70.758	22.159	6.885	102.671	1122.496	64.12	172.601	1295.097	863.398

Tableau: II-5-b Résumé des section obtenue par la descente de charges

Remarque:

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA(Art 7.4.1 du RPA99) exige pour la zone III une section minimale de 30x30 cm².

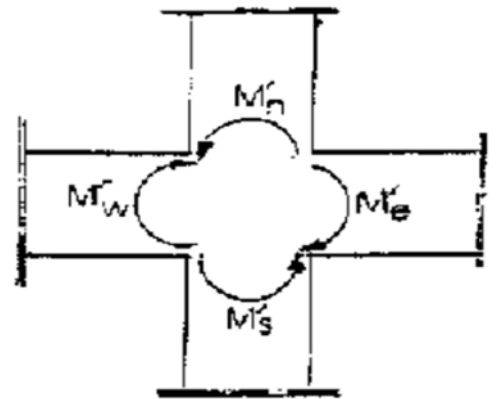
- ✓ L'article 7.6.2 du RPA 99 révisé en 2003 relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

$$|Mn| + |Ms| \geq 1.25(|Mw| + |Me|)$$

Tel que :

Mn et Ms : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

Me et Mw :sont les moments fléchissant dans les poutres



- ✓ On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie , autrement dit on a :

$$\sigma = M \times v / I \iff M \times I / v$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \times I_{s \text{ poteau}}}{v} + \frac{\sigma \times I_{n \text{ poteau}}}{v} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma \times I_{e \text{ poutre}}}{v} + \frac{\sigma \times I_{w \text{ poutre}}}{v} \right)$$

$$I_{s \text{ poteau}} + I_{n \text{ poteau}} \geq 1.25(I_{e \text{ poutre}} + I_{w \text{ poutre}})$$

$$2I_{\text{poteau}} \geq 1.25(2I_{\text{poutre}})$$

$$\iff I_{\text{poteau}} \geq 1.25I_{\text{poutre}}$$

On a la section de la poutre principale qui est de 30x45 cm².

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0.30 \times 0.45^3}{12} = 2.278 \times 10^{-3} \text{m}^4.$$

Pour les poteaux qui sont de section carré:

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a^4}{12}$$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a^4}{12} \geq 1.25 \times I_{\text{poutre}} = 1.25 \times 2.278 \times 10^{-3} = 2.8475 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$\rightarrow a^4 \geq 12 \times 2.8475 \times 10^{-3} = 0.03417 \text{m}^4$$

$$\rightarrow a \geq \sqrt[4]{0.03417} = 0.4299 \text{m}$$

→ On prend **a=0.55m.**

✓ Donc on opte pur une section de poteau carrés de 55x55 cm².

Remarque :

D'après les dégâts constatés lors de séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

• Vérification relatif au coffrages:

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003on doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b,h) ≥ 30 cm en zone III
- Min (b,h) ≥ he/20 avec he = hauteur libre du poteau.
- 1/4 < b/h < 4

- Min (b,h) =55 cm ≥30 cm
- Min (b,h) =55 cm ≥306/20 =15.3 cm Conditions vérifiées.
- 1/4 < 55/55=1

• Vérification au flambement :

le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression .Le calcul des poteaux aux flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec:

- ◆ λ : Elancement du poteau.
- ◆ l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$).
- ◆ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- ◆ I : Moment d'inertie du poteau: $I = bh^3/12$.
- ◆ B : Section transversale du poteau($B=bxh$).

♦ l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

On a:

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \implies \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Donc:

$$\lambda = 2,45 \frac{l_0}{h}$$

Sachant que : tous les poteaux de notre structure sont de section de (55x55cm²).

$$\lambda = 2.45 \times 3.06 / 0.55 = 13.63 < 55 \implies \text{condition vérifiée.}$$

II-5-6) Récapitulatifs des Prédimensionnement:

Les dimensions des éléments de notre structure sont comme suit:

Eléments	Dimensions
Plancher en corps creux	20 (cm).
Poutres principales	30x45 (cm ²).
Poutres secondaires	30x35 (cm ²).
Poteaux (sous-sol, RDC ,1 ^{ère} étage)	55x55 (cm ²).
Poteaux (2 ^{ème} 3 ^{ème} ,4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage)	45x45 (cm ²)
Poteaux (6 ^{ème} 7 ^{ème} ,8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage)	40x40 (cm ²)

Tableau: II-5-c Tableau récapitulatif

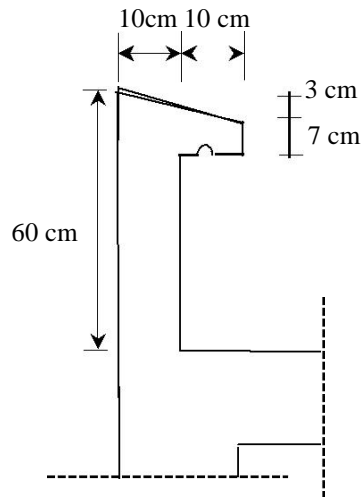
Chapitre III

Calcul des elements

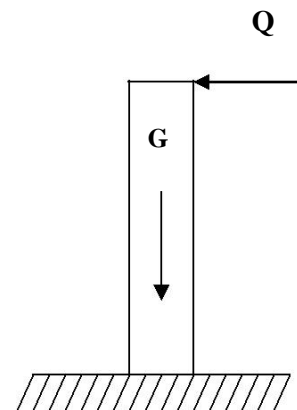
III.1.Calcul de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d’après sa disposition, l’acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d’un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.



FigIII-1-1 Coupe transversale de l’acrotère



FigIII-1-2 Schéma statique

III.1.1. Les sollicitations :

Poids propre G
 $G = \rho \times S \times 1m$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l’acrotère.

$$N_G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \frac{(0.03 \times 0.2)}{2} \right] = 1.925 \text{ kN/m}$$

$G = 1.925\text{KN}$

Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1ml = 1.925 \text{ KN}$.

Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T = Q \times 1ml = 1\text{KN}$.

Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h \times 1m = 1 \times 0,6 \times 1m = 0.6\text{KN.m}$

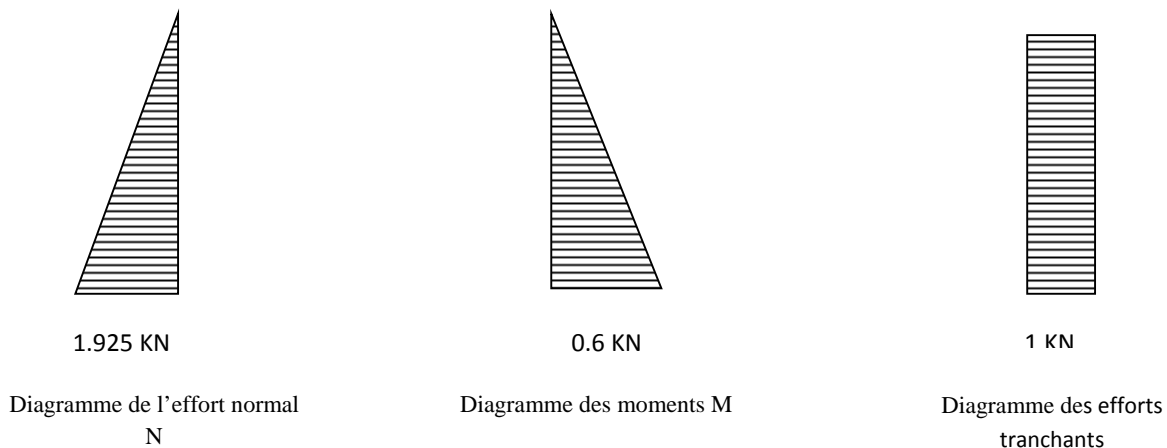


Fig- III-1-3 : Diagrammes des efforts

III.1.2. Les combinaisons de charges :

A L'ELU :

Effort normale: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.925 = 2.59KN$

Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 KN. m$

Effort tranchant : $TU = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5KN.$

- A L'ELS :

Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.925 KN$

Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 KN. m$

Effort tranchant : $TS = T = 1KN$

III.1.3. Ferrailage :

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton

En flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis

en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

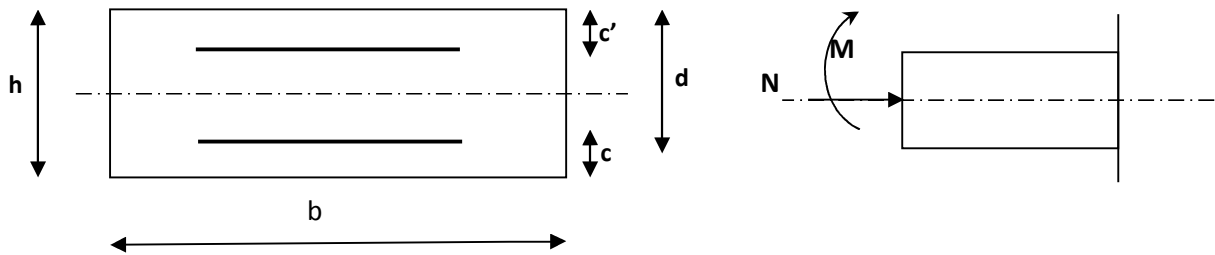


Fig III6-1: la section d'armature.

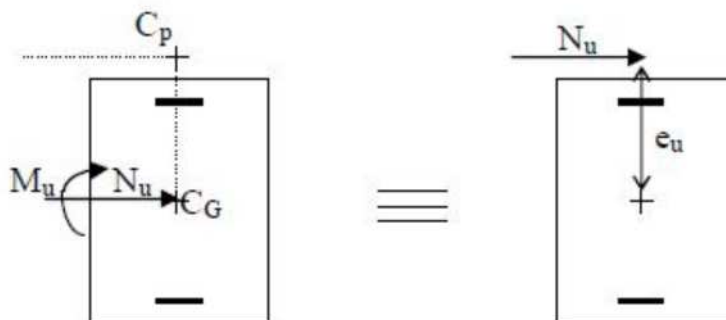
Avec :

- h** : Epaisseur de la section (h = 10 cm).
- b** : Largeur de la section (b = 100 cm).
- c et c'** : Enrobage (c = c' = 2 cm).
- d** : Hauteur utile (h - c = 10 - 2 = 8 cm).
- M_f** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

❖ Calcul à L'ELU :

• Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.59} = 0.347\text{m} > \frac{h}{2} - c = 0.03\text{m}$$



Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section ⇒ SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

• Armatures principales :

a-La section des armatures fictives : (en flexion simple)

$M_f = N_u \times a$; avec a : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « CG » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 34.7 + (5 - 2) = 37.7 \text{ cm. 2}$$

$$M_f = 2.59 \times 0.377 = 0.976 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.967 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\mu = 0.0106 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.0107 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

b-La section des armatures réelles :(en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa.}$$

$$A_u = 0.34 - \frac{2.59 \times 10}{348} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

III.1.4. Les vérifications :

1) *Vérification de la condition de non fragilité :.....(Art A-4.2.1/BAEL 91).*

$$A < A_{min}.$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right].$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 100}{1.925} = 31.2 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{31.2 - 0.445 \times 8}{31.2 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{min} .

$$\text{Soit } A_u = A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte } A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec } St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1 / BAEL 91).

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{MPa} .$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} ; \text{ avec } T_u : \text{ Effort tranchant : } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN} .$$

D'où : $\tau_u = \frac{1.5}{1000 \times 80} * 1000 = 0.0187 \text{MPa}$

$\tau_u = 0.0187 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

D'où : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm} .$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{MPa} .$

$\tau_{se} = 0.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

4) Espacement des barres :

- Armatures principales

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$S_t=25 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

5) Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\sigma_s f_e}{4\tau_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm}$.

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$.

III.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

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

a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \longrightarrow \beta = 0.920$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.56 \text{ MPa}$$

b. Vérification de contraintes dans le béton :.....(Art A-4.5.2/ BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{40.56}{47.5} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003 /ART 6.2.3) :

L'acrotère doit être conçue de façon à résister à la force horizontale $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

A : coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone III) $A=0.25$

(Tableau 4-1RPA).

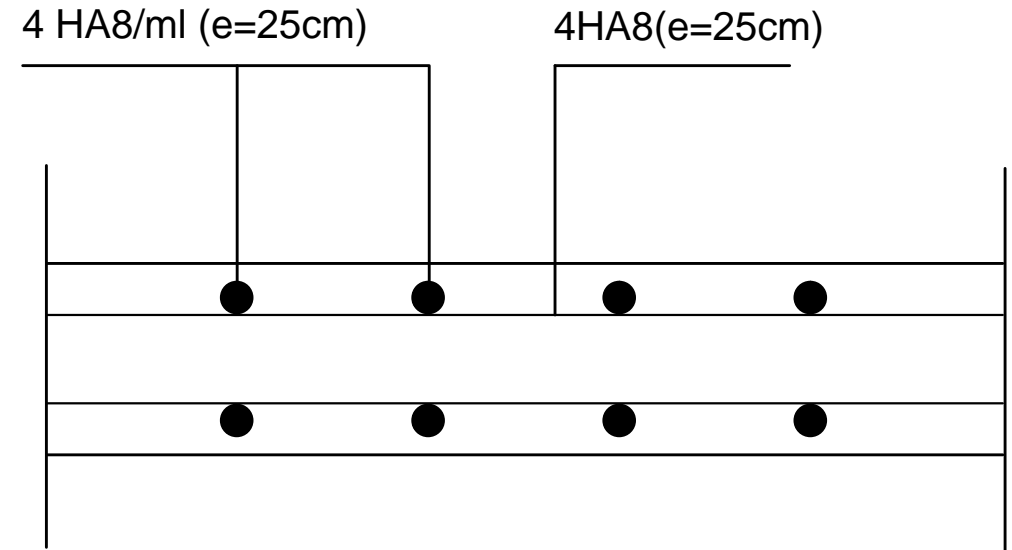
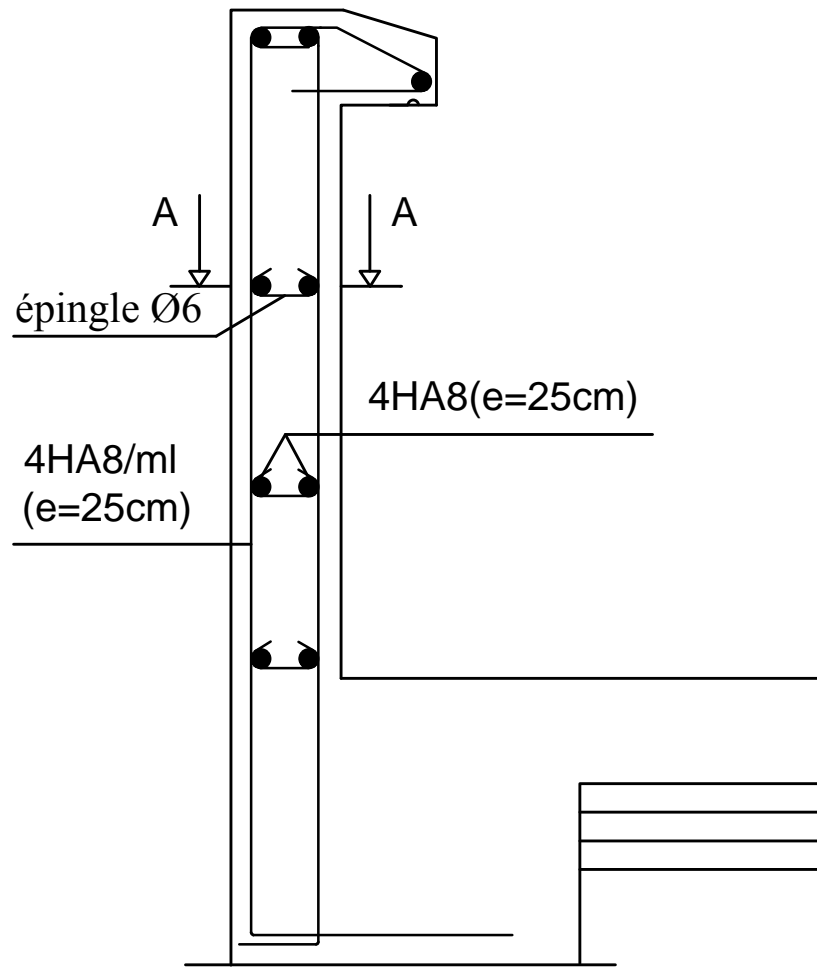
C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires 0.3.

(Tableau 6-1RPA).

W_p : poids de l'acrotère $W_p=1.925\text{KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.925 = 0.577 \text{ KN} < Q=1\text{KN} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

Ferrailage de l'acrotère

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

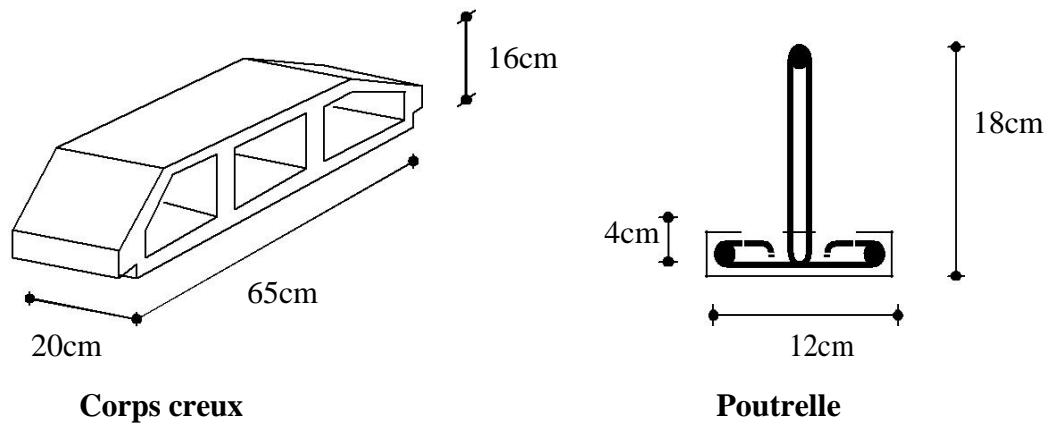
III.2 Calcul des planchers :

III.2.1.A Planchers en corps creux :

Tous les planchers de notre bâtiment sont a corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm, sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

Le plancher en corps creux est constitué de ;

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.



III.2.2 Calcul de la dalle de compression :

Elle à une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- Ø20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
 - Ø 33cm pour les armatures // aux poutrelles.
- } (BAEL 91/Art B.8.6).

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$;

avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

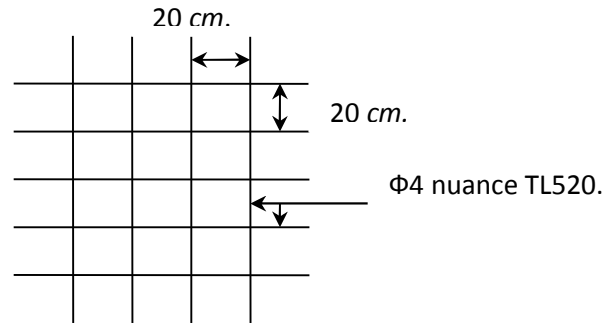


Fig III-2-1: Treillis soudés (200×200)

III-2-3 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN / ml}$$

Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,61 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,61 = 0,74 \text{ KN / ml}$$

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

❖ Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

a. Combinaison de charges :

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

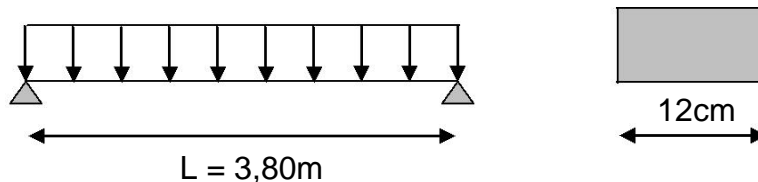


Fig III-2-2 schéma statique de la poutrelle

b. Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,8^2}{8}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \times l/2 = 2,5 \times 3.8 / 2 = 4.75 \text{ KN.}$$

d. Ferrailage :

Soit : $c = 20 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,61 >> \mu_r = 0,394$$

$\mu > \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée

On remarque que les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est trop faible, on place des étriers verticaux pour supporter les charges avant coulage sans qu'elles fléchissent.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en **T** reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

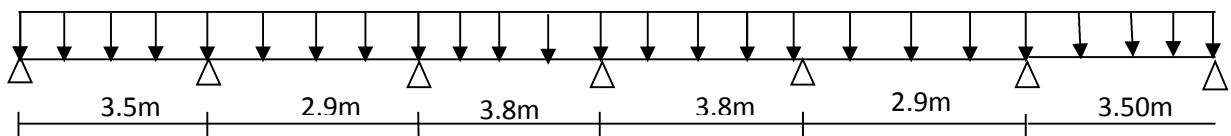


Fig III.2.3: Schéma de chargement de la poutrelle continue

a. Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16+4 \text{ cm}$, hauteur de la poutrelle continue

$h_0 = 4 \text{ cm}$, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, la larguer de la nervure .

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

L_0 : Distance entre deux poutrelles

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

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3.80 \text{ m}$$

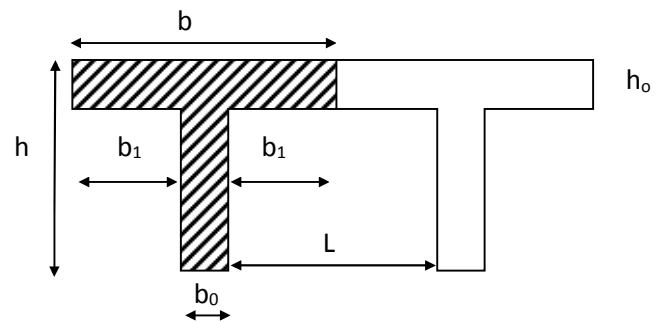


Fig III.2.4: Dimensions de la poutrelle

D'où : $b_1 \leq \min (26.5, 38, 32)$ $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

b. Charges et surcharges :

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable ; le plus chargé.

Dans notre cas les planchers de sous-sol (usage commercial).

La dalle supporte :

Poids propre du plancher : $G = 5,18 \times 0,65 = 3.367 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation planché : $Q = 4 \times 0,65 = 2.6 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison d'actions :**

L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.44 \text{ KN/ml}$.

L'ELS: $q_s = G + Q = 5.967 \text{ KN/ml}$.

✓ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher ; a l'aide des méthodes suivantes :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

c. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition 1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanent ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/ml})$$

$$Q = 4 \text{ KN/ml} \leq \max(2G = 6.734 ; 5 \text{ KN/ml}) \implies \text{condition vérifiée}$$

Condition 2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow La condition est vérifiée

Condition 3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{2,95} = 1,18 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,95}{3,80} = 0,77 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,80} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{2,95} = 1,28 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,95}{3,50} = 0,909 \end{array} \right\} \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

❖ **Méthode des trois moments : i**

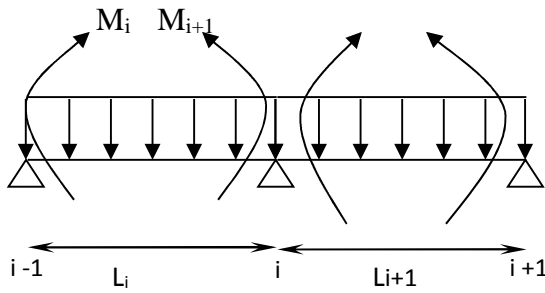


Fig. III-2-5 : Schéma de la Méthode des trois moments

a-Règle de la méthode :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

❖ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$$

❖ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

❖ **Les combinaisons de charge :**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$G = 3,367 \text{ KN/ml}$

$Q = 2,6 \text{ KN/ml}$

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,367 + 1,5 \times 2,6 = 8,445 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,367 + 2,6 = 5,967 \text{ KN/ml}$

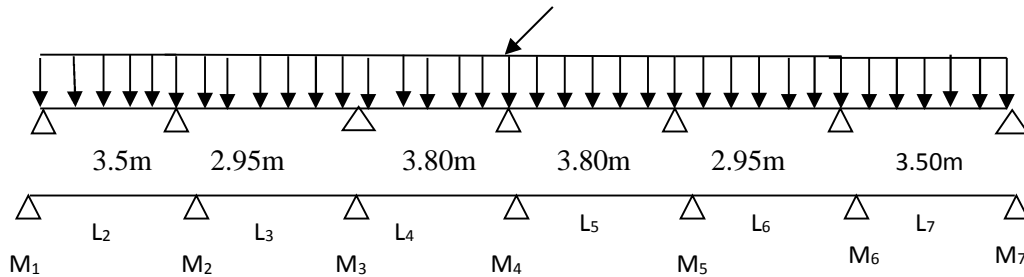
Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du moment max

$$\rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

B-Calcul a l'ELU : $q = 8,445 \text{ [KN/ml]}$



FigIII.2.6 Diagramme des charges sur les poutrelles

• **Calcul des moments aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 7M_1 + 3,5M_2 = -90,519 \dots\dots\dots(1). \\ 3,5M_1 + 12,9M_2 + 2,95M_3 = -144,719 \dots\dots\dots(2). \\ 2,95M_2 + 13,5M_3 + 3,8M_4 = -170,048 \dots\dots\dots(3). \\ 3,8M_3 + 15,2M_4 + 3,8M_5 = -231,697 \dots\dots\dots(4). \\ 3,8M_4 + 13,5M_5 + 2,95M_6 = -170,049 \dots\dots\dots(5). \\ 2,95M_5 + 12,9M_6 + 3,5M_7 = -142,719 \dots\dots\dots(6). \end{array} \right.$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{array}{lll} M_1 = -9,592 \text{KN.m} & M_2 = -6,677 \text{KN.m} & M_3 = -8,475 \text{KN.m} \\ M_4 = -11,268 \text{KN.m} & M_5 = -7,436 \text{KN.m} & M_6 = -9,103 \text{KN.m} \\ M_7 = -9,617 \text{KN.m} & & \end{array}$$

- Calcul des moments en travée :

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{max}(m)$	Valeur $M_{max}(KN.m)$
1-2	3.5	1.848	4.839
2-3	2.95	1.402	1.634
3-4	3.8	1.899	5.373
4-5	3.8	2.019	5.952
5-6	2.95	1.408	0.938
6-7	3.5	1.732	3.573

TableauIII-2-1: les moments en travée

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

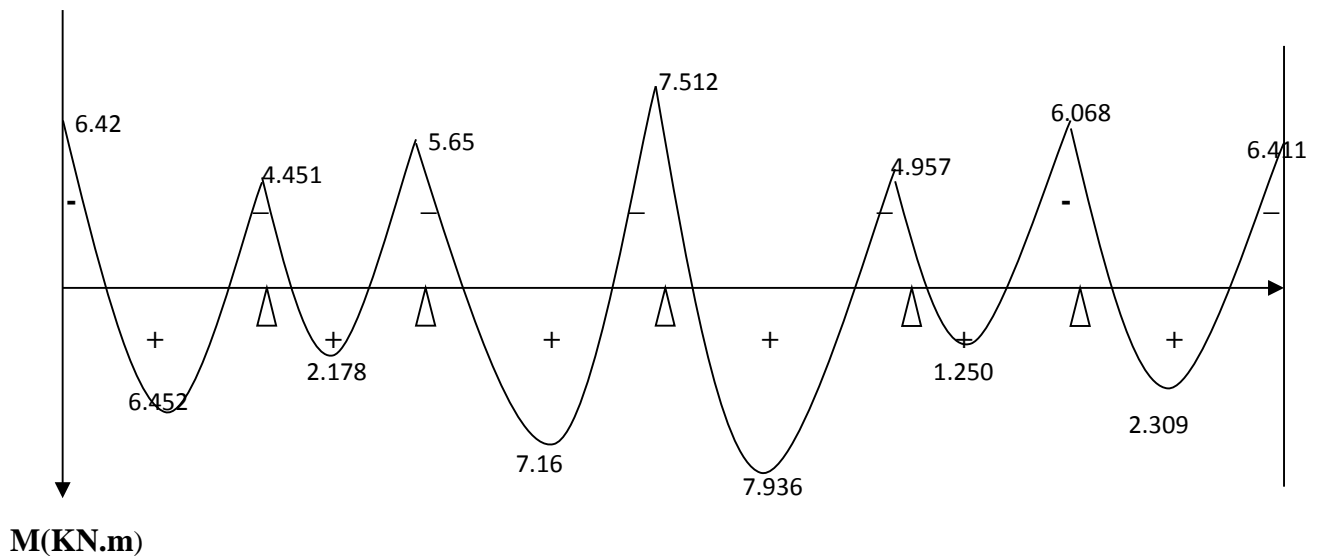


Fig. III-2-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

c/ Calcul des efforts tranchant

$$T(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Pour $x = i$ $T(i) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour $x = i+1$ $T(i + 1) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Pour i = 1 $T(e) = \frac{8.445 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.451+6.42)}{3.5} = 14.778 + 0.562 = 15.34 \longrightarrow T(w) = -14.778+0.562 = -14.216$

Pour i = 2 $T(e) = \frac{8.445 \times 2.95}{2} + \frac{(-5.65+4.451)}{2.95} = 12.456 - 0.406 = 12.05 \longrightarrow T(w) = -12.456+0.406 = -12.862$

Pour i = 3 $T(e) = \frac{8.445 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.512+5.65)}{3.8} = 16.045 - 0.49 = 15.555 \longrightarrow T(w) = 16.045+0.49 = 16.536$

Pour i = 4 $T(e) = \frac{8.445 \times 3.8}{2} + \frac{(-4.957+7.512)}{3.8} = 16.045 + 0.672 = 16.717 \longrightarrow T(w) = -16.045+0.672 = -15.373$

Pour i = 5 $T(e) = \frac{8.445 \times 2.95}{2} + \frac{(-6.068+4.957)}{2.95} = 12.456 + 0.367 = 12.08 \longrightarrow T(w) = -12.456+0.367 = -12.832$

Pour i = 6 $T(e) = \frac{8.445 \times 3.5}{2} + \frac{(-6.411+6.068)}{3.5} = 14.778 + 0.098 = 14.68 \longrightarrow T(w) = -14.778+0.098 = -14.876$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Mw(KN.m)	-6.42	-4.451	-5.65	-7.512	-4.957	-6.068
Me(KN.m)	-4.451	-5.65	-7.512	-4.957	-6.068	-6.411
T _e	15.34	12.05	15.555	16.717	12.08	14.68
T _w	-14.216	-12.862	-16.536	-15.373	-12.832	-14.876

Tableau III-2-2 les efforts tranchants en travée à L'ELU

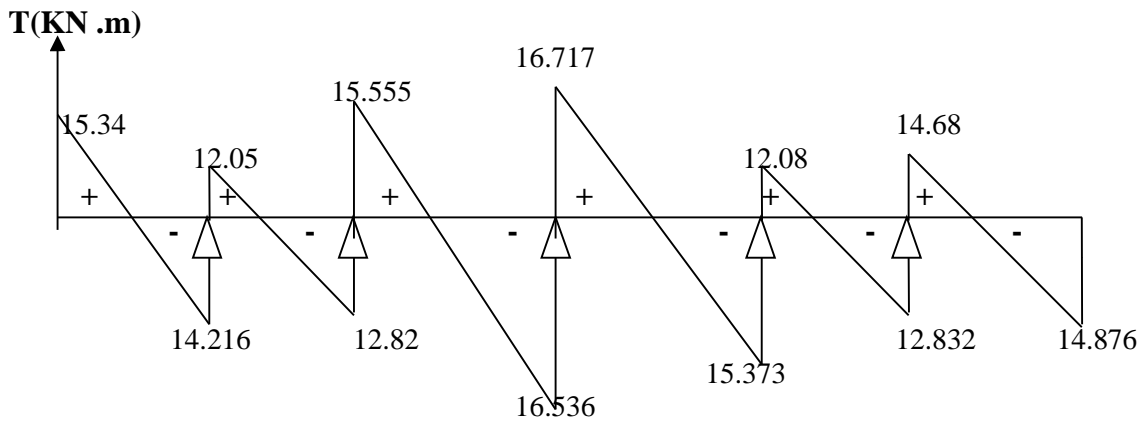


Fig.III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants

III-2-4 Calcul des armatures :

❖ En travée :

Le moment max en travée est $M_{max}^t = 7.936 \text{KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_{max}^t > M_{ab}^t \rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_{max}^t < M_{ab}^t \rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{ab}^t : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t < M_{ab}^t \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant section rectangulaire de (b, h).

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.936 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu = 0.392 \rightarrow$ Section Simplement armée

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.936 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On opte $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis est : $M_{max}^a = 7.512 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.512 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.136$$

$\mu = 0.136 < \mu = 0.392 \rightarrow$ Section Simplement armée.

$$\mu = 0.136 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.512 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte $A_{st} = 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification à l'ELU :**

a-Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

on doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$\text{En travée : } A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

$A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de $\bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{MPa} \right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$

$T_{max} = 16.717 \text{KN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{16.717 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 \text{MPa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ condition vérifiée.

c) Contrainte d'adhérence et Entrainement des barres :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que $\tau_{se} = \frac{T_{max}^u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A on a = 1.5) .

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$ (pour les aciers H.A on a = 1.5) .

ΣU_i Somme des périmètres utiles.

$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.536 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{16.717 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.36 \text{MPa.}$

$\tau_{se} \longrightarrow \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barre..... \longrightarrow Condition vérifiée.

d) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91 :

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

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

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

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

On prend $L_s = 45 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet Normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «
 Pour les aciers H.A $L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.967}{8.44} = 0.7$$

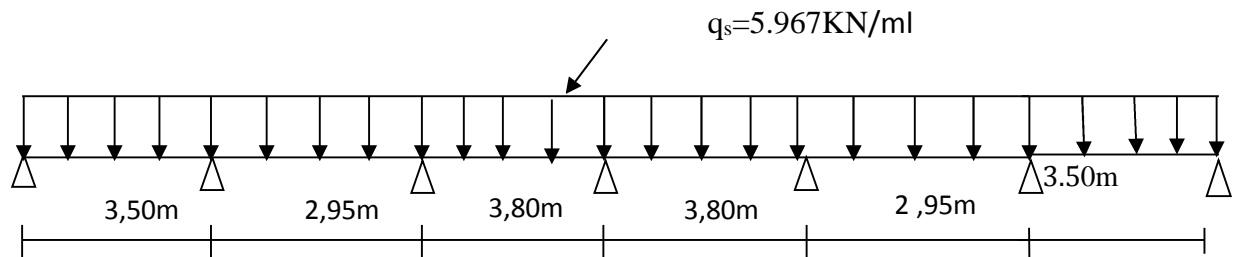


Figure III.2.10 : Diagramme des charges sur les poutrelles à l'ELS

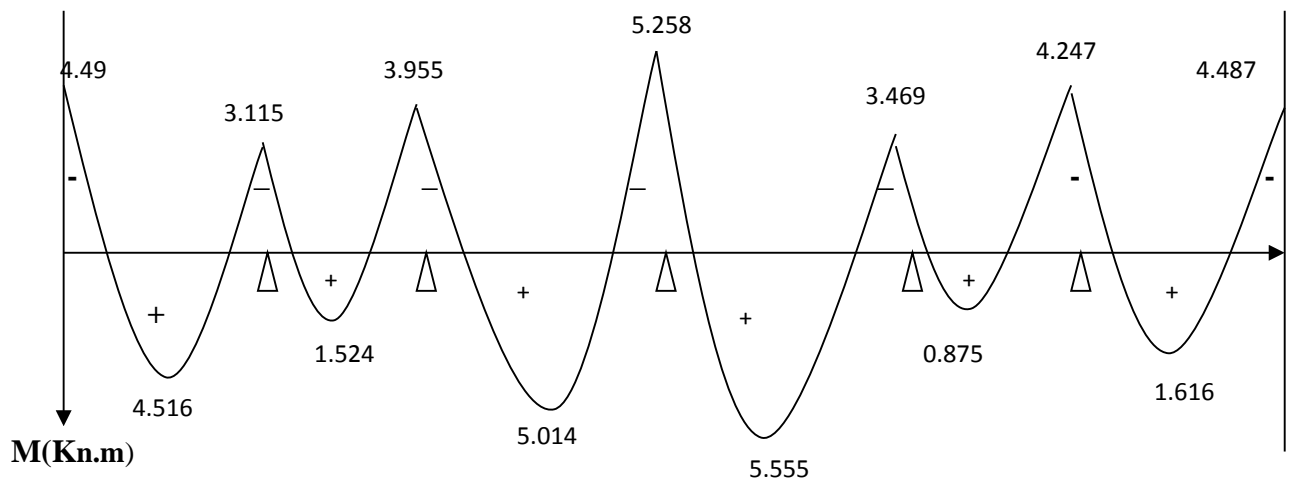


Fig. III-2-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

a-Etat limite de résistance de béton en compression :

- **En travée :**

✓ **La contrainte dans l'acier :** On doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,36}{12,18} = 1,92 \rightarrow \beta_1 = 0,852 \rightarrow \alpha_1 = 0,444$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.555 \times 10^6}{0.852 \times 180 \times 236} = 153,48 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton** est : : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{153.48}{18.78} = 8.17 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 8.17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

✓ **La contrainte dans l'acier** : On doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow \alpha_1 = 0.426 \quad \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.258 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 226} = 151.17 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton** est : : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{151.17}{20.21} = 7.47 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 7.47 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite

D'ouverture des fissures.

c- Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 380 \text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

• $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

• $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2).$

• $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3).$

• $L < 8,00 \text{m} \dots\dots\dots (4).$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f} ; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{cm.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88 \text{MPa.}$$

I_{Fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_\nu}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

avec (n = 15)

$$\nu = \max \left[0,1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 8} = 0,01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2,26 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,26}$$

$$Y_1 = 2,38 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 17,62 \text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [2,38^3 + 17,62^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(2,38 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,26 \cdot (17,62 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900,644 \text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,01088} = 1,5115$$

$$\nu = \max\left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01088 \times 148,58 + 2,1}\right] = 0,5709$$

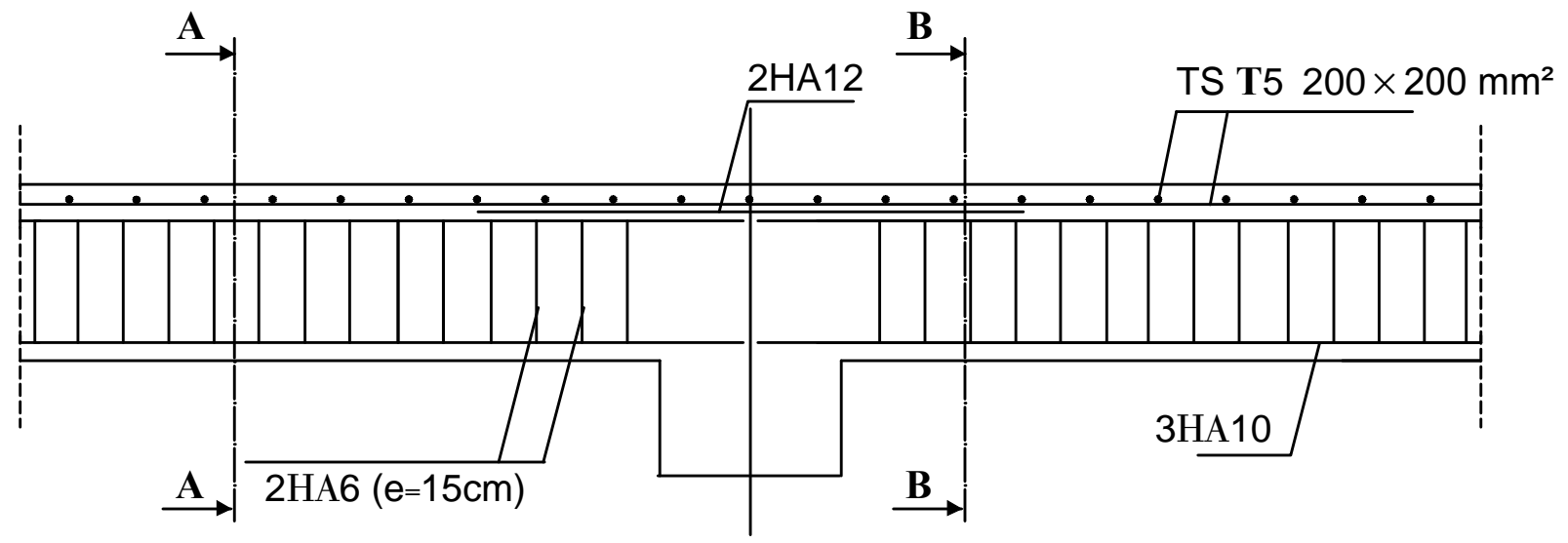
$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 19900,644}{1 + 0,5709 \times 1,5115}$$

$$I_{fv} = 21890,7084$$

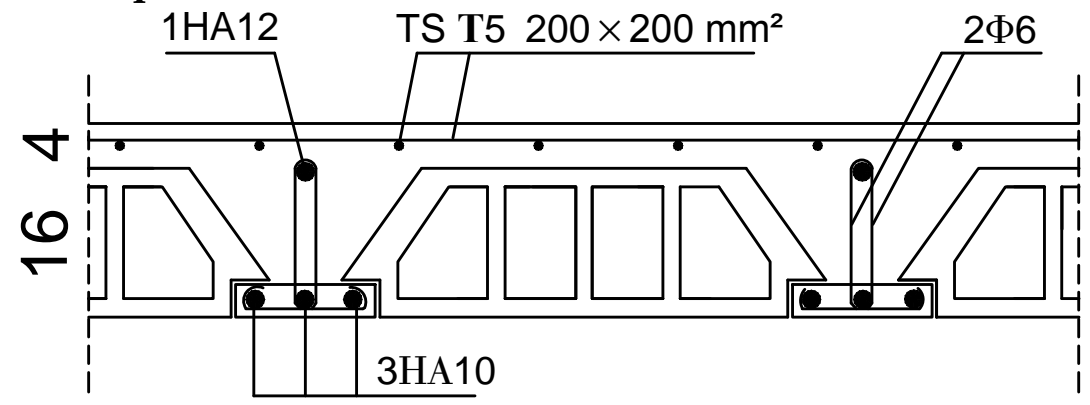
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5,38 \times 10^3 (380)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 10^{-4} \times 21890,7084}$$

$$f = 0,3280 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

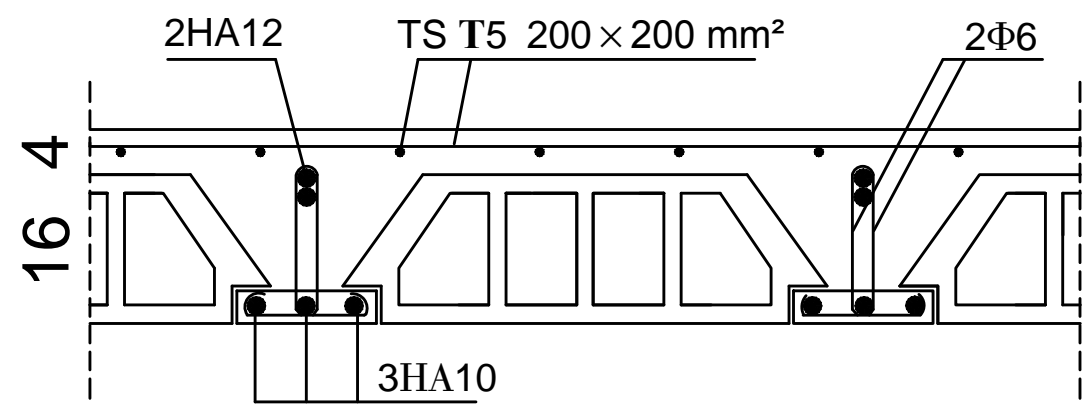


coupeA-A



Ferailage de plancher

coupeB-B



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

Ferailage de plancher

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

III-2-1-B-Plancher Dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

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

Résistance à la flexion :

$$\begin{cases} \rho \leq 0,4 \longrightarrow e \geq l_x / 25 \\ 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow e \geq l_x / 30 \end{cases}$$

L_x : petit côté du panneau de la dalle 3.38 m

L_y : grand côté du panneau de la dalle 7.1 m

Dans notre cas, la dalle repose sur quatre appuis avec une portée égale : **L_x = 3.38m**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.38}{7.10} \leq 1 \implies \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

Donc on a : $e \geq l_x / 30 = 338/30 = 11.26 \text{ cm}$

On adopte **e=15cm**

1-Calcul à L'ELU :

- **Charges et surcharges revenant à la dalle :**

$$G = 6,34 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot l_m$$

$$q_u = 1.35 \times 6.34 + 1.5 \times 1 = 12.73 \text{ KN/ml}$$

- **Moments sont donnés par les formules :**

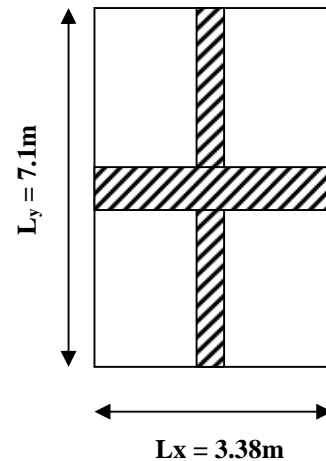
$$\text{- sens } L_x \quad M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$\text{- sens } L_y \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\rho = 0.47 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0988 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\text{- } M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2 = 0.0988 \times 12.73 \times 3.38^2 = 14.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{- } M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.250 \times 14.25 = 3.59 \text{ KN.m}$$



Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle
 Les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :
 0.75: pour les moments en travées,
 0.5: pour les moments sur appuis .

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x^a = 0.5 \times 14.25 = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 3.59 = 1.79 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75 \times 14.25 = 10.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 3.59 = 2.69 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de la dalle

le calcul se fera a L'ELU une bande de 1m de largeur .

Zone	Sens	M (KN. m)	μ	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
Sur appuis	X-X	7.12	0.026	0.987	1.59	3.92	5HA10	20
	Y-Y	1.79	0.007	0.996	0.39	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	10.68	0.044	0.978	2.41	3.92	5HA10	20
	Y-Y	2.69	0.011	0.994	0.59	3.14	4HA10	25

Tableau III-2-3 : de ferraillage de la dalle

2-Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité :

-Suivant Lx:

$$W_x = A_x / bh \geq W_0 (3 - \alpha) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0 b h (3 - \alpha) / 2.$$

Avec :

W_x : pourcentage d'acier

A_x : section minimale d'armatures.

b h : section totale de béton.

W₀ : taux d'acier minimal réglementaire= 0,0008 (Acier HAFéE400).

$$A_x \geq W_0 b h (3 - \rho) / 2 = 0,0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0,47) / 2 = 1,52 \text{ cm}^2$$

A_{adop} = 3.92 cm² ≥ A_x ⇒ condition vérifiée.

-Suivant Ly:

$$W_y = A_y / bh \geq W_0 \Rightarrow A_x \geq W_0 bh.$$

$$A_y \geq W_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_y \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (BAEL 91/A8.2, 4):

-La direction la plus sollicitée : $St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$

-La direction perpendiculaire a la plus sollicitée : $St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$.

Sens x-x :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$St = 25\text{cm} \leq \min (4h = 60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$v = \min \left\{ \frac{0.15 f_c}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \{2.5, 5\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable).}$$

$$V_u = q_u \cdot L_x \cdot L_y / (3L_y) = 12.73 \times 3.38 \times 7.1 / (3 \times 7.1) = 14.34 \text{ KN.}$$

$$V_u = q_u L_x L_y / (2L_y + L_x) = 12,73 \times 3.38 \times 7.1 / (2 \times 7.1 + 3.38) = 17.37 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{17.37 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.133 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

3-Vérifications à L'ELS:

Vérification de contraintes dans le béton

- **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6.34 + 1 = 9 \text{ KN/ml}$$

$$q = 7.34 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.47 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1019 \\ \mu_y = 0.349 \end{cases}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.1019 \cdot 7.34 \cdot 3.38^2 = 8.54 \text{ KN.ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.349 \times 8.5 = 2.98 \text{ KN.ml}$$

- ❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x^a = 0.5 \times 8.54 = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 2.98 = 1.49 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75 \times 8.54 = 6.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 2.98 = 2.23 \text{ KN.m}$$

-Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

-Contrainte admissible du béton: $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / \kappa_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU

β_1 et κ_1 Sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

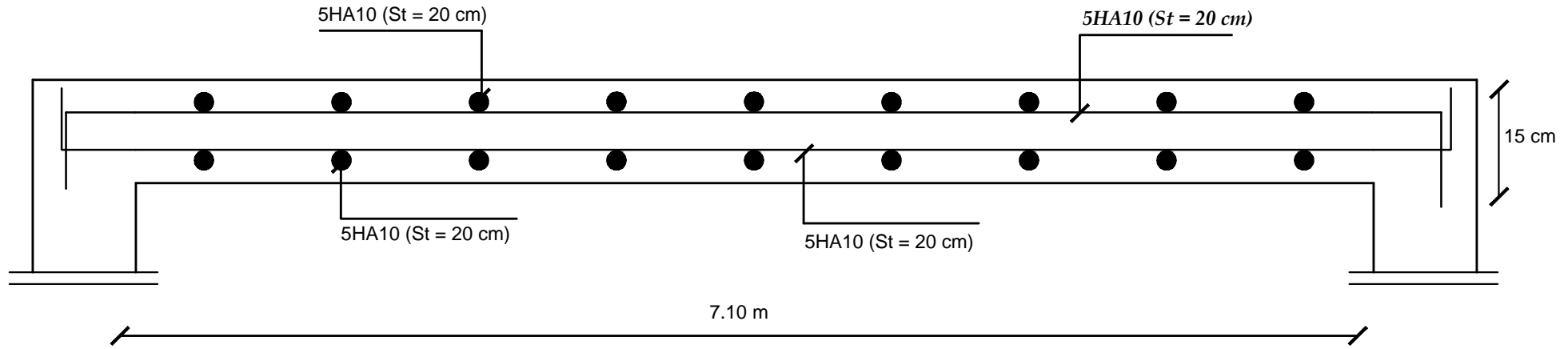
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Appuis	X-X	3.92	4.27	0.301	0.914	42.80	91.67	348	2.14	15	Cv
	Y-Y	3.14	1.49	0.241	0.921	48.69	39.63	348	0.81	15	Cv
Travée	X-X	3.92	6.40	0.301	0.914	42.80	137.40	348	3.21	15	Cv
	Y-Y	3.14	2.23	0.241	0.921	48.69	83.52	348	1.71	15	Cv

Tableau III-2-4 : Vérification des contraintes à l'ELS

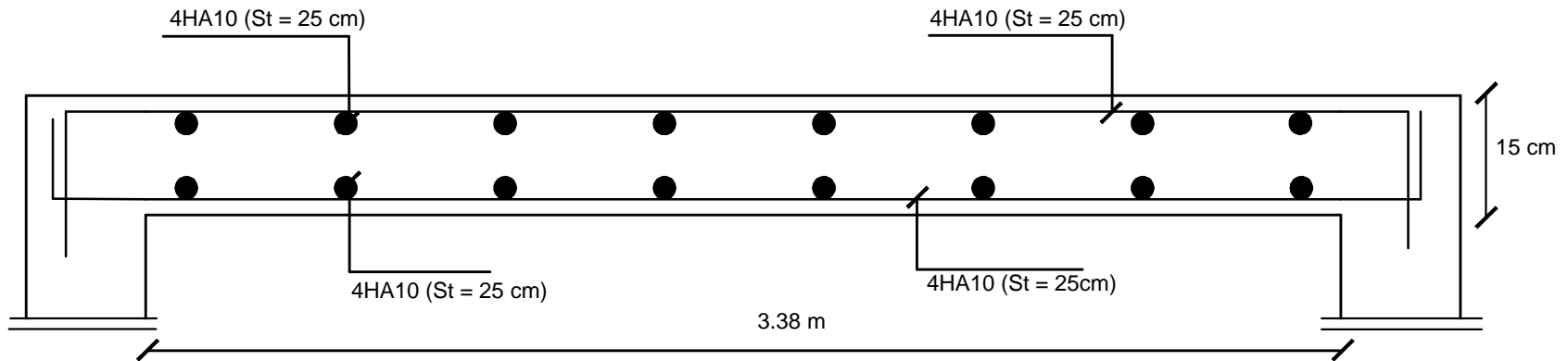
Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes .

Sens x-x



Sens y-y



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

Plan de ferrailage plancher dalle plien

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

III.3.calcul des balcons :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

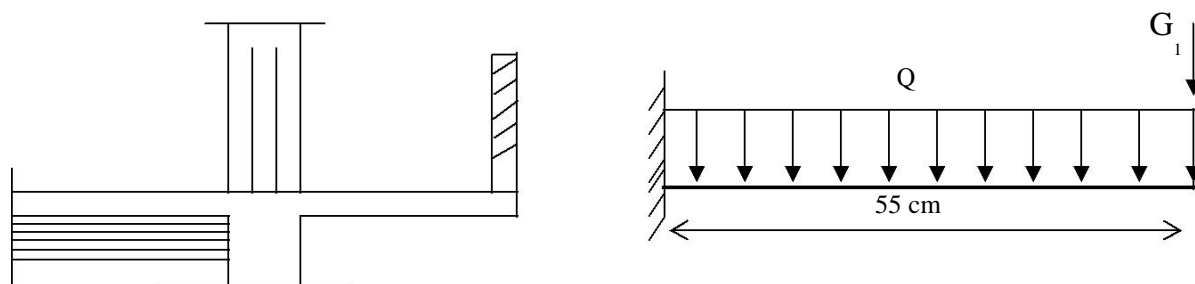


Fig. III.3.1 Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

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

III.3.2. Charge et surcharge du balcon :

❖ Charge permanente :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine		25×0.15	3,75
Revêtements	Carrelage	22×0.02	0,44
	Mortier de pose	22×0.02	0,44
	Couche de sable	18×0.02	0,36
	Enduit de ciment	18×0.02	0,36
Somme (G)			5,35

Tableau III.3.1: Charges permanentes du balcon

Charge concentrée (Poids propre du garde corps)

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique	9 × 0.10	0.90
Enduit de ciment	18 × 0.02 × 2	0.72
Somme (G)		1.62

Tableau III.3.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

Surcharge d'exploitation :

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon).

III.3.3 : Combinaisons de charges :

1.A l'ELU :

La dalle :

$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5,35) + (1.5 \times 3.5) = 12,47\text{KN/ml}$

Le garde corps :

$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$

2.A l'ELS :

La dalle :

$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5,35 + 3.5 = 8,85 \text{ KN /ml}$

Le garde corps :

$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$

III. 3.4. Calcul des moments fléchissant :

A l'ELU :

$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$

$M_u = \frac{12,47 \times (0.55)^2}{2} + 2.187 \times 0.55 = 3,08\text{KN.m}$

A l'ELS :

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

$M_s = \frac{8,85 \times (0.55)^2}{2} + 1.62 \times 0.55 = 2,23\text{KN.m}$

III.3.5. Ferrailage :

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

$$\text{Armatures principales : } \mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.08 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\begin{cases} \mu_u = 0.012 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.08 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** = 3.14 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8** = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.6 Vérifications à l'ELU :

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12,47 \times 0.55) + 2.187 = 9,04 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{9.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec : $\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{9.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,069 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7. Vérification à l'ELS :

Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau}_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}. \quad \text{Soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

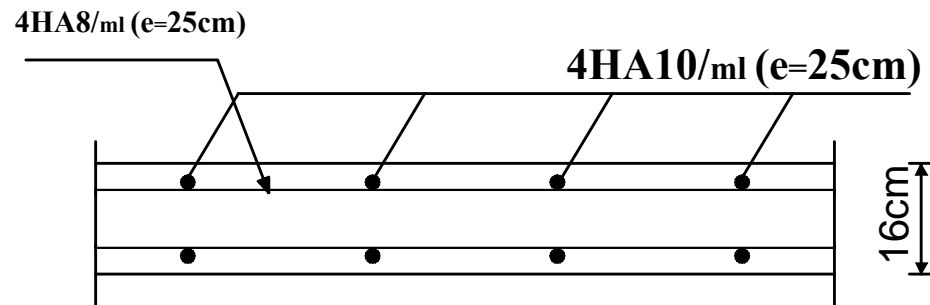
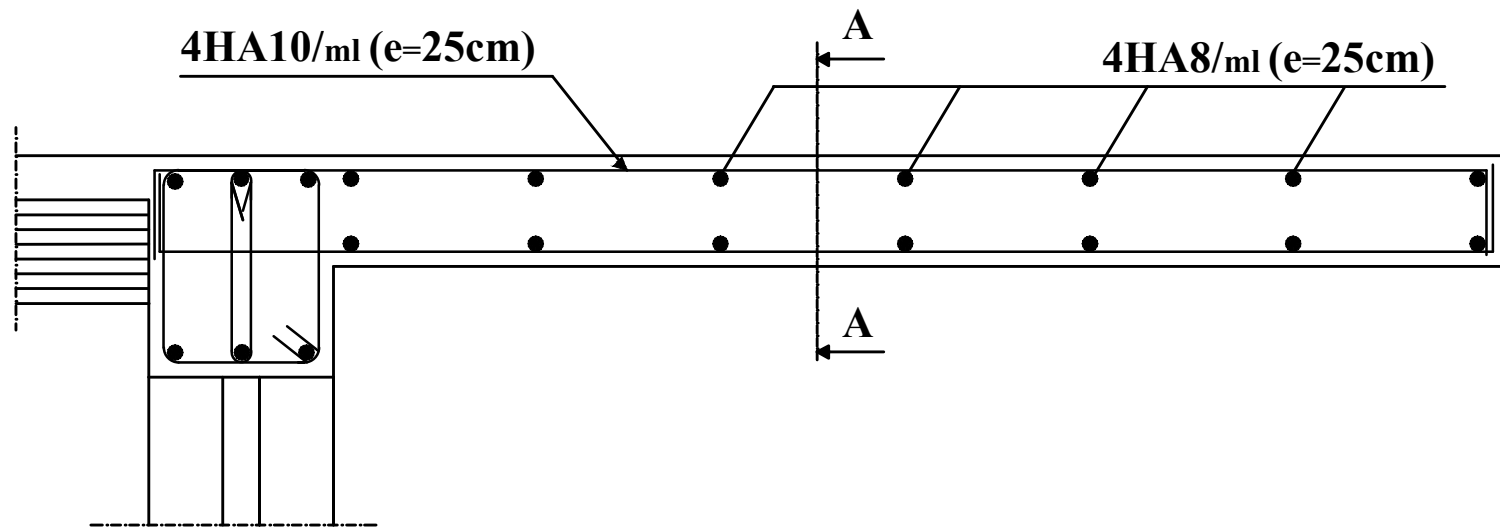
La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 16 \text{ cm}$.

Contraintes dans les armatures :

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



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

Plan de ferrailage de Balcon

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

III.5. Calcul de la salle machine :

Notre immeuble est constitué de 01 cages d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.

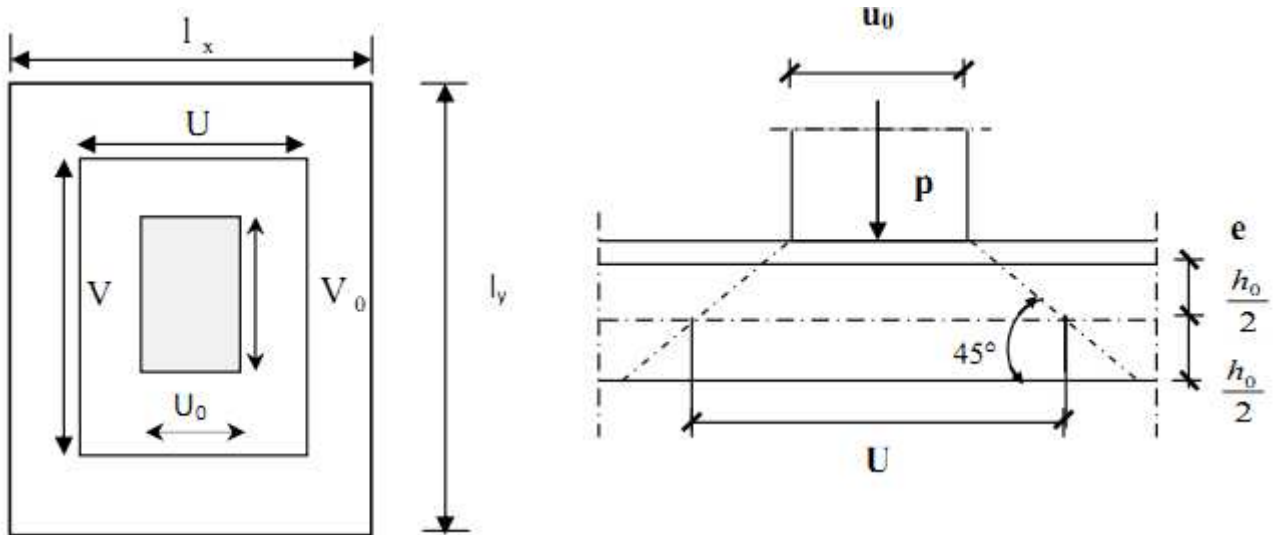


Figure III.5.1 : schéma statique de la salle machine.

III.5.1. Dimensionnement :

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

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6\text{cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour $e_p = 15\text{ cm}$.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

On a: $U = u_0 + k \cdot e + h_0$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$a = b = 0,80\text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05\text{ m}$$

$$\Rightarrow V=0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

III.5.2. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec : (ν) Coefficient de poisson (ν) = 0 à l'ELU ; (ν) = 0,2 à l'ELS

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.88 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.60} = 0.65 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.80} = 0.58$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0203$ et $M_2 = 0.0487$

❖ **Combinaison de charges :**

AL'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 135 \times 0.0203 = 2.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 135 \times 0.0487 = 6.57 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

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

Poids de la dalle : ($G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05$) $\times 1 = 4.85 \text{ KN / ml}$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.047 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0478 \times 8,047 \times (1.6)^2 = 0,984 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.74 \times 0.984 = 0.728 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.74 + 0.984 = 3.724 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.57 + 0.728 = 7.298 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Ferrailage :

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

Remarque :

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

On a :

$$M_a = 0.3M_x ; M_t = 0.85M_x ;$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Zone	Sens	M_a (KN. m)	μ_b	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S_t (cm)
Sur appuis	X-X	1.117	0.004	0.998	0.23	2.01	4HA8 25
	Y-Y	2.189	0.009	0.995	0.48	2.01	4HA8 25
En travée	X-X	3.165	0.013	0.993	0,70	3.02	6HA8 17
	Y-Y	6.203	0.025	0.987	1,38	3.02	6HA8 17

Tableau III.5.1 : Calcul du ferrailage de la salle machine

III.5.6. Vérifications :

1) vérification à l'ELU :

a)Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99)

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

ρ_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : $\rho_0 = 0.0008$)

l_x, l_y : Dimension de la dalle avec $l_x \leq l_y$

• **Aux appuis :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h = \frac{0.0008}{2} \left[3 - \frac{1.8}{1.6} \right] \times 100 \times 15 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée**

$$\rho_0 \times h \times b = 0.008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times h \times b \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Écartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures A_x parallèles à l_x :**

$$S_t < \min (3 h; 33 \text{ cm})$$

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

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 17 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t < \min (3 h; 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures A_y parallèles à l_y :**

$$\min (4 h; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 17 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < \min (4 h; 45 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99) :

$$p_u \leq \frac{0,045.U_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2.(u + v) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4,20\text{m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 100\text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25.10^3}{1.5} = 472.5\text{ KN} \rightarrow \text{condition; vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{100}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 31.75\text{KN}$$

Au milieu de v , on a :

$$V_v = \frac{P}{3U} = \frac{100}{3 \times 1.05} = 31.75\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.75 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.24\text{MPa}$$

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

2) vérification à l'ELS :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

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

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

$$q_s = P = 100\text{ KN} \quad ; \quad v = 0.2$$

$$M_{x1} = 100 (0.0203 + 0.2 \times 0.0487) \Rightarrow M_{x1} = 3\text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 (0.0487 + 0.2 \times 0.0203) \Rightarrow M_{y1} = 5.27\text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 0 = 4.85\text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0478 \times 4.85 \times (1.5)^2 = 0.52\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.740 \times 0.52 = 0.38 \text{ KN.m}$$

c) **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3 + 0.52 = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.57 + 0.39 = 6.96 \text{ KN.m}$$

Remarque:

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

❖ **Aux appuis :**

$$M_x = 0.3 M_x = 1.056 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3 M_y = 2.088 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée:**

$$M_x = 0.85 M_x = 2.992 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 5.916 \text{ KN.m}$$

d) **État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

e) **État limite de compression du béton :**

Contrainte de compression dans le béton :

❖ **Sens x-x**

• **Aux appuis :** $M_a = 1.056 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{Bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow k_1 = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{1.056 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 43,22 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61.92} = 0.0161$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 61.93 \times 43.22 = 0. \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :** $M_t = 2.992 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,02}{100 \times 13} = 0.232 \quad K_1 = 49.93 \quad \text{et } \beta = 0.923$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.992 \times 10^6}{0,923 \times 130 \times 3.02 \times 10^2} = 82.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 82,65 = 1,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens y-y :**

- **Aux appuis :** $Ma = 2.088 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow k_1 = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta d Aa} = \frac{2.088 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 85,46 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61.92} = 0.0161$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.0161 \times 85.46 = 1.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

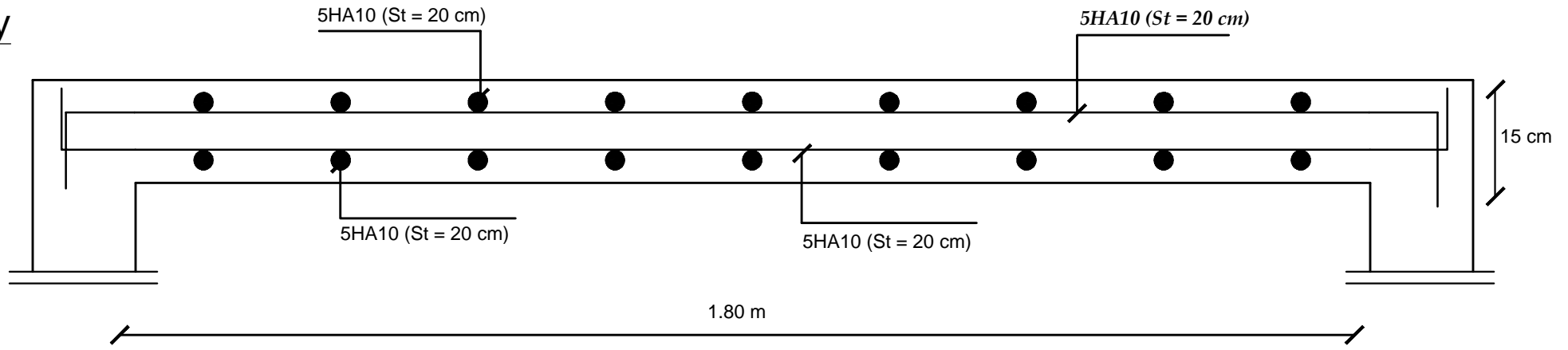
- **En travée :** $Mt = 5.916 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,02}{100 \times 13} = 0.232 \quad K_1 = 49.93 \quad \text{et } \beta = 0.923$$

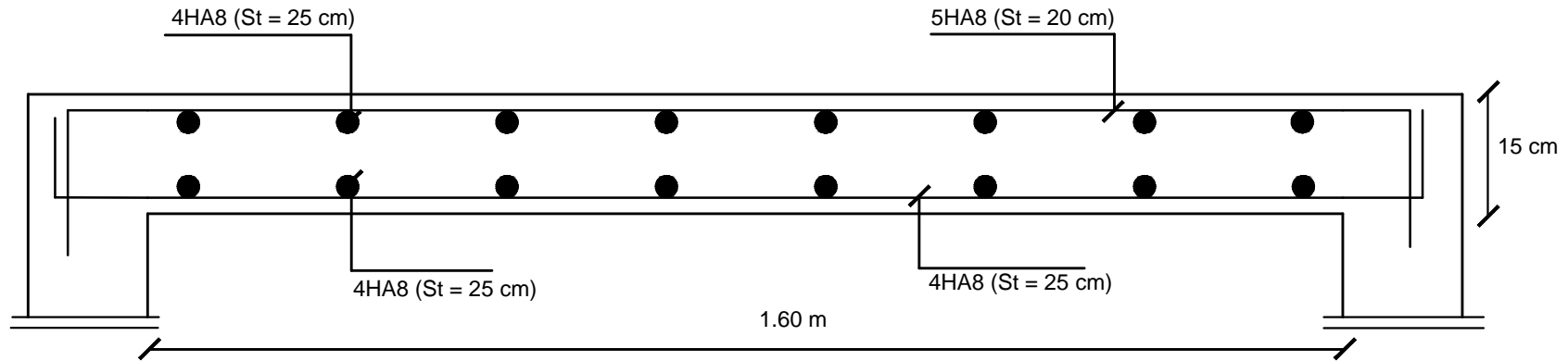
$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{5.916 \times 10^6}{0,923 \times 130 \times 3.02 \times 10^2} = 163.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 163.25 = 3.265 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y



Sens x-x



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

Plan de ferrailage de la dalle salle machine

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD RACHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Chapitre IV

Vérification et intreprétation
les résultats d'ETABS

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA99 /VRSION 2003(ART4.3.6) nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique

Équivalente V_{mse} , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{analytique} < 0.8 V_{MSE}$ alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{MSE}/A_{analytique}$, et pour cela on multiplie le facteur $g=10m/s^2$ (gravité) de la réponse spectrale par $0.8V_{MSE}/A_{analytique}$.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables.

IV-1-Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calculs des forces sismiques dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

❖ Caractéristiques géométriques de la structure :

• Rappelons que notre structure :

Est classé dans le groupe d'usage 2.

Le sol est de catégorie S2 (Site Ferme).

Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIIa.

La structure étudiée fait 33.66m de hauteur.

• Vérification de la structure mixte selon les exigences du RPA 99 modifier 2003 :

La période de l'ETABS :

La période maximale délivré par le logiciel **ETABS** est obtenue dans le mode 1 qui est 0.94s.

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.943106	70.5093	0.0000	0.0000	70.5093	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.676245	0.0000	66.6966	0.0000	70.5093	66.6966	0.0000	98.2391
3	0.540684	0.0910	0.0000	0.0000	70.6004	66.6966	0.0000	0.0000
4	0.254974	15.0955	0.0000	0.0000	85.6958	66.6966	0.0000	0.0000
5	0.156472	0.0000	18.9150	0.0000	85.6958	85.6116	0.0000	1.4261
6	0.130478	0.0502	0.0000	0.0000	85.7461	85.6116	0.0000	0.0000
7	0.116912	6.1946	0.0000	0.0000	91.9406	85.6116	0.0000	0.0000
8	0.069594	3.2141	0.0000	0.0000	95.1547	85.6116	0.0000	0.0000
9	0.068007	0.0000	7.0569	0.0000	95.1547	92.6685	0.0000	0.2699
10	0.057931	0.0055	0.0000	0.0000	95.1603	92.6685	0.0000	0.0000
11	0.048146	1.7853	0.0000	0.0000	96.9455	92.6685	0.0000	0.0000

Tableau IV-1- la période de l'ETABS

IV-2-Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après le RPA la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être $\geq 90\%$ au moins de la masse modale de la structure dans les deux directions (x-x) et (y-y) et effectivement on a :

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 7 ($91.94 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 9 ($92.66 \geq 90\%$).

IV-3-Les déplacements absolus et relatifs :

ETABS permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

a-Déplacement absolu suivant l'action sismique Ex :

Diaphragm CM Displacements								
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY9	D11	EX	0.0238	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00025
STORY8	D10	EX	0.0218	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00022
STORY7	D9	EX	0.0197	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020
STORY6	D8	EX	0.0174	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
STORY5	D7	EX	0.0149	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
STORY4	D6	EX	0.0122	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
STORY3	D5	EX	0.0095	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
STORY2	D4	EX	0.0069	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
STORY1	D3	EX	0.0044	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
RDC	D2	EX	0.0023	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
SOUS-SOLE	D1	EX	0.0007	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Tableau IV-2déplacement absolu suivant l'action sismique Ex

b-Déplacement absolu suivant l'action sismique Ey :

Diaphragm CM Displacements								
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY9	D11	EY	0.0001	0.0151	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
STORY8	D10	EY	0.0001	0.0135	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
STORY7	D9	EY	0.0001	0.0118	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
STORY6	D8	EY	0.0001	0.0101	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
STORY5	D7	EY	0.0001	0.0083	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
STORY4	D6	EY	0.0001	0.0066	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
STORY3	D5	EY	0.0000	0.0050	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
STORY2	D4	EY	0.0000	0.0035	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
STORY1	D3	EY	0.0000	0.0022	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
RDC	D2	EY	0.0000	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
SOUS-SOLE	D1	EY	0.0000	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Tableau IV-3- déplacement absolu suivant l'action sismique Ey

c-Déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA 99 (modifié 2003) comme suit : $\delta k = R \delta ek$

Tel que :

δek : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement =5.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k- 1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser **1%**, de la hauteur de l'étage afin d'éviter l'écrasement de la maçonnerie ou l'apparition de fissures dans cette dernière.

Niveaux	Max U _x (m)	$\delta_k =$ R _x U _x	$\Delta_k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	Max U _y (m)	$\delta_k =$ R _x U _y	$\Delta_k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	h (m)	1% de la hauteur	Condition
Etage 9	0.0238	0.119	0.01	0.0151	0.0755	0.008	3.06	0.0306	Vérifiée
Etage 8	0.0218	0.109		0.0135	0.0675		0.0085	3.06	0.0306
Etage 7	0.0197	0.0985	0.0105	0.0118	0.059	0.0085	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0115						
Etage 6	0.0174	0.087	0.0125	0.0101	0.0505	0.009	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0135						
Etage 5	0.0149	0.0745	0.0135	0.0083	0.0415	0.0085	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0135						
Etage 4	0.0122	0.061	0.0135	0.0066	0.033	0.008	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.013						
Etage 3	0.0095	0.0475	0.013	0.005	0.025	0.0075	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0125						
Etage 2	0.0069	0.0345	0.0125	0.0035	0.0175	0.0065	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0105						
Etage 1	0.0044	0.022	0.0105	0.0022	0.011	0.0055	3.06	0.0306	Vérifiée
			0.0115						
RDC	0.0023	0.0115	0.0011	0.005	0.005	0.005	3.06	0.0306	Vérifiée
Sous-sol	0.0007	0.0035	0.008	0.0003	0.0015	0.004	3.06	0.0306	Vérifiée

Tableau IV-4-vérification du déplacement relatif

d-Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta)

Remarque: L'effet P-Delta à été négligé car le déplacement absolue est très faible.

d-vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1):

Chapitre IV..... Vérifications aux exigences du RPA

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

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1924.75 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.254 < 0.3 \rightarrow \text{condition Vérifiée}$$

VI-4-Les excentricités :

Les excentricités théoriques (E_x ; E_y) données par ETABS sont présentés dans le tableau suivant :

Center Mass Rigidity							
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
SOUS-SOLE	D1	386.9269	386.9269	10.247	8.387	10.248	8.842
RDC	D2	347.6123	347.6123	10.250	8.410	10.249	9.142
STORY1	D3	341.0596	341.0596	10.250	8.410	10.250	9.254
STORY2	D4	335.0050	335.0050	10.250	8.411	10.250	9.264
STORY3	D5	335.0050	335.0050	10.250	8.411	10.250	9.231
STORY4	D6	335.0050	335.0050	10.250	8.411	10.250	9.181
STORY5	D7	329.8174	329.8174	10.250	8.412	10.250	9.128
STORY6	D8	325.0840	325.0840	10.250	8.412	10.250	9.076
STORY7	D9	325.0840	325.0840	10.250	8.412	10.250	9.027
STORY8	D10	325.0840	325.0840	10.250	8.412	10.250	8.986
STORY9	D11	273.3958	273.3958	10.250	8.401	10.250	8.959

Tableau IV-5-valeur des masses donné par l'ETABS

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

On doit vérifier que suivant le sens x-x et y-y :

$$E_x \leq 5\% L_x \text{ et } E_y \leq 5\% L_y$$

Chapitre IV..... Vérifications aux exigences du RPA

a-sens x-x :

Etage	Diaphragme	XCM	XCR	$E_x = \frac{ XCM - XCR }{XCR}$	5% Lx	Condition
Sous-sol	D1	10.247	10.248	-0.001	1.04	Vérifiée
RDC	D2	10.250	10.249	0.001	1.04	Vérifiée
Etage 1	D3	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 2	D4	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 3	D5	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 4	D6	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 5	D7	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 6	D8	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 7	D9	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 8	D10	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée
Etage 9	D11	10.250	10.250	0	1.04	Vérifiée

Tableau IV-6-vérification de l'excentricité suivant x-x

b-sens y-y :

Etage	Diaphragme	YCM	YCR	$E_y = \frac{ YCM - YCR }{YCR}$	5% Ly	Condition
s.sol	D1	8.387	8.842	-0.455	0.8625	Vérifiée
RDC	D2	8.410	9.142	-0.732	0.8625	Vérifiée
Etage 1	D3	8.410	9.254	-0.844	0.8625	Vérifiée
Etage 2	D4	8.411	9.264	-0.853	0.8625	Vérifiée
Etage 3	D5	8.411	9.231	-0.82	0.8625	Vérifiée
Etage 4	D6	8.411	9.181	-0.717	0.8625	Vérifiée
Etage 5	D7	8.412	9.128	-0.716	0.8625	Vérifiée
Etage 6	D8	8.412	9.076	-0.664	0.8625	Vérifiée
Etage 7	D9	8.412	9.027	-0.615	0.8625	Vérifiée
Etage 8	D10	8.412	8.986	-0.574	0.8625	Vérifiée
Etage 9	D11	8.401	8.959	-0.558	0.8625	Vérifiée

Tableau IV-7-vérification de l'excentricité suivant y-y

IV-5-Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA exige que :

V_x donné par le logiciel doit être $\geq 80\%$ de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T :(sec): la période avec une précision de 0.1sec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, donné par le tableau 4.7 du RPA.

$$\text{Sole Ferme} \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

η : donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remarque :

Pour notre cas, nous avons une structure mixte, or comme indique le tableau suivant du RPA 99modifié 2003 qui représente les valeurs de ξ pour chaque structure donc $\xi = 10\%$.

&²

Chapitre IV..... Vérifications aux exigences du RPA

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc : $\eta=0.76$

T : donnée par la formule empirique

$$T = C_T \cdot h^{3/4}_N$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T = 0.05 \times 33.66^{3/4}$$

T=0.69s

On a : $0.40 \text{ s} \leq T=0.69 \text{ s} \leq 3.0\text{s}$

$$T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \longrightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.69}\right)^{2/3} \longrightarrow \mathbf{D=1.32}$$

R : Coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 du RPA.

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction).

Q : facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

a-Sens x-x :

Critère q	Observée	P _q
1- condition minimal sur les files de contreventement	Non	0.05
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en plan	Oui	0
4- régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1.01		

Tableau-IV-8- facteur de qualité de la structure suivant x-x

Chapitre IV..... Vérifications aux exigences du RPA

b-Sens y-y :

Critère q	Observée	Pq
1- condition minimal sur les files de contreventement	Oui	0
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en plan	Oui	0
4- régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1.05		

Tableau-IV-9-facteur de qualité de la structure suivant y-y

W : poids total de la structure, donné par ETABS

W=41051.79 (KN)

Suivant x-x :

$$V_{st} = \frac{0.25 \times 1.32 \times 1.01}{5} 41051.79 = 2736.51 \text{ KN}$$

Suivant y-y :

$$V_{st} = \frac{0.25 \times 1.32 \times 1.05}{5} 41051.79 = 2844.88 \text{ KN}$$

IV-7-Les résultats des forces sismiques donnés par le logiciel ETABS :

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY3	EX	Bottom	0.00	1910.25	1.30	17831.780	18.130	26233.22
	STORY3	EY	Top	0.00	1.34	2214.16	25629.634	24268.709	15.365
	STORY3	EY	Bottom	0.00	1.34	2214.16	25629.634	30565.771	19.271
	STORY2	EX	Top	0.00	2049.05	1.36	19253.026	18.130	26233.22
	STORY2	EX	Bottom	0.00	2049.05	1.36	19253.026	22.260	31985.92
	STORY2	EY	Top	0.00	1.38	2351.94	27400.055	30565.771	19.271
	STORY2	EY	Bottom	0.00	1.38	2351.94	27400.055	37259.993	23.312
	STORY1	EX	Top	0.00	2165.43	1.41	20472.654	22.260	31985.92
	STORY1	EX	Bottom	0.00	2165.43	1.41	20472.654	26.521	38057.21
	STORY1	EY	Top	0.00	1.38	2473.43	29043.237	37259.993	23.312
	STORY1	EY	Bottom	0.00	1.38	2473.43	29043.237	44269.421	27.371
	RDC	EX	Top	0.00	2261.86	1.45	21540.713	26.521	38057.21
	RDC	EX	Bottom	0.00	2261.86	1.45	21540.713	30.869	44392.39
	RDC	EY	Top	0.00	1.39	2595.02	30667.430	44269.421	27.371
	RDC	EY	Bottom	0.00	1.39	2595.02	30667.430	51555.264	31.406
	SOUS-SOLE	EX	Top	0.00	2321.17	1.47	22206.335	30.869	44392.39
	SOUS-SOLE	EX	Bottom	0.00	2321.17	1.47	22206.335	35.273	50936.12
	SOUS-SOLE	EY	Top	0.00	1.41	2668.79	31650.819	51555.264	31.406
	SOUS-SOLE	EY	Bottom	0.00	1.41	2668.79	31650.819	59078.286	35.483

Tableau-IV-10-valeurs des forces sismiques à la base donne par l'Etabs

IV-8-Récapitulatif des résultats :

Coefficients :	A	0.25
	D	1.32
	Q	1.05
	R	5
	Wt	41051.79
Forces sismiques V (KN)		$V_x=2736.51$ KN $V_y=2844.88$ KN
Résultats des forces sismiques données par ETABS		$V_x=2321.17$ KN $V_y=2668.79$ KN

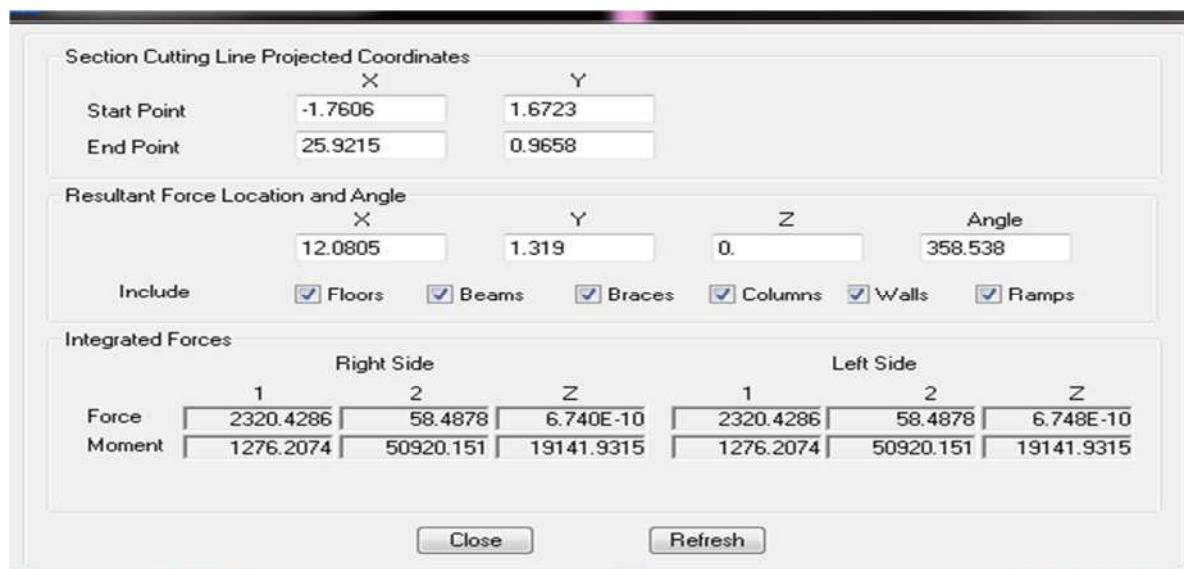
Tableau-IV-11- résultats des forces sismiques

$$\begin{cases} V_x = 2321.17 \text{ KN} > 80\% V_{x_{st}} = 0.8 \times 2736.51 = 2189.20 \text{ KN} \\ V_y = 2668.79 \text{ KN} > 80\% V_{y_{st}} = 0.8 \times 2844.88 = 2275.90 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \text{C.V}$$

IV.9 Justification du système de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y) :

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :



Chapitre IV..... Vérifications aux exigences du RPA

L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.7606	1.6723
End Point	25.9215	0.9658

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.0805	1.319	0.	358.538

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1719.8978	43.4584	151.9303	1729.7574	43.7098	151.9324
Moment	2765.1412	54080.965	14583.048	2763.1421	54006.797	14653.2834

Close Refresh

L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.6963	1.6723
End Point	26.8849	2.8284

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.5943	2.2503	0.	2.3163

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	605.124	31.4687	228.6688	605.124	31.4687	228.6688
Moment	1258.1723	3879.2105	4024.7813	1258.1723	3879.2105	4024.7813

Close Refresh

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

Sens x-x :

Effort horizontal repris par les portiques = 74 %

Effort horizontal repris par les voiles = 26 %

Sens y-y :

Effort horizontal repris par les portiques = 88.07 %

Effort horizontal repris par les voiles = 11.94%

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont données par l'ETABS suivant la combinaison (G+0.2Q) :

Charges verticales reprises par les portiques = 73.97 %

Charges verticales reprises par les voiles = 26 %

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales. Et les portiques reprennent plus de 25% des sollicitation due aux charges verticales .D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par portique et voile .

✓ D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés

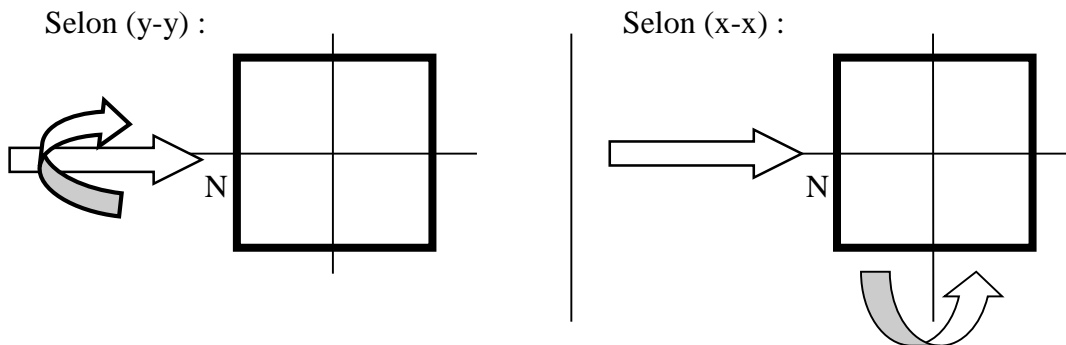
Les exigences du RPA 99 mode 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage.

Chapitre V

Ferraillage des poteaux

V-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens. Donc, le calcul de ferrailage se fera en flexion composée. Sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales.



Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence et sans crochets.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

V-1-Calcul du ferrailage:

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

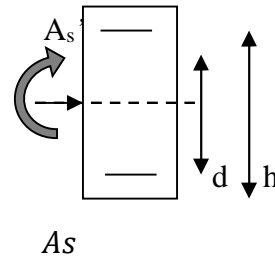
Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et appliqué est de compression segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression :

M_f : moment fictive

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u \cdot g$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 & \text{situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

-1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$).

$$\text{Armatures fictives } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Armatures réelles } A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (-) & \text{si } N : \text{ effort de compression} \\ (+) & \text{si } N : \text{ effort de traction} \end{cases}$$

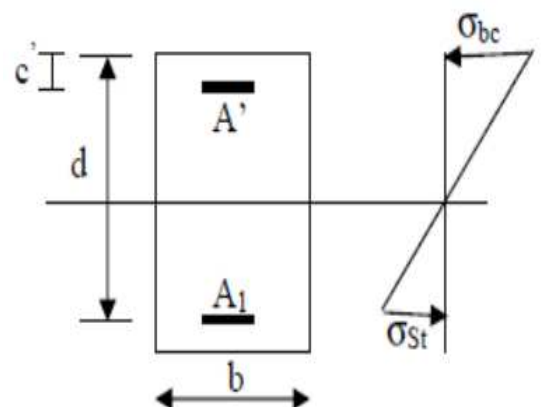
$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

-2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$).

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348MPa$

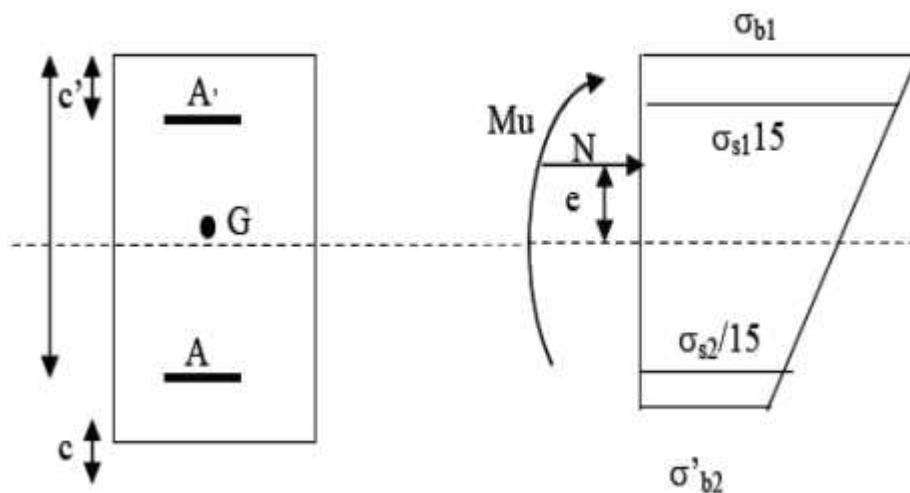
Mr: moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature $A'_s=A'$; $A_s=A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b-Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



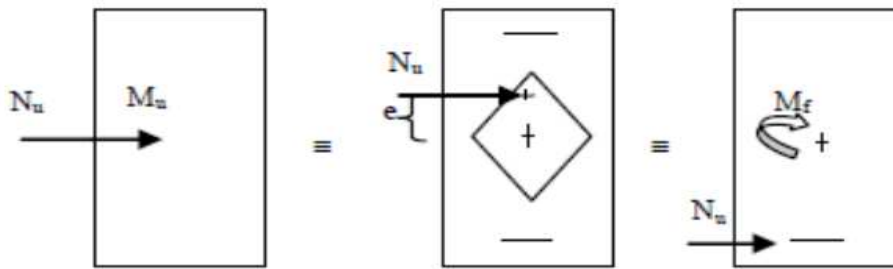
Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

N : effort de compression.

$$N_u (d-c') - M_u > (0.337 - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

$C \in$ noyau central \longrightarrow SEC

Deux cas peuvent se présenter :



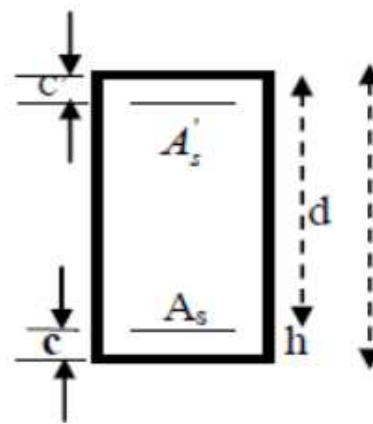
-1^{er} cas :

Si $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$A_s > 0$ et $A'_s > 0$

La section d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \\ A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s \end{cases}$$



2^{er} cas :

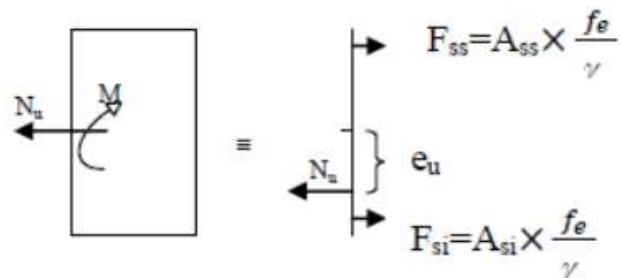
Si $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$A_s > 0$ et $A'_s = 0$

$$A_s = \frac{N - \psi b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c-Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



$$\begin{cases} A_{st} = N_u - \frac{h}{2} - c + e_u \\ \sigma_{10}(d - c) \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{st} \right) \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{10} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

V-2-Recommandations du RPA :

➤ **-Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.4.2.2)**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- ✓ Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en (zone IIIa).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm**.
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0.9% de la section du béton, (0.9%b×h).

Poteaux 55×55 : $A_{\min}=0.009 \times 55 \times 55 = 27.22 \text{ cm}^2$.

Poteaux 50×50 : $A_{\min}=0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$.

Poteaux 45×45 : $A_{\min}=0.009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{ cm}^2$.

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Chapitre VFerrailage des poteaux

Zone courante sera de 4% x b x h :

Poteaux (55×55) : $A_{max}=0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$.

Poteaux (55×55) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$.

Poteaux (55×55) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h :

Poteaux (55×55) : $A_{max}=0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$.

Poteaux (50×50) : $A_{max}=0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$.

Poteaux (45×45) : $A_{max}=0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$.

V-3-Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux :

NIVEAUX	N(KN)	M(KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix de A
Sous-sol, RDC, 1	N _{max} = 2058.4	M _{cor} = 19.281	Spc	0	0	27.22	28.64	4HA20 + 8HA16
	N _{min} = 1000.2	M _{cor} = 6.308	Spc	0	0			
	N _{cor} = 937.84	M _{max} = 71.458	Spc	0	0			
2, 3,4, 5	N _{max} = 1468.84	M _{cor} = 11.869	Sec	0	0	22.5	24.13	12HA16
	N _{min} = 410.01	M _{cor} = -0.126	Spc	0	0			
	N _{cor} = 721.72	M _{max} = 65.882	Spc	0	0			
6, 7,8, 9	N _{max} = 712.72	M _{cor} = -2.831	Spc	0	0	18.22	18.46	12HA14
	N _{min} = 43.94	M _{cor} =-8.535	Spc	0	0			
	N _{cor} = -97.42	M _{max} =82.536	Spc	0	3.70			

Tableau-V-3-a : calcul des armatures suivant x-x

NIVEAUX	N(KN)	M(KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
<i>Sous-sol ,RDC, 1</i>	N _{max} = 2058.4	- M _{cor} = 0.43	Spc	0	0	27.22	28.64	4HA20 +8HA16
	N _{min} = 1000.2	M _{cor} = 0.545	Spc	0	0			
	N _{cor} = 1206.25	- M _{max} = 77.908	Spc	0	0			
<i>2, 3, 4,5</i>	N _{max} = 1468.84	- M _{cor} = 0.022	Sec	0	0	22.5	24.13	12HA16
	N _{min} = 410.01	M _{cor} = 7.75	Spc	0	0			
	N _{cor} = 670.369	M _{max} = 69.369	Spc	0	0			
<i>6, 7, 8,9</i>	N _{max} = 712.72	- M _{cor} = 0.001	Spc	0	0	18.22	18.46	12HA14
	N _{min} = 43.94	M _{cor} =0.847	Spc	0	0			
	N _{cor} = -92.9	M _{max} =72.687	Spc	0	3.15			

Tableau-V-3-b : calcul des armatures suivant y-y

Conclusion : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

V-4-Vérification des armatures à l'ELU :

❖ **Les armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section de **At =4HA10=3.14 cm²**

Espacement des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (45 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{45}{2}; \frac{45}{2}; 10 \times 1.4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{22.5; 22.5; 14\} = 14\text{cm}$$

$$S_t \leq 14\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq 10\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement du poteau.} \\ l_f = 0.707 l_0 \end{array} \right.$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

- **Poteaux (55 x55) :**

- ✓ **Etage sous-sol , RDC,1^{ère} étage :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.55} = 3.67 < 5$$

$$\rho_a = 3.67 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.4\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 55 = 2.75 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 55 = 2.75 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$

- **Poteaux (50 x 50)**

- ✓ **Etage 2 et 3 ,4 et 5:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.5} = 4.04 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.4\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.004 \times 8 \times 50 = 1.6 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$

- **Poteaux (45 x45) :**

- ✓ **Etage 6 et 7, 8 et 9:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.45} = 4.49 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Détermination de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

b1, h1 : Dimensions du poteau. Et **he** : Hauteur entre nu des poteaux.

-Pour le sous-sol, RDC, 1^{ère} étage : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 55; 55; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$

-Pour le 2^{ème}, 3, 4 e t 5^{ème} étage : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$

-Pour le 6^{ème}, 7, 8 et 9^{ème} étage : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Pour la zone IIIa : $l_r = 50\Phi$:

Pour les HA14 : $l_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $l_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$\lambda_g < 5$ donc le coefficient ρ_d sera pris égale à 0.04

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Zone I (55x55): $\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{96.68 \times 10^3}{550 \times 530} = 0.33 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Zone II (50x50): $\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{63.73 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.26 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Zone III (45x45): $\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{62.06 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.32 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

V-5-Vérification à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$$

Sens x-x :

niveau	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS
RDC, Sous- sol, 1 ^{er}	N _{max} =-1495.32	M _{cor} =-13.629	5.2	77.5	4.31	65.1	15	348	CV
	N _{min} = -392.28	M _{cor} =21.215	1.94	28.4	0.55	9.06	15	348	CV
	N _{cor} =-1199.32	M _{max} =-7.251	5.36	78.7	2.27	35.7	15	348	CV
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	N _{max} =-1068.42	M _{cor} =-8.606	3.35	52.6	3.01	45.5	15	348	CV
	N _{min} = -63.02	M _{cor} =-3.675	0.3	4.42	0.08	1.37	15	348	CV
	N _{cor} =-507.5	M _{max} =37.247	2.67	38.8	0.44	7.81	15	348	CV
6 ^{ème} ,7 ^{ème} et 8 ^{ème} ,9 ^{ème}	N _{max} =-518.57	M _{cor} =-2.077	1.65	24.7	1.53	23	15	348	CV
	N _{min} = -17.61	M _{cor} =-15.624	0.79	10.3	0	-29.6	15	348	CV
	N _{cor} =-82.4	M _{max} =43.598	2.25	30	0	-65.9	15	348	CV

Tab-V-5-1 vérification à l'ELS sens x-x

Sens y-y :

niveau	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	OBS
RDC, Sous- Sol,1 ^{er}	N _{max} =-1495.32	M _{cor} =-13.629	5.2	77.5	4.31	65.1	15	348	CV
	N _{min} = -392.28	M _{cor} =21.215	1.94	28.4	0.55	9.06	15	348	CV
	N _{cor} =-1199.32	M _{max} =-47.251	5.36	78.7	2.27	35.7	15	348	CV
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	N _{max} =-1068.42	M _{cor} =-8.606	3.35	52.6	3.01	45.5	15	348	CV
	N _{min} = -63.02	M _{cor} =-3.675	0.3	4.42	0.08	1.37	15	348	CV
	N _{cor} =-507.5	M _{max} =37.247	2.67	38.8	0.44	7.81	15	348	CV
6 ^{ème} ,7 ^{ème} et 8 ^{ème} ,9 ^{ème}	N _{max} =-518.57	M _{cor} =-2.077	1.65	24.7	1.53	23	15	348	CV
	N _{min} = -17.61	M _{cor} =-15.624	0.79	10.3	0	-29.6	15	348	CV
	N _{cor} =-82.4	M _{max} =43.598	2.25	30	0	-65.9	15	348	CV

Tab-V-5-2 vérification à l'ELS sens y-y

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Sens x-x :

ZONES	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	d (cm)	b (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Obs
ZONEI	N _{max} = - 1495.32	M _{cor} =13.629	0.009	53	55	8.97	28.64	vérifié
	N _{min} =392.28	M _{cor} = 21.215	0.054	53	55	14.55	28.64	vérifié
	N _{cor} =1199.32	M _{max} = 47.251	0.039	53	55	11.79	28.64	vérifié
ZONEII	N _{max} = - 1068.42	M _{cor} =8.606	0.008	48	50	7.38	24.13	vérifié
	N _{min} =63.02	M _{cor} =3.576	0.057	48	50	14.18	24.13	vérifié
	N _{cor} =507.5	M _{cor} =37.247	0.073	48	50	10.37	24.13	vérifié
ZONEII I	N _{max} = - 518.57	M _{cor} =2.077	0.004	43	45	5.79	18.46	vérifié
	N _{min} = 17.61	M _{cor} =15.624	0.887	43	45	2.01	18.46	vérifié
	N _{cor} =82.4	M _{cor} =43.598	0.529	43	45	1.76	18.46	vérifié

Tableau-V-5-3 condition de non fragilité sens x-x

Sens y-y :

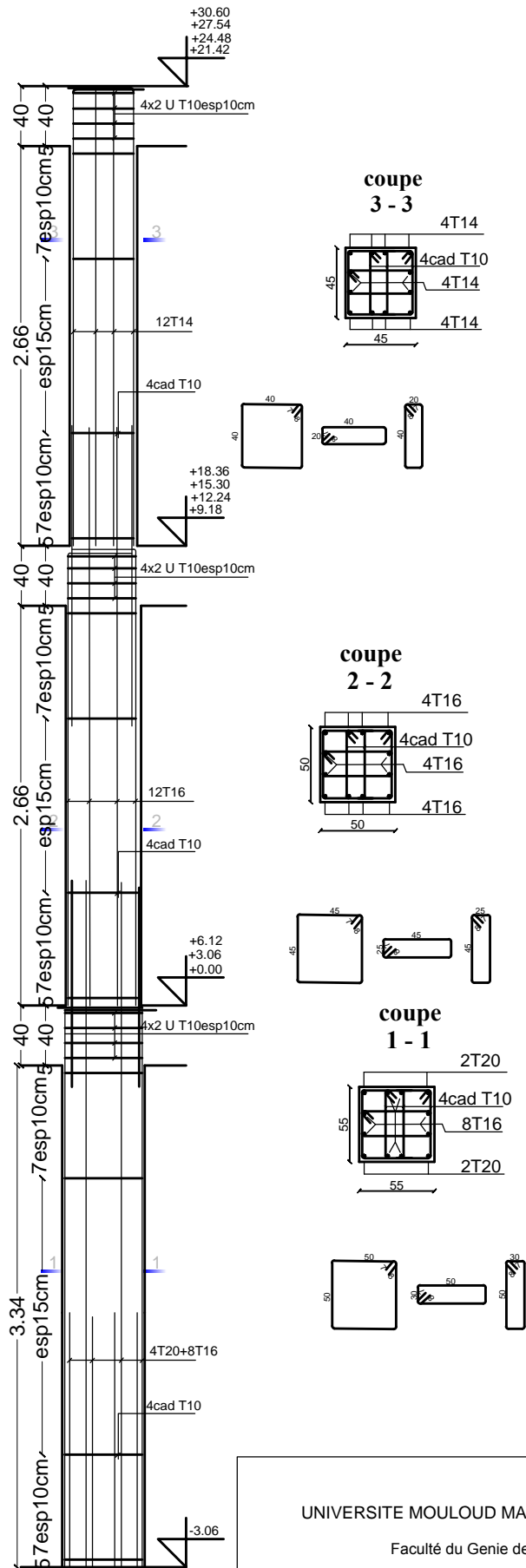
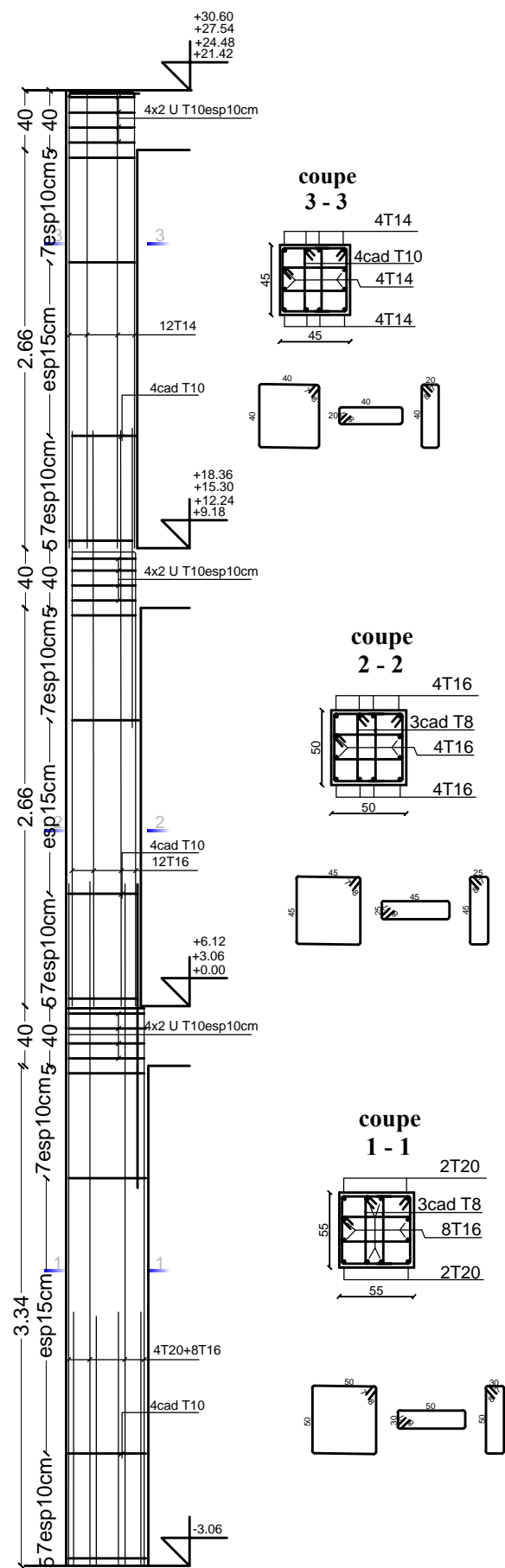
ZONES	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	d (cm)	b (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Obs
ZONEI	N _{max} = - 1495.32	M _{cor} =13.629	0.009	53	55	8.97	28.64	vérifié
	N _{min} =392.28	M _{cor} = 21.215	0.054	53	55	14.55	28.64	vérifié
	N _{cor} =1199.32	M _{max} = 47.251	0.039	53	55	11.79	28.64	vérifié
ZONEII	N _{max} = - 1068.42	M _{cor} =8.606	0.008	47	50	7.38	24.13	vérifié
	N _{min} =63.02	M _{cor} =3.576	0.057	47	50	14.18	24.13	vérifié
	N _{cor} =507.5	M _{cor} =37.247	0.073	47	50	10.37	24.13	vérifié
ZONEIII	N _{max} = - 518.57	M _{cor} =2.077	0.004	43	45	5.79	18.46	vérifié
	N _{min} =17.61	M _{cor} =15.624	0.887	43	45	2.01	18.46	vérifié
	N _{cor} =82.4	M _{cor} =43.598	0.529	43	45	1.76	18.46	vérifié

Tableau-V-5-4 condition de non fragilité sens y-y

coffrages et ferrailage des Poteaux

ferrailage des poteaux de rive

ferrailage des poteaux centraux



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des Poteaux

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

Melle : SBARGOUD CHABHA

plan :

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

Introduction

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI-1- Recommandations du RPA :

- ✓ **Le pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{min} = 0.5\%(b h)$$

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- ✓ **Le pourcentage maximum** des aciers longitudinaux est de:

Poutres principales :

- ◆ 4% en zone courante $\rightarrow A_{max} = 30 \times 45 \times 0.04 = 54 \text{ cm}^2$.
- ◆ 6% en zone de recouvrement $\rightarrow A_{max} = 30 \times 45 \times 0.06 = 81 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaire :

- ◆ 4% en zone courante $\rightarrow A_{max} = 30 \times 35 \times 0.04 = 42 \text{ cm}^2$.
- ◆ 6% en zone de recouvrement $\rightarrow A_{max} = 30 \times 35 \times 0.06 = 63 \text{ cm}^2$.

VI-2 Ferrailage des poutre

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec:

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

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

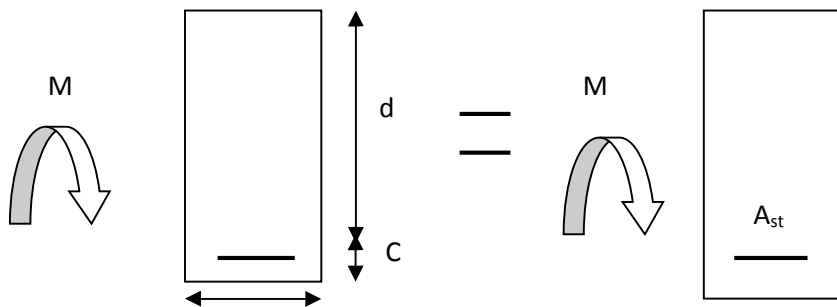
$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t \leq 1h \end{cases}$$

– **1^{er} cas:**

Si $\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



Avec:

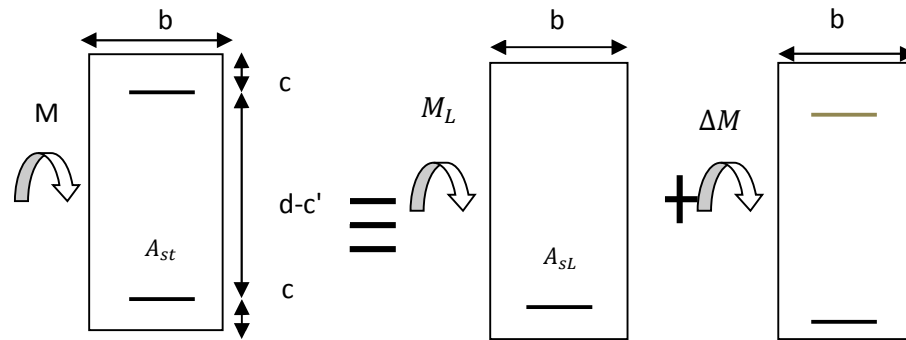
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d: distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

– **2^{eme} cas:**

Si $\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta \cdot D \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \sigma_s}$$

		M _u (K N.m)	μ	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
P-P	Appui	107	0.135	0.927	SSA	7.71	3HA14+3HA14	9.24
	Travée	69.73	0.088	0.954	SSA	4.84	3HA14+3HA12	8.01
P-S	Appui	84.42	0.139	0.925	SSA	6.91	3HA14+3HA14	9.24
	Travée	37.79	0.081	0.958	SSA	3.43	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-1: ferrailage des poutres

VI-3-Vérification des armatures longitudinales:

a-Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

Poutres principales : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 300 \times 430 \times 2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 300 \times 330 \times 2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$

b-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(BAEL99.art A.5.1.21):

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{123.78 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.96 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{100.14 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.01 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

c-Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL99art5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales : $T_u = 123.78 \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 43 \times 30 \cdot 10^{-1} \times 25}{1.5} = 774 \text{ condition vérifiée}$

Poutres secondaires : $T_u = 100.14 \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 33 \times 30 \cdot 10^{-1} \times 25}{1.5} = 594 \text{ condition vérifiée}$

d-Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL99art5.1.32) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

Poutres principales : $\left(123.78 - \frac{107}{0.9 \times 0.43} \right) = -152.70 < 0$

Poutres secondaires : $\left(100.14 - \frac{84.42}{0.9 \times 0.33} \right) = -184.10 < 0$

e-Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13):

$$\tau_{se} = \frac{\bar{T}_u}{0.9 \cdot d U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

U_i: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

Avec : $\sum u_i = n\pi\phi$, n : nombre de barres.

$$3HA14 + 3HA12 \rightarrow U_i = 244.9 \text{mm}$$

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\tau_{se} = \frac{123.78 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 244.9} = \mathbf{1.3MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15MPa}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\tau_{se} = \frac{100.14 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.9} = \mathbf{1.37MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15MPa}$$

f-Longueur de scellement droit des barres:

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84MPa.}$$

- Pour les HA12 $l_s = 42.33cm$
- Pour les HA14 $l_s = 49.38cm$

➤ Les règles du **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4xLs pour les aciers HA.

- Pour les HA12 $l_s = 16.93cm$
- Pour les HA14 $l_s = 19.75cm$

VI-3-Les armatures transversales :

a-Calcul de l'espacement (St) entre cadres

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1\right)$$

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4\right) = (1.28 ; 3 ; 1.2) = \mathbf{1.28cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t=4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

b-Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,2.2 / BAEL91)

$$S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}).$$

Poutres principales : $S_{tmax} \leq \min(0.9 \times 43; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$

Soit $S_t = 35 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_{tmax} \leq \min(0.9 \times 33; 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

c-Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art7.5.2.2/RPA2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale: } S_t \leq \min\{h/4, 12\phi_1, 30\} \\ \text{Zone courante: } S_t \leq h/2 \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales :**

✓ Zone nodale: $S_t \leq \min\{45/4, 12\phi_1, 30\} = \min\{11.25; (12 * 1.2), 30\} = 11.25\text{cm}$

On opte pour $S_{tmax} = 10\text{cm}$.

✓ Zone courante: $S_t \leq 45/2 = 22.5\text{cm}$

On opte pour $S_{tmax} = 15\text{cm}$.

➤ **Poutres secondaires :**

✓ Zone nodale: $S_t \leq \min\{35/4, 12\phi_1, 30\} = \min\{8.75; (12 * 1.2), 30\} = 8.75\text{cm}$

On opte pour $S_{tmax} = 8.00\text{cm}$.

✓ Zone courante: $S_t \leq 35/2 = 17.5\text{cm}$

✓ On opte pour $S_{tmax} = 15\text{cm}$

d-Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

e- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3\%S_t \times b$$

Poutres principales : $A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{tmin} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$

VI-4-Vérification à L'ELS :

a- Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b-Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

-Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$

-Contrainte admissible du béton: $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / \kappa_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{St}} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b_0 \times d}$$

Chapitre VI.....Ferrailage des poutres

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU

β_1 et κ_1 Sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

		As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
P-P	Appuis	9.24	69.56	0.72 0	0.877	25.56	199.62	348	7.80	15	Cv
	Travée	8.01	49.48	0.62 0	0.884	28.1 0	162.5 1	348	5.77	15	Cv
P-S	Appuis	9.24	36.47	0.933	0.864	21.5 6	138.4 3	348	6.39	15	Cv
	Travée	8.01	27.46	0.80 9	0.871	23.7 6	119.27	348	5.01	15	Cv

Tableau VI-2 Vérification du Ferrailage des poutres à l'ELS

c-Vérification vis à vis des déformations :

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du Logiciel ETABS.

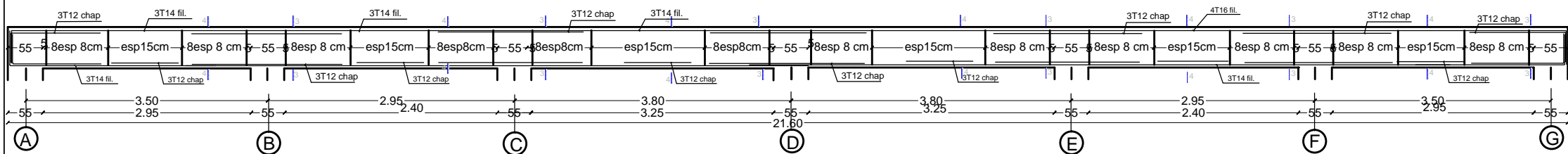
- ◆ **Poutres principales:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur l=5.70m

$$f = 1.53mm < \frac{5700}{500} = 11.4mm \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

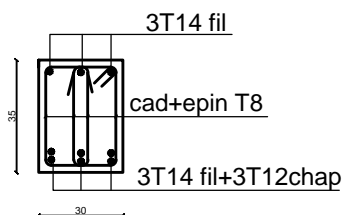
- ◆ **Poutres Secondaires:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur l=3.80m

$$f = 1.38mm < \frac{3800}{500} = 7.6mm \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

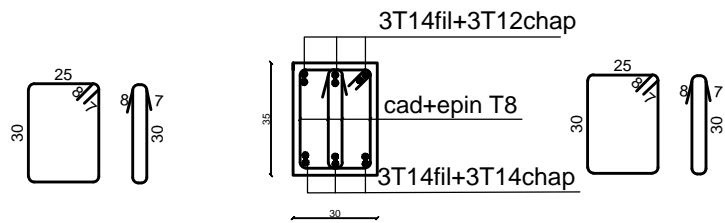
ferrailage des poutres secondaires pour tout les Axes dans tout les NIV



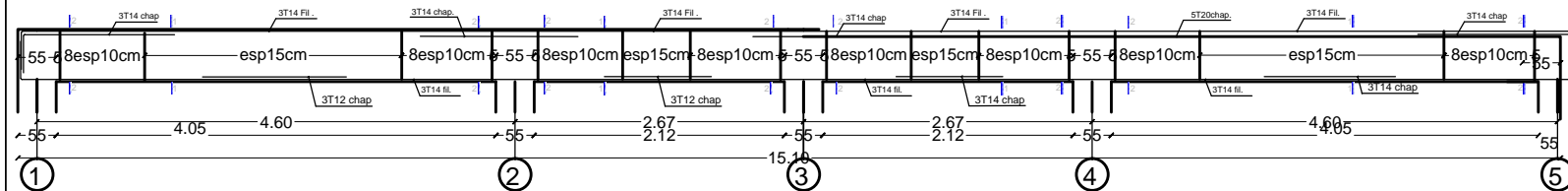
**coupe
4 - 4**



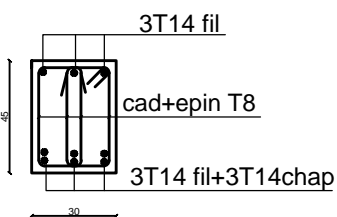
**coupe
3-3**



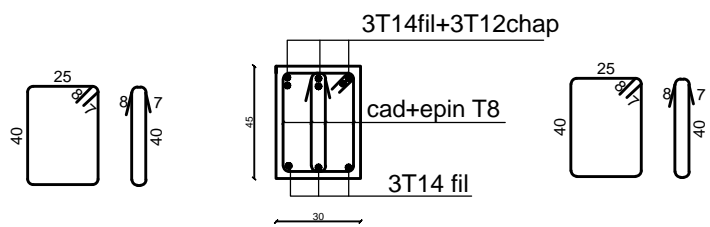
ferrailage des poutres principale pour tous les les Files dans tout les NIV



**coupe
1 - 1**



**coupe
2 - 2**



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

ferrailage des poutres

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Pour cela nous ferrailons nos voiles par zone

- Zone I : Sous-sol, RDC, 1^{ème} étage.
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème}, 5^{ème} étage.
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème}, et 8^{ème}, 9^{ème} étage.

• **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le BAEL 91:

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 revise 2003 :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

• **Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base ; il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

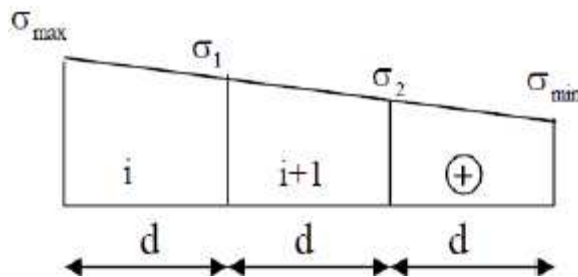
a) Ferrailage de la section entièrement comprimée :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$



Avec :

B : section du tronçon considéré ;

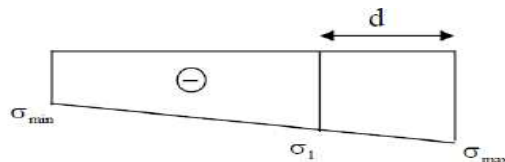
✓ **Armatures minimales :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0.2 \% \leq A_{min} / B \leq 0.5 \%$ Avec B :section du béton comprimé.

b) Ferrailage de la 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 :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL art A4.2.1})$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

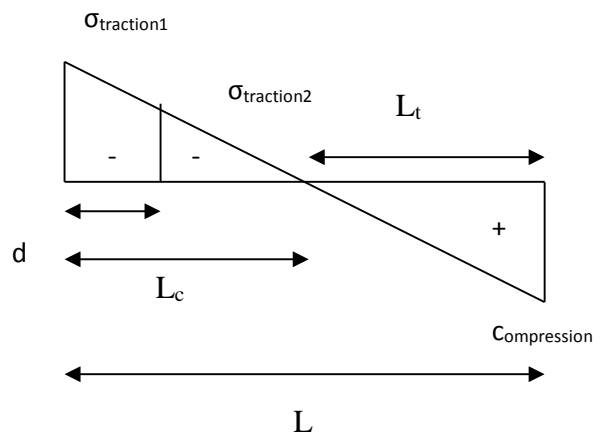
Avec :

B : section du tronçon considéré

c) Ferrailage de la section partiellement comprimée :

$$N1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} d \times e$$

$$N2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} d \times e$$



Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

-

longueur de la zone tendue:

$$L_t = L - L_c$$

La section d'armature est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

✓ *Armatures verticales minimales :*

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

✓ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 :
$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0.15\% B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ **Armatures transversals :**

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 couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4T}{f_e}$$

Avec $T = 1.4L V_u$

T : Effort tranchant 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 voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est de 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 :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

✓ **Longueur de recouvrement :**

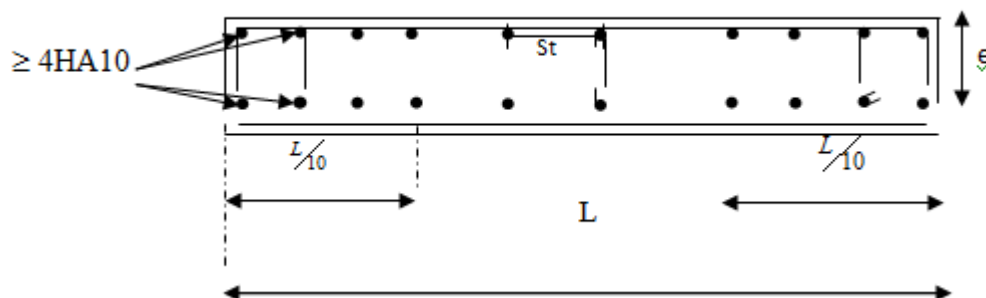
Elles doivent être égales à :

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.



VII. 3. Vérifications

❖ **Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d} \quad V = 1.4T$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

2- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \tau_u: \text{ ontrainte de cisaillement.}$$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} \quad ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.9	1.9	1.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.38	0.38	0.38	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2060	1299.04	1356.37	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1252.7	-643.84	-819.31	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	723.04	541.98	323.76	
	L _t (m)	0.72	0.63	0.72	
	L _c (m)	1.18	1.27	1.18	
	d (m)	0.359	0.315	0.358	
	σ_1 [KN/m ²]	626.350	321.920	409.655	
	N (kN)	N ₁	67.50	30.40	43.97
		N ₂	22.501	10.135	14.655
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.69	0.76	1.10
A _{v2}		0.56	0.25	0.37	
A _{vj} (cm ²)		27.84	20.87	12.46	
A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.65	5.98	4.22	
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.52	5.47	3.48	
A _{min} (cm ²)		3.77	3.31	3.76	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.52	12.52	12.52	
	Bonde 2	12.52	12.52	12.52	
Choix des barres	Bonde1	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14	
	Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14	
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.16	1.89	2.15
	A _H /nappe (cm ²)		3.13	2.01	2.01
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nap	3HA12/nap	3HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)
Armatures transversales	A _t adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	2.114	1.585	0.947
		τ_b (MPa)	2.960	2.219	1.325
	ELS	N _s (kN)	3420.45	1262.42	1217.25
		σ_b (MPa)	8.33	3.16	3.05

VII-1-Tableau ferrailage de voile VL1 ;VL'1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1347.36	1624.86	2382.84	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1197.69	-1388.85	-2041.95	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	553	420.56	225.67	
	L _t (m)	0.85	0.83	0.83	
	L _c (m)	0.95	0.97	0.97	
	d (m)	0.424	0.415	0.415	
	σ_1 [KN/m ²]	598.845	694.425	1020.975	
	N (kN)	N ₁	76.09	86.41	127.21
		N ₂	25.363	28.802	42.404
A _v (cm ²)	A _{v1}	1.90	2.16	3.18	
	A _{v2}	0.63	0.72	1.06	
A _{vj} (cm ²)		21.29	16.19	8.69	
A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.22	6.21	5.35	
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.96	4.77	3.23	
A _{min} (cm ²)		4.45	4.35	4.36	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	8.04	6.16	6.16	
	Bonde 2	6.16	6.16	6.16	
Choix des barres	Bonde1	2 X 4HA16	2 X 4HA16	2 X 5HA14	
	Bonde 2	2 X 4HA16	2 X 4HA16	2 X 4HA14	
S _t (cm)	Bonde1	10cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	10	10cm	10 cm	
Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.54	2.49	2.49
	A _H /nappe (cm ²)		2.51	1.93	1.93
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nap	3HA12/nap	3HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)
Armatures transversales	A _t adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)		1.707	1.298	0.697
	τ_b (MPa)		2.390	1.817	0.975
	N _s (kN)		1262.42	893.31	428.98
	σ_b (MPa)		3.28	2.35	1.13

VII-2-Tableau de ferrailage de voile VL2,VL'2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.9	2.9	2.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.58	0.58	0.58	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1684.97	3685.06	2369.74	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1242.48	-1461.22	-1962.74	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	502.62	385.81	210.76	
	L _t (m)	1.23	0.82	1.31	
	L _c (m)	1.67	2.08	1.59	
	d (m)	0.615	0.412	0.657	
	σ_1 [KN/m ²]	621.240	730.610	981.370	
	N (kN)	N ₁	114.70	90.24	193.40
		N ₂	38.232	30.080	64.465
A _v (cm ²)	A _{v1}	2.87	2.26	4.83	
	A _{v2}	0.96	0.75	1.61	
A _{vj} (cm ²)		19.35	14.85	8.11	
A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.71	5.97	6.86	
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.79	4.47	3.64	
A _{min} (cm ²)		6.46	4.32	6.90	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	10.05	7.69	7.69	
	Bonde 2	7.7	7.7	7.7	
Choix des barres	Bonde1	2 X 5HA16	2 X 5HA14	2 X 5HA14	
	Bonde 2	2 X 5HA14	2 X 5HA14	2 X 5HA14	
S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm	
	Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	
Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.69	2.47	3.94
	A _H /nappe (cm ²)		2.51	1.92	1.92
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA12/nap	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)
Armatures transversales	A _t adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	0.963	0.739	0.404	
	τ_b (MPa)	1.348	1.035	0.565	
	N _s (kN)	1517.42	1093.14	539.85	
	σ_b (MPa)	2.50	1.81	0.90	

VII-2-Tableau de ferrailage de voile VL3, VL'3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.9	2.9	2.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.58	0.58	0.58	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1684.97	3685.06	2369.74	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1242.48	-1461.22	-1962.74	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	502.62	385.81	210.76	
	L _t (m)	1.23	0.82	1.31	
	L _c (m)	1.67	2.08	1.59	
	d (m)	0.615	0.412	0.657	
	σ_1 [KN/m ²]	621.240	730.610	981.370	
	N (kN)	N ₁	114.70	90.24	193.40
		N ₂	38.232	30.080	64.465
A _v (cm ²)	A _{v1}	2.87	2.26	4.83	
	A _{v2}	0.96	0.75	1.61	
A _{vj} (cm ²)		19.35	14.85	8.11	
A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.71	5.97	6.86	
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.79	4.47	3.64	
A _{min} (cm ²)		6.46	4.32	6.90	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.06	12.06	12.06	
	Bonde 2	10.04	10.04	10.04	
Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA16	2 X 6HA16	2 X 6HA14	
	Bonde 2	2 X 5HA16	2 X 5HA16	2 X 5HA14	
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	3.69	2.47	3.94	
	A _H /nappe (cm ²)	2.51	1.92	1.92	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	4HA12/nap	4HA12/nap	4HA12/nappe	
	ep =20cm	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Armature transversales	A _t adoptées	4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	0.963	0.739	0.404	
	τ_b (MPa)	1.348	1.035	0.565	
	N _s (kN)	1517.42	1093.14	539.85	
	σ_b (MPa)	2.50	1.81	0.90	

VII-4-Tableau de ferrailage de voile VT1 ,VT'1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.1	4.1	4.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.82	0.82	0.82	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1342.23	869.82	625.68	
	σ_{min} [KN/m ²]	-700.4	-427.87	-479.51	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	508.42	400.12	211.69	
	L _t (m)	1.41	1.35	1.78	
	L _c (m)	2.69	2.75	2.32	
	d (m)	0.703	0.676	0.889	
	σ_1 [KN/m ²]	350.200	213.935	239.755	
	N (kN)	N ₁	73.85	43.38	63.97
		N ₂	24.617	14.460	21.325
armatures verticales	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.85	1.08	1.60
		A _{v2}	0.62	0.36	0.53
	A _{vj} (cm ²)		19.57	15.40	8.15
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6.74	4.94	3.64
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.51	4.21	2.57
	A _{min} (cm ²)		7.38	7.10	9.34
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.05	12.05	12.05
		Bonde 2	10.04	10.04	10.04
	Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA16	2 X 6HA16	2 X 6HA16
		Bonde 2	2 X 5HA16	2 X 5HA16	2 X 5HA16
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	14 cm	14 cm	14 cm	
Armatures horizontals	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4.22	4.06	5.34
	A _H /nappe (cm ²)		3.01	3.01	3.01
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nap	5HA12/nap	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)
Armatures transversales	A _t adoptées		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)		0.689	0.542	0.287
	τ_b (MPa)		0.964	0.759	0.402
	N _s (kN)		5446.77	3922.88	1952.25
	σ_b (MPa)		6.41	4.62	2.30

VII-5- Tableau de ferrailage VT2,VT'2

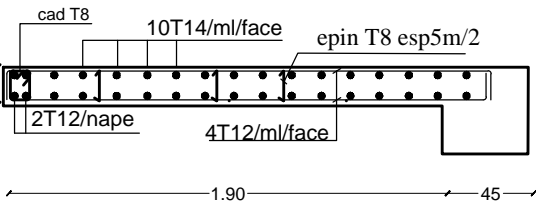
Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.4	2.4	2.4		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.48	0.48	0.48		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2051.91	1810.81	2386.08		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1319.91	-1507.62	-2196.73		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	495.71	390.85	213.8		
	L _t (m)	0.94	1.09	1.15		
	L _c (m)	1.46	1.31	1.25		
	d (m)	0.470	0.545	0.575		
	σ_1 [KN/m ²]	659.955	753.810	1098.365		
	N (kN)	N ₁	93.00	123.29	189.54	
		N ₂	31.001	41.096	63.179	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2.33	3.08	4.74	
		A _{v2}	0.78	1.03	1.58	
	A _{vj} (cm ²)		19.08	15.05	8.23	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} / 4	7.10	6.84	6.80	
		A2=A _{v2} +A _{vj} / 4	5.55	4.79	3.64	
	A _{min} (cm ²)		4.93	5.72	6.04	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	7.7	7.7	
		Bonde 2	8.03	6.16	6.16	
	armatures verticales	Choix des barres	Bonde1	2 X 5HA16	2 X 5HA14	2 X 5HA14
			Bonde 2	2 X 4HA16	2 X 4HA14	2 X 4HA14
S _t (cm)		Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm	
		Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm	
Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.82	3.27	3.45	
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.93	1.93	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA12/nap	4HA12/nappe	
	ep =20cm		(A=4.52cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Armatures transversales	A _t adoptées		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	1.147	0.905	0.495		
	τ_b (MPa)	1.606	1.267	0.693		
	N _s (kN)	811.65	622.12	325.54		
	σ_b (MPa)	1.61	1.24	0.65		

VII-6- Ttableau de ferrailage de voile VT3,VT'3

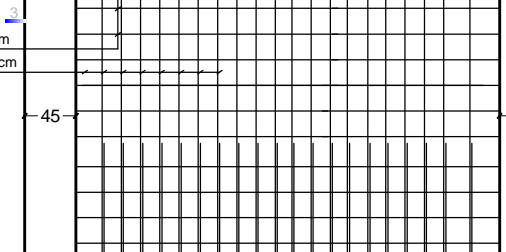
coffrage ferrailage des VT1,VT1'

+30.60
+27.54
+24.48
+21.42

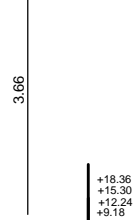
voiles VL1 en zone III



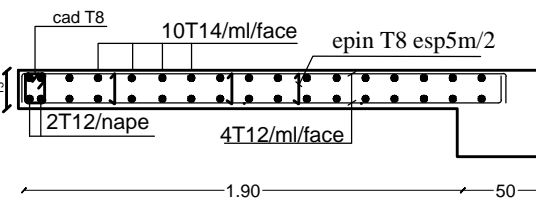
5T12 esp 20 cm
11T14 esp 10 cm



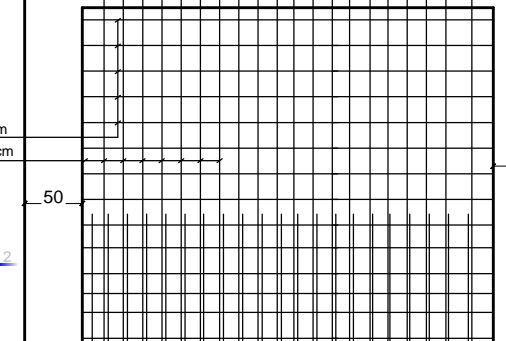
poutres 30x45



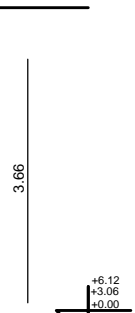
voiles VL1 en zone II



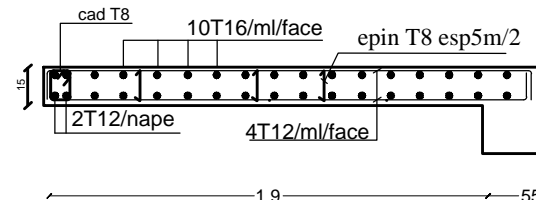
5T12 esp 20 cm
11T14 esp 10 cm



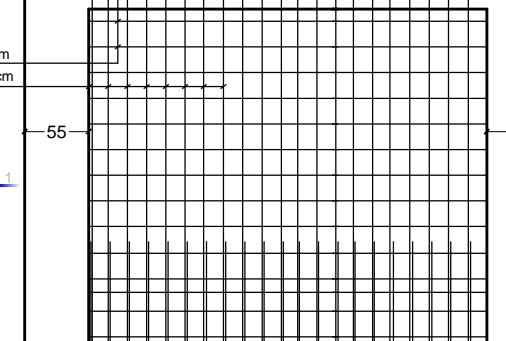
poutres 30x45



voiles VL1 en zone I



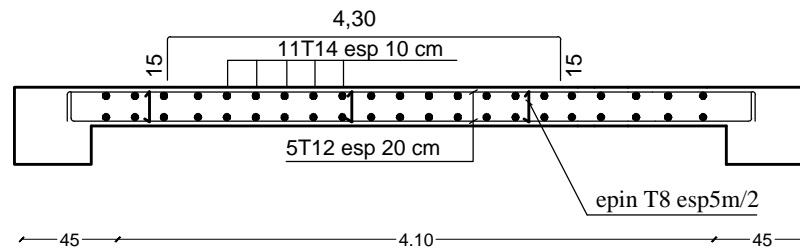
5T12 esp 20 cm
11T16 esp 10 cm



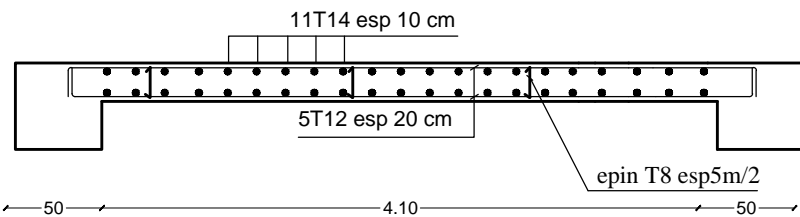
poutres 30x45



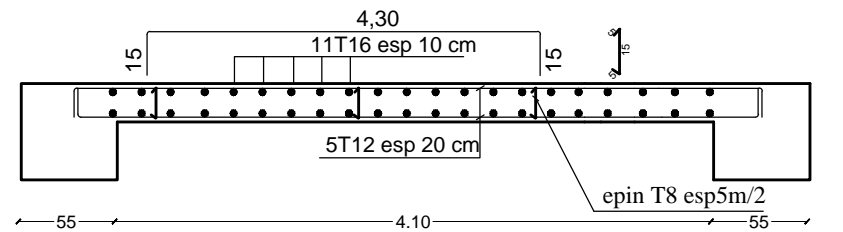
voiles VT1 en zone III



voiles VT1 en zone II



voiles VT1 en zone I



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction
Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE
Melle : SBARGOUD CHABHA

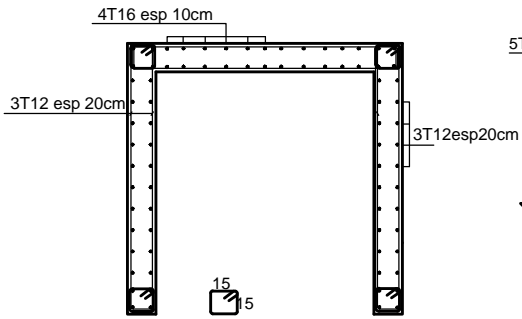
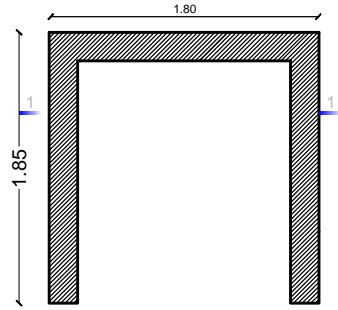
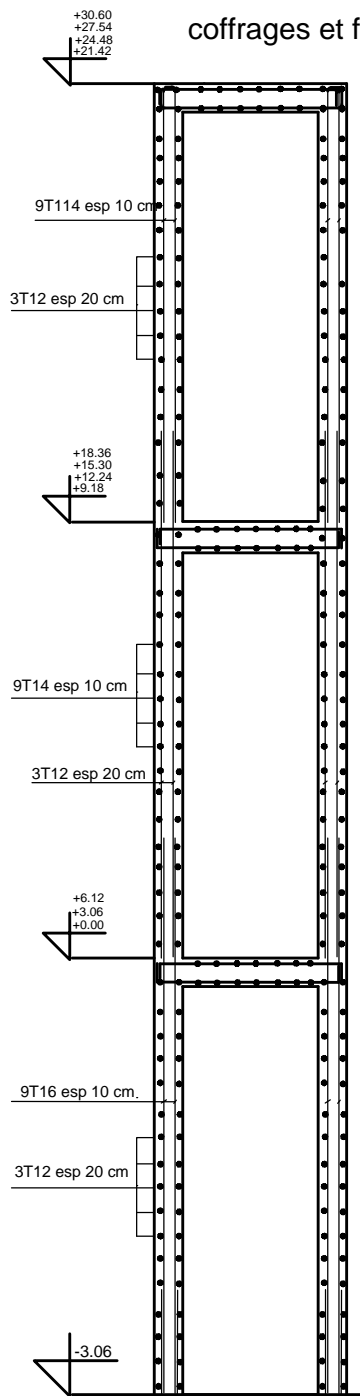
plan :

Encadré par :

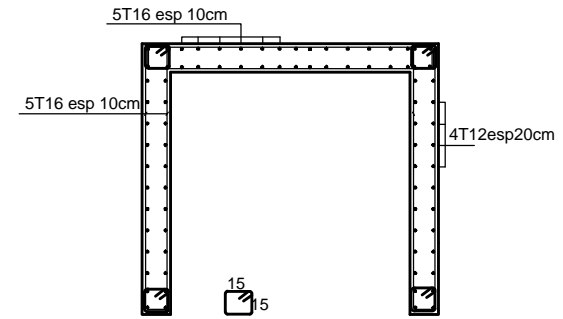
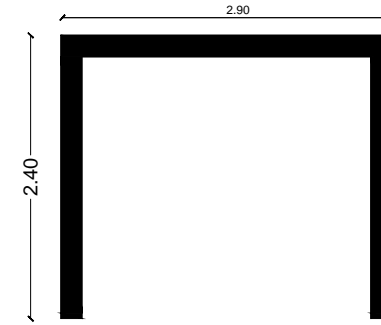
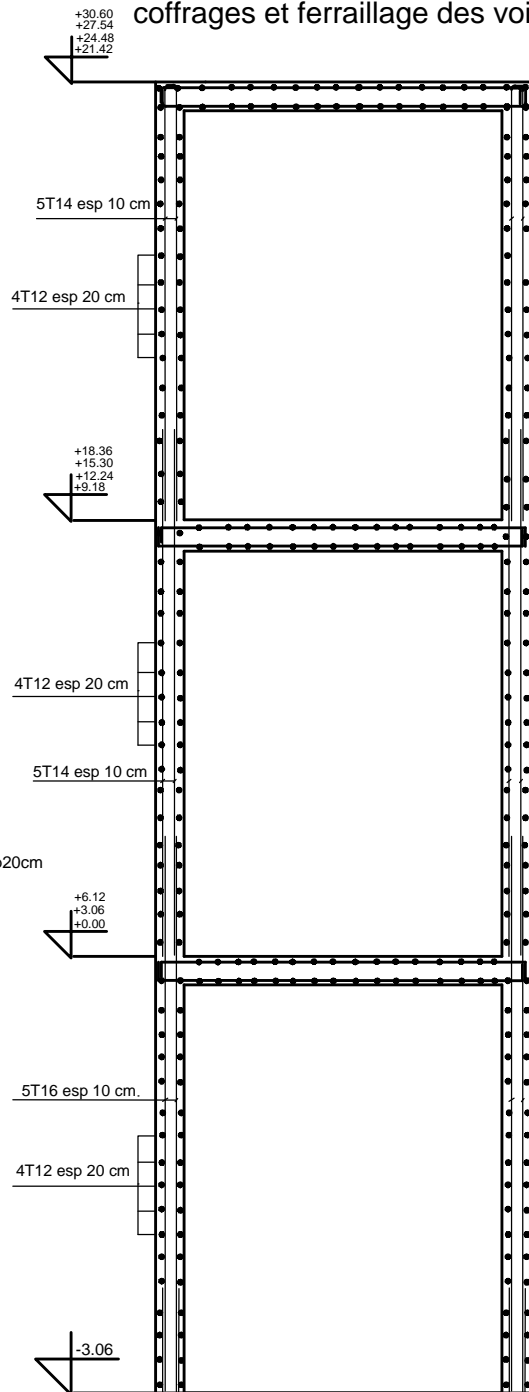
Mr : KACI

Echelle :

coffrages et ferrailage des voiles d'asc



coffrages et ferrailage des voiles des escaliers



UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles des escaliers et d'asc

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-Calcul des fondations :

On appelle fondations toute partie d'un ouvrage conçu pour transmettre et répartir toutes les charges de l'ouvrage sur le sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VIII-1-Type de fondations :

Le type des fondations varie selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment, nous distinguons deux types :

Fondation superficielle :

Une fondation est dite superficielle, si l'ancrage reste inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la fondation, ($\frac{D}{B} < 4$) c'est-à-dire lorsque les couches du terrain capable de reprendre l'ouvrage sont de faible profondeur, elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain sont capable de supporter l'ouvrage.

Les principaux types de fondations superficielles :

Les semelles isolées

Les semelles filantes : réalisées sous une file de poteaux, ou sous un voile, ou bien mur rigide.

Les radiers : se sont des fondations de grandes dimensions qui couvrent entièrement l'ouvrage.

Fondation profonde :

Sont les fondations qui transmettent la charge de la surface jusqu'à la couche résistante en profondeur. Elles sont utilisées lorsque les couches superficielles ne sont plus capables de reprendre les efforts de leurs superstructures (sol peu résistant et compressible), donc la solution est de trouver le bon sol en profondeur :

Les principaux types de fondations profondes :

Les puits : se sont de fondation semi profondes.

Les pieux

Barrettes : parois moulés de très grande profondeur, capables de résister à de très grands efforts de la super structure.

VIII-2-Facteur de choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et caractéristiques géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire:

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible 2bar à une profondeur de On optera pour des fondations superficielles.

VIII-3-Dimensionnement :

semelle isolé sous poteau: Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \text{ d'ou } A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \rightarrow N_{ser} = 1495,32KN \text{ et } \sigma_{sol} = 0.2MPa$$

$$B \geq 2.73m$$

Remarque:

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

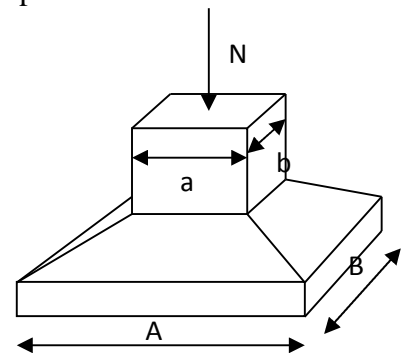


Figure VIII.1. Dimensions de la semelle isolée

Semelles filantes :

a-Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} > \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B.L}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle.

G : charge à la base du voile

Q : surcharge à la base du voile

L : longueur du voile.

Les résultats de calcul (la surface de semelles filantes sous voiles) sont résumés

Dans le tableau suivant :

sens longitudinale :

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B x L (m ²)
VL1	3420.45	2.10	8.14	17.1
VL2	1262.42	1.8	3.50	6.3
VL3	1517.42	2.9	2.61	7.56
VL4	3406.01	2.10	8.12	17.05
				$\sum S_L=48.01$

Tableau: VIII-3-a Semelles filantes sous voiles

sens longitudinale :

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B x L (m ²)
VT1	5464.77	4.60	5.94	27.32
VT2	811.65	2.40	1.69	4.05
VT3	700.09	1.85	1.89	3.49
VT4	708.67	1.85	1.91	3.53
VT4	821.31	2.40	1.71	4.10
VT5	5454.54	4.60	5.92	27.23
				$\sum_{ST}=69.72$

Tableau: VIII-3-b Semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = 48.01 + 69.72 = \mathbf{117.73m^2}$$

b- Semelles filantes sous poteaux :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le Sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des Charges agissantes sur la semelle

Poteau	Ns(KN)	Minf(KN.m)	Ei(m)	N×ei(KN.m)
C4	1495.32	-13.629	-8.2	-12261.62
C8	577.43	0.287	-3.75	-2165.36
C12	520.07	-3.222	+3.75	1950.26
C16	1480.49	0.183	+8.2	1214.02
$\sum N_s=4073.31$		$\sum M_{inf}=-16.381$		$\sum N \times e_i=-11262.7$

Tableau: VIII-3-c Semelles filantes sous poteaux

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces rapport au **C.D.G** de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-11262.7 + (-16.381)}{4073.31} = -2.77\text{m}$$

Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = -2.77\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{16.75}{6} = 2.79\text{ m} \Rightarrow$ **Répartition trapézoïdale**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4073.31}{16.75} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2.77)}{16.75}\right) = 484.47\text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4073.31}{16.75} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2.77)}{16.75}\right) = 1.88\text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4073.31}{16.75} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2.77)}{16.75}\right) = 122.53\text{ KN/ml}$$

Calcul de largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{122.53}{200} = 0.61\text{ m}$$

Donc : $B = 1\text{ m}$

$$s = B \times L = 1 \times 16.75 = 16.75\text{m}^2.$$

Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est: $s_p = s \times n$

Tel que :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$s_p = 2(1 \times 14.55) + 5(1 \times 16.75) = 112.85\text{m}^2$$

Surface totale des semelles:

$$s_t = s_p + S_v = 112.85 + 117.73 = 230.58\text{m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$s_{bat} = 330 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{s_{bat}} = \frac{230.58}{330} = 0.69 \rightarrow 69\%$$

La surface totale des semelles représente **69%** de la surface du bâtiment.

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

Présentera une grande rigidité.

Vue la surface du bâtiment par rapport a la hauteur donc, il est préalable d'établir un radier général, ces fondations constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

Assurer la stabilité au renversement de la structure

Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.

Limiter les tassements différentiels.

VIII-4-Etude du radier général nervuré:

4-1) Définition : le radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

4-2)-pré dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25\text{cm}$)

a)Epaisseur de La dalle:

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.35}{20}$$

$h_d > 26.75\text{cm} \rightarrow$ on prend $h_d = 40\text{cm}$

b) La hauteur élastique: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier

est rigide s'il vérifie: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40MPa** pour un sol moyen

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865\text{MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives

D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.79\text{m}$$

$$\text{Condition forfaitaire : } \frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{5.35}{8} \leq h \leq \frac{5.35}{5} \Rightarrow 0.66 \leq h \leq 1.07 \text{ m}$$

soit $h_n = 100\text{cm}$

c) La nervure:

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.35}{10} = 53.5\text{m} \rightarrow$$
 on prend: $h_n = 100\text{cm}$

D'où:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \rightarrow b_n = 60\text{cm}$$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant du radier:

$$h_n = 100\text{cm} \dots \dots \dots \text{Nervure} .$$

$$h_d = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{hauteur de dalle}.$$

$$b_n = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Largeur de la nervure}.$$

4.3) Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : **G = 39778.40 KN**

Charge d'exploitation de la structure : **Q = 6366.66KN**

Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 39778.40 + 1.5 \times 6366.66 = 6366.66\text{KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 39778.40 + 6366.66 = 46145.06\text{KN}$$

Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU :} \quad S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_U}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{63250.83}{1.33 \times 200} = 237.78 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS :} \quad S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_U}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46145.06}{200} = 23.07 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} , S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}) = 237.78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 330 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 237.78\text{cm}^2$$

D'après le(BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de:

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ avec: } h = \text{la hauteur de la nervure}$$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) \rightarrow L_{déb} \geq 50\text{cm} \text{ On prend: } \mathbf{L_{déb} = 50\text{cm}}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$S_{rad} = 222.95 + 79.5 \times (0.5) = \mathbf{369.75\text{m}^2}$$

4-4) Calcul des sollicitations à la base du radier :

G_{bat} : charges permanentes de la superstructure $G_{bat}=30532.69 \text{ KN}$

G_{rad}: charges permanentes de l'infrastructure (radier) :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

$$\textbf{Poids de la dalle: } G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 369.75 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{3697.5KN}$$

$$\textbf{Poids des nervures:} P_{nervur} = b_n \times (h_n - h_d) \times \sum(Lx \times n + Ly \times m) \times \rho_b$$

$$G_n = 0.6 \times (1 - 0.4) \times (16.75 \times 7 + 20.5 \times 5) \times 25 = \mathbf{1977.75KN}$$

$$\textbf{Poids de TVO :} G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$S_{nervure} = b_n \sum(Lx.n + Ly \times m) = 0.60 \times 219.75 = \mathbf{131.85 \text{ m}^2}$$

$$G_{TVO} = (237.78 - 131.85) \times (1 - 0.4) \times 17 = \mathbf{1080.48KN}$$

Poids de la dalle flottante libre : (ep =15cm)

$$P_{df} = S_{rad} \cdot e_{pdalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 273.78 \times 0.15 \times 25 = \mathbf{1026.67KN}$$

$$G_{rad} = 3697.5 + 1977.75 + 80.46 + 1080.48 + 1026.67 = \mathbf{7782.4KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 6366.66KN$

Surcharge du radier : $4 \times 369.75 = 1479KN$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 39778.40 + 7782.4 = 47560.8KN$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 6366.66 + 1479 = 7845.66KN$$

Combinaison d'actions:

$$ELU: N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35 \times 47560.8 + 1.5 \times 7845.66$$

$$N_u = 75975.57KN$$

$$ELS: N_s = G + Q \rightarrow 47560.8 + 7845.66$$

$$N_s = 55406.46KN$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier:

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_j = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10.25m$$

$$Y_j = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.375m$$

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 31142.3168m^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = 45455.0938m^4$$

4-5) Vérifications :

Vérification à la contrainte de cisaillement: : (BAEL91/Art A.5.1.211) Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

b=100cm ; d=0.9h_d=360cm

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{75975.57 \times 1}{369.65} \times \frac{5.35}{2} = 549.65KN$$

$$\tau_u = \frac{549.65 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.5MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 1.5MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \rightarrow$ vérifiée Condition

Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :

ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

ELS:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

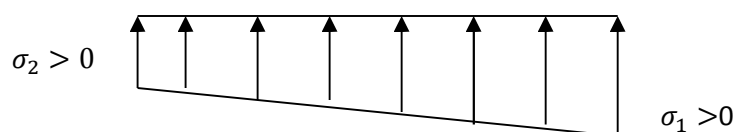


Figure VIII .2.Contraintes sous le radier

$$\sigma_{sol}=200 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 75975.57 \qquad N_s = 55406.46\text{KN}$$

$$M_{0x}=50936.125\text{KN.m} \qquad T_{0x}=2321.17\text{KN}$$

$$M_{0y}= 59078.286\text{KN.m} \qquad T_{0y}=2668.79\text{KN}$$

Calcul des moments:

$$M_x=50936.129+(2321.17 \times 1) \longrightarrow M_x=53257.299\text{KN.m}$$

$$M_y=59078.286+(2668.79 \times 1) \longrightarrow M_y=61747.076\text{KN.m}$$

Sens longitudinal x-x:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{75975.57}{369.75} + \frac{53257.299}{45455.0938} \times 10.25 = 217.48\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{75975.57}{369.75} - \frac{53257.299}{45455.0938} \times 10.25 = 193.46\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 217.48 + 193.46}{4} = 211.475\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 211.4\text{KN} / \text{m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266\text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{55406.46}{369.75} + \frac{53257.299}{45455.0938} \times 10.25 = 161.85\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{5540.46}{369.75} - \frac{53257.299}{45455.0938} \times 10.25 = 137.84\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161.85 + 137.84}{4} = 155.84\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 155.84 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale y-y:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{75975.57}{369.75} + \frac{61747.076}{31142.6831} \times 8.375 = 222.08 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{75975.57}{369.75} - \frac{61747.076}{31142.6831} \times 8.375 = 188.87 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222.08 + 188.87}{4} = 213.77 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 213.77 \text{KN} / \text{m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{55406.46}{369.75} + \frac{61747.076}{31142.6831} \times 8.375 = 166.45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{55406.46}{369.75} - \frac{61747.076}{31142.6831} \times 8.375 = 133.24 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 166.45 + 133.24}{4} = 158.14 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 158.14 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

VIII-5-Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

a-) Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus

Sollicité, et on généralisera le ferraillage pour le reste des panneaux.

1^{er} cas: $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens.(Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas: $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée L_x $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$$l_y = 2.95m$$

$$l_x = 5.7m$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.80}{5.7} = 0.66$$

$0.4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage,

Nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} ,

la contrainte due au poids propre du radier,

ce dernier étant directement repris par le sol.

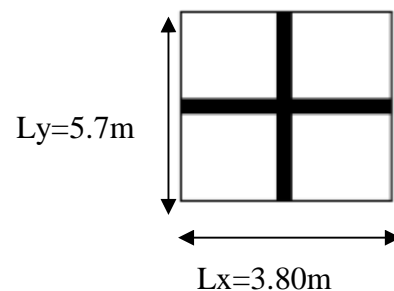


Figure: VIII-3 le panneau le plus sollicité

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m=22.08\text{KN/m}^2$.

La contrainte moyenne max à l'ELS: $\sigma_m=158.14\text{KN/m}^2$.

A ELU:

$$q_u = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[22.08 - \frac{7782.4}{369.75} \right] \times 1ml = 201.03 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_s = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[158.14 - \frac{7782.4}{369.75} \right] \times 1ml = 137.1 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0; \rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0733 \times 201.03 \times 3.80^2 = \mathbf{212.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.382 \times 212.78 = \mathbf{81.28 \text{ KN.m}}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des

nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75: pour les moments en travées.

0.5: pour les moments sur appuis .

Moments sur appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times 212.78 = 106.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 81.28 = 40.64 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.75 \times 212.78 = 159.58 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 81.28 = 60.96 \text{KN.m}$$

Sections minimales :

Sens longitudinal x-x :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec: $\omega_0 = 0.0008$ Pour fe 400

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.66}{2} = 3.74 \text{cm}^2$$

Sens transversal y-y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{cm}^2$$

-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{106.39 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{106.39 \times 10^6}{0.970 \times 360 \times 348 \times 100} = 8.75 \text{cm}^2$$

So7HA14=10.77cm² it avec un espacement e =15cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{159.58 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.955$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{159.58 \times 10^6}{0.955 \times 360 \times 348 \times 100} = 13.33 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA16=14.06cm²** avec un espacement **e =15cm**

Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40.64 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40.64 \times 10^6}{0.989 \times 360 \times 348 \times 100} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12=4.52 cm²** avec un espacement **e =25cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60.96 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{60.96 \times 10^6}{0.984 \times 360 \times 348 \times 100} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14=6.15cm²** avec un espacement **e =25cm**

c)Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho = 0,8\%$ pour les **HA FeE400**

Armatures parallèles à Lx:

En appuis : $A_{min} = 3.74 < 9.23\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_{min} = 3.74\text{cm}^2 < 16.09 \rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures parallèles à Ly:

En appuis : $A_{min} = 3.2\text{cm}^2 < 4.52\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_{min} = 3.2\text{cm}^2 < 6.15\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

E spacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

Armatures parallèles à Lx:

$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$

$S_t = (16\text{cm}, 13\text{cm}) < 33\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures parallèles à Ly:

$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{160; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0.2; \rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.789 \\ \mu_y = 0.541 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_x = 0.0789 \times 137.1 \times 3.80^2 = \mathbf{156.2KN.m}$$

$$M_y = 0.541 \times 156.2 = \mathbf{84.50KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_x = 0.5 \times 156.2 = 78.1 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 84.50 = 42.24 \text{KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_x = 0.75 \times 156.2 = 117.15 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 84.50 = 63.37 \text{KN.m}$$

-Vérification état limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91):

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}};$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 16.09}{100 \times 36} = 0.446 \rightarrow \beta = 0.898; \kappa_1 = 34.02$$

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029$$

$$\sigma_{st} = \frac{117.15 \times 10^6}{0.898 \times 360 \times 16.09} = 225.22 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0.029 \times 225.22 = 6.53 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

e) Ferrailage du débord :

Remarque :

Les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII-6-Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

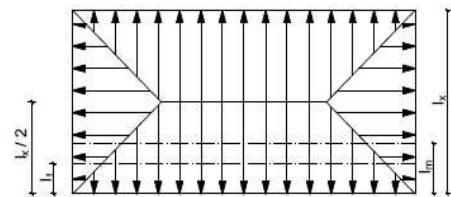


Figure VIII.4: Répartition trapézoïdale.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$

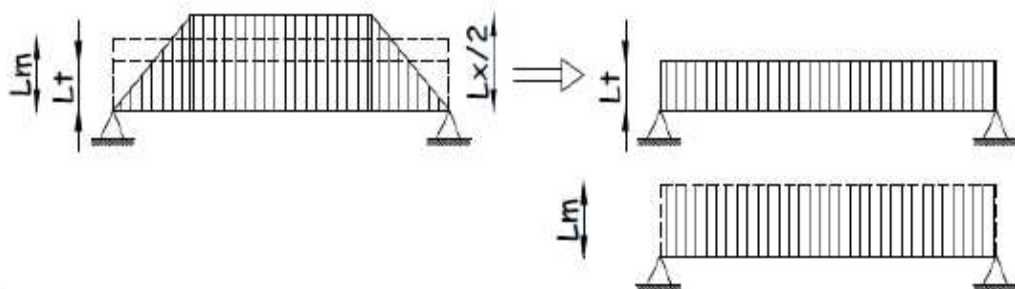
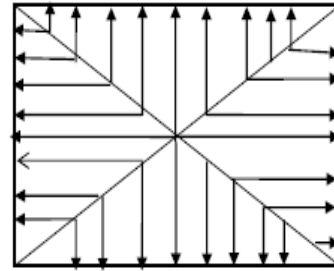


Figure VIII.5: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$



Figures VIII.6 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[222.08 - \frac{7782.4}{369.75} \right] \times 1ml = 201.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[158.14 - \frac{7782.4}{369.75} \right] \times 1ml = 137.1 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Chapitre VIII.....Calcul des fondations

Sens longitudinale : Nervure (file 1)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	lt	Qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.5	5.7	0.614	triangulaire	1.165	0.875	201.03	137.1	234.30	468.60	159.79	319.58	175.90	351.80	119.96	239.92
	2	3.5	5.7	0.614	triangulaire	1.165	0.875	201.03	137.1	234.30		159.79		175.90		119.96	
B - C	1	2.95	5.7	0.51	triangulaire	0.98	0.737	201.03	137.1	197.48	394.96	134.68	269.36	148.25	296.51	101.11	202.22
	2	2.95	5.7	0.517	triangulaire	0.98	0.737	201.03	137.1	197.48		134.68		148.25		101.11	
C - D	1	3.8	5.7	0.66	triangulaire	1.265	0.95	201.03	137.1	254.38	508.76	173.48	346.97	190.97	381.9	130.24	260.49
	2	3.8	5.7	0.66	triangulaire	1.265	0.95	201.03	137.1	254.38		173.48		190.97		130.24	
D - E	1	3.8	5.7	0.66	triangulaire	1.265	0.95	201.03	137.1	254.38	508.76	173.48	346.97	190.97	381.95	130.24	260.49
	2	3.8	5.7	0.66	triangulaire	1.265	0.95	201.03	137.1	254.38		173.48		190.97		130.24	
E - F	1	2.95	5.7	0.51	triangulaire	0.982	0.737	201.03	137.1	197.48	394.96	134.68	269.36	148.25	296.51	101.11	202.22
	2	2.95	5.7	0.51	triangulaire	0.982	0.737	201.03	137.1	197.48		134.68		148.25		101.11	
F - G	1	3.5	5.7	0.61	triangulaire	1.165	0.875	201.03	137.1	234.30	468.60	159.79	319.58	175.90	351.80	119.96	239.92
	2	3.5	5.7	0.61	triangulaire	1.165	0.875	201.03	137.1	234.30		159.79		175.90		119.96	

Tableau VIII-6-1 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file c)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	lt	Qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
12	1	3.8	5.7	0.66	trapèze	1.61	1.26	201.03	137.1	325.37	650.74	221.89	443.79	254.63	509.27	173.66	347.32
	2	3.8	5.7	0.66	trapèze	1.61	1.26	201.03	137.1	325.37		221.89		254.63		173.66	
23	1	3.8	5.35	0.7	trapèze	1.58	1.22	201.03	137.1	317.7	635.44	216.68	433.36	246.30	492.61	167.97	335.95
	2	3.8	5.35	0.71	trapèze	1.58	1.22	201.03	137.1	317.72		216.68		246.30		167.97	
34	1	3.8	5.7	0.66	trapèze	1.61	1.26	201.03	137.1	325.37		221.89		254.63		173.66	
	2	3.8	5.7	0.66	trapèze	1.61	1.26	201.03	137.1	325.37	650.74	221.89	443.79	254.63	509.27	173.66	347.32

Tableau VIII-6-2 : charges revenant à la nervure la plus sollicité Tableau (sens transversal).

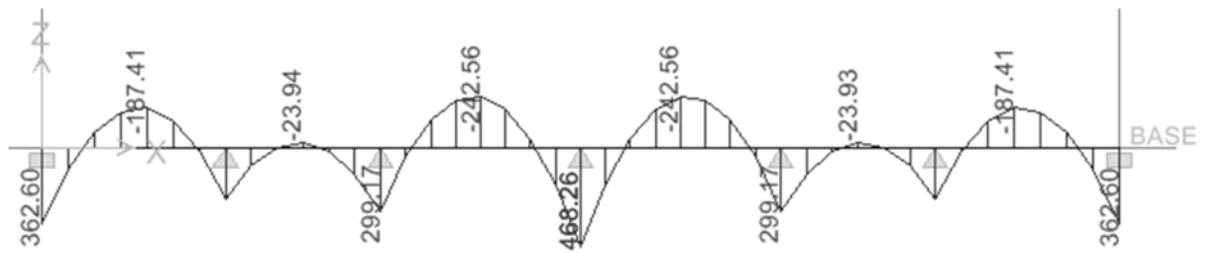


Figure VIII-6-b-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

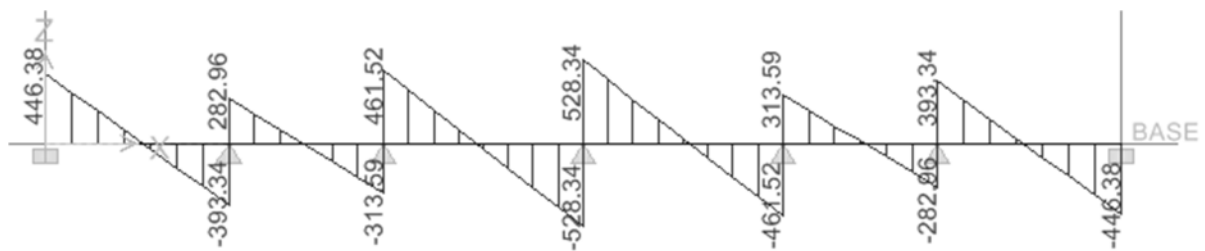


Figure VIII-6-b-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

sens y-y:

c-ELU :

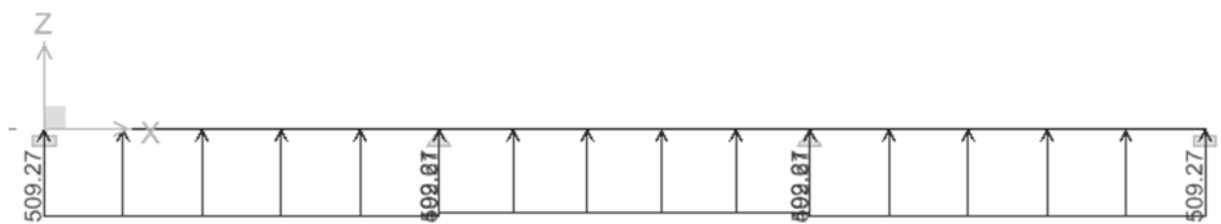


Figure VIII-6-c-1 Le chargement à l' ELU

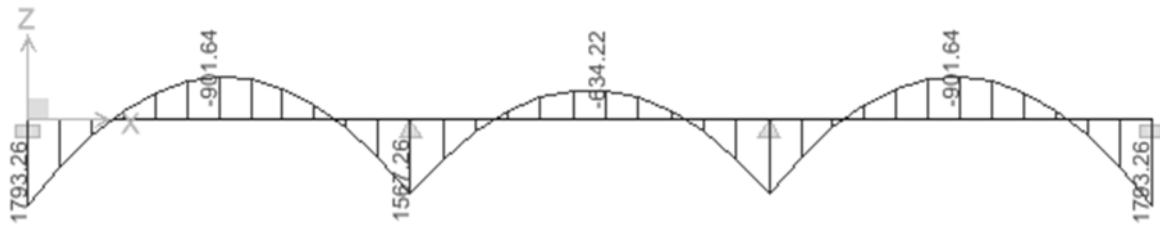


Figure VIII-6-c-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

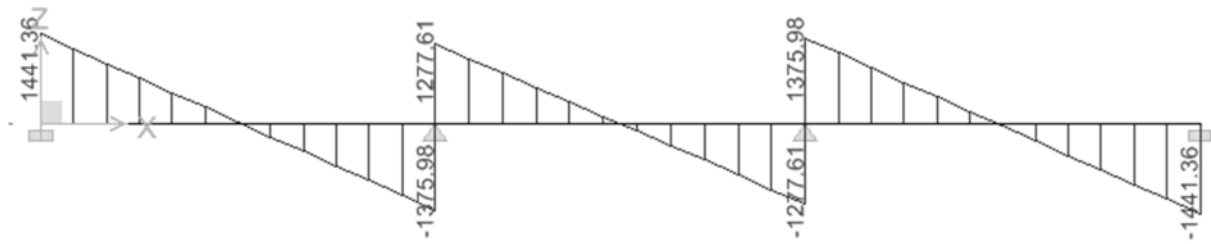


Figure VIII-6-c-3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

d -ELS :

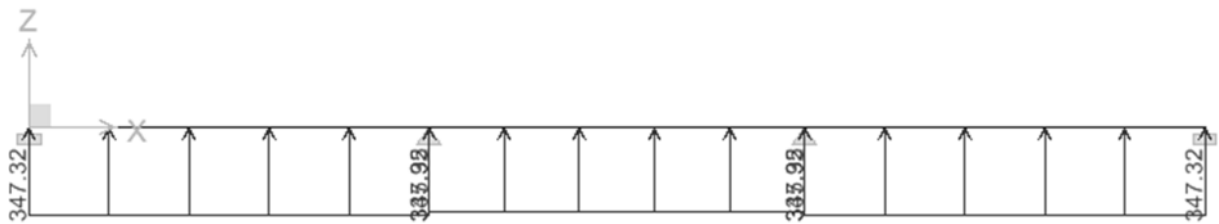


Figure VIII-6-d-1 Le chargement à ELS

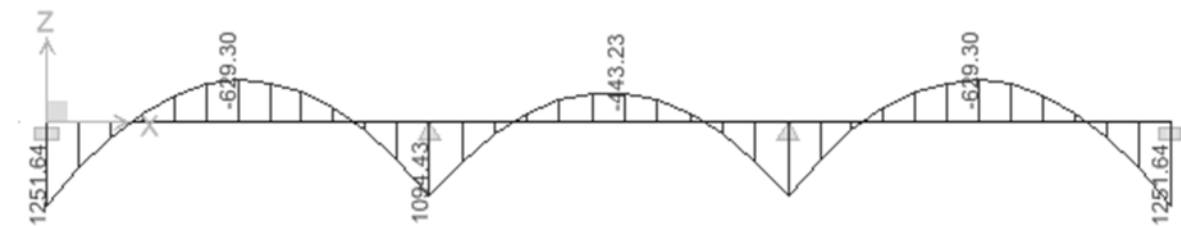


Figure VIII-6-d-2 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

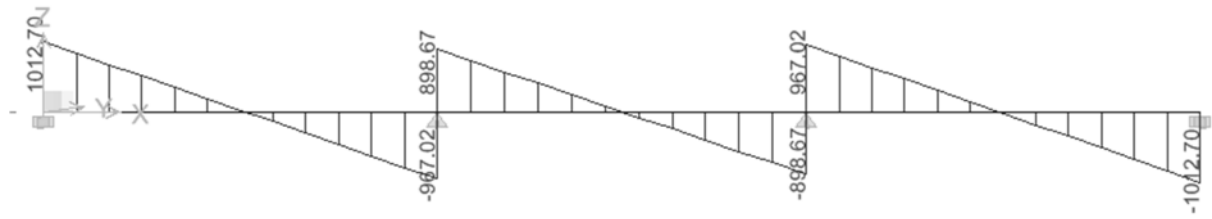


Figure VIII-6-d-3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

2-Calcul du ferrailage des nervures :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	666.92	468.26	1793.26	1251.64
M_{tmax} (KN.m)	345.55	242.56	901.64	629.30
T_{max} (KN)	744.74	528.34	1441.36	1012.70

Tableau VIII.6.2.a : Les efforts internes dans les nervures.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b=60cm ; h=100cm ; d=95cm ; f_{bc}=14.2MPa ; σ_s=348MPa.

Exemple de calcul :

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{666.92 \times 10^6}{600 \times (950^2) \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu = 0.086 \rightarrow \beta = 0.955$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{666.92 \times 10^6}{0.955 \times (950) \times 348 \times 100} = 21.12 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{345.55 \times 10^6}{600 \times (950^2) \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_v = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{345.55 \times 10^6}{0.978 \times (950) \times 348 \times 100} = 10.68 \text{ cm}^2$$

		M _u (KN.m)	μ _b	Obs	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Sens x-x	Appui	666.92	0.086	SSA	21.12	5HA20fil+5HA20chap	31.4	12
	Travée	345.55	0.44	SSA	10.68	5HA16fil+5HA16chap	20.09	12
Sens y-y	Appui	1793.26	0.233	SSA	62.2	15HA20fil+5HA20chap	62.82	12
	Travée	901.64	0.117	SSA	29.1	10HA16fil+5HA20chap	35.79	12

Tableau VIII-6-2-b : ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

3-Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 600 \times 950 \times 2.1}{400 \times 100} = 6.88 \text{ cm}^2.$$

A_{adopté}=25.75cm² > A_{min}=6.88cm²Condition vérifiée.

A_{adopté}=17.75cm² > A_{min}=6.88cm²Condition vérifiée.

A_{adopté}=62.82cm² > A_{min}=6.88cm²Condition vérifiée.

A_{adopté}=35.82cm² > A_{min}=6.88cm²Condition vérifiée.

b-Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99) :

Sens y-y :

$$T_u^{max} = 1441.36KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1441.36 \times 10^3}{600 \times 950} = 2.5MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5MPa\} = 3.25MPa$$

$\tau_u = 2.5MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$Condition vérifiée.

Sens x-x:

$$T_u^{max} = 744.74KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{744.74 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.3MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5MPa\} = 3.25MPa$$

$\tau_u = 1.3MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$Condition vérifiée

c-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1441.36 \times 10^3}{600 \times 950} = 2.5MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 2.5MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$Condition vérifiée.

d-Armatures transversales :

Selon le BAEL91révisé99(A.1.6), le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8mm$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8mm$

e-Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t=15 \text{ cm}$. (on prend $S_{t_{\min}}=10 \text{ cm}$)

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t=15 \text{ cm}$. (on prend $S_{t_{\min}}=15 \text{ cm}$)

f-Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t=4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

g-Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

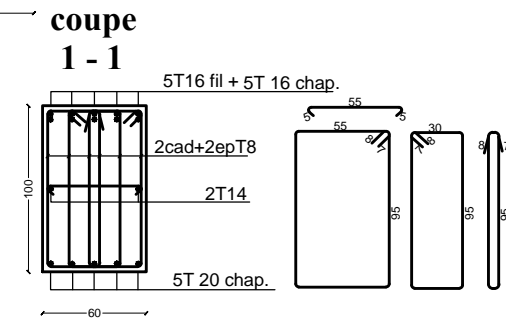
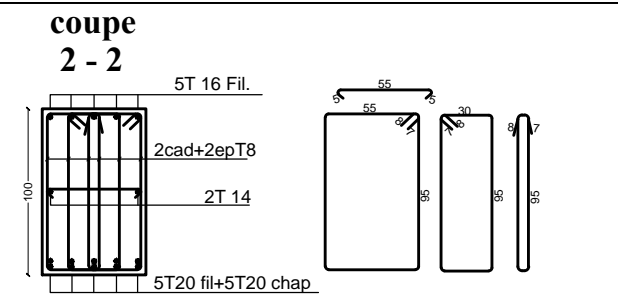
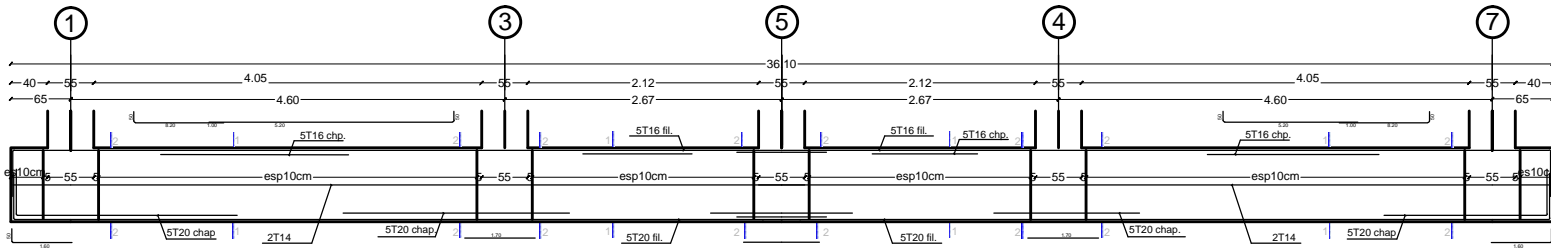
On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

4-Vérification à l'ELS :

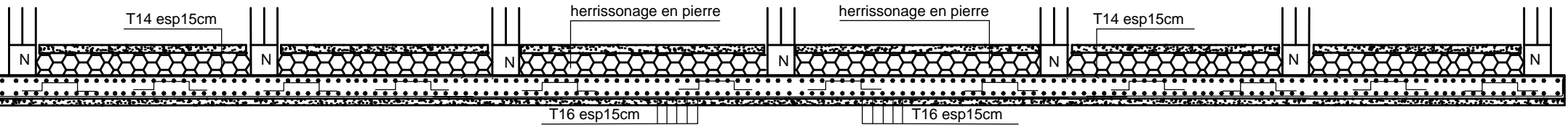
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	25.76	468.26	0.451	0.898	34.02	249.02	348	7.31	15	Cv
	Travée	17.75	242.76	0.311	0.912	41.82	157.85	348	3.77	15	Cv
Y-Y	Appuis	62.82	1251.6 4	1.102	0.856	19.72	245.01	348	12.42	15	Cv
	travée	35.82	629.30	0.628	0.883	27.73	294.47	348	8.99	15	Cv

Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes à l'ELS

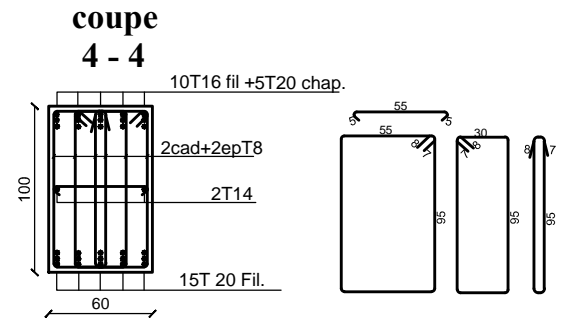
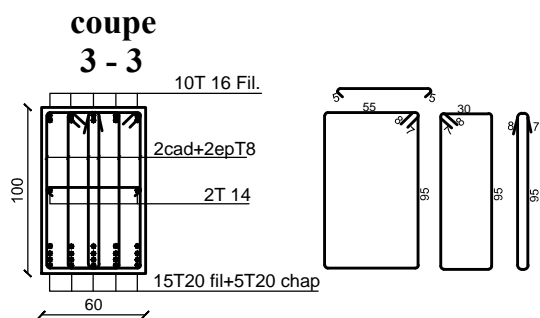
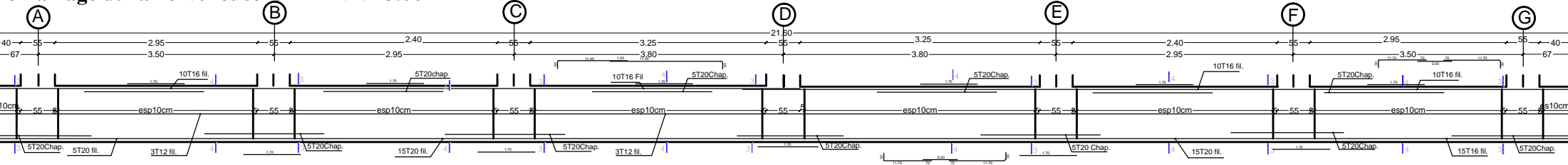
ferrailage du nervure sens X-X NIV -3.06



ferrailage du radier sens X-X NIV -3.06



ferrailage du la nervures sens Y-Y NIV -3.06



UNIVERSITE MOULOU MAMERI DE TIZI -OUZOU
 FACULTÉ DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des NERVURES et RADIER

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE
 Melle : SBARGOUD CHABHA

plan :

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Chapitre IX

Etude du mur plaque

Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

1-Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99 modifiée en 2003 (Art 10.1.2) est de 15cm, on opte pour une épaisseur de **20cm**. (On prend celle du voile périphérique)

2-Détermination des sollicitations :

(Théorème de Rankine)

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont:

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

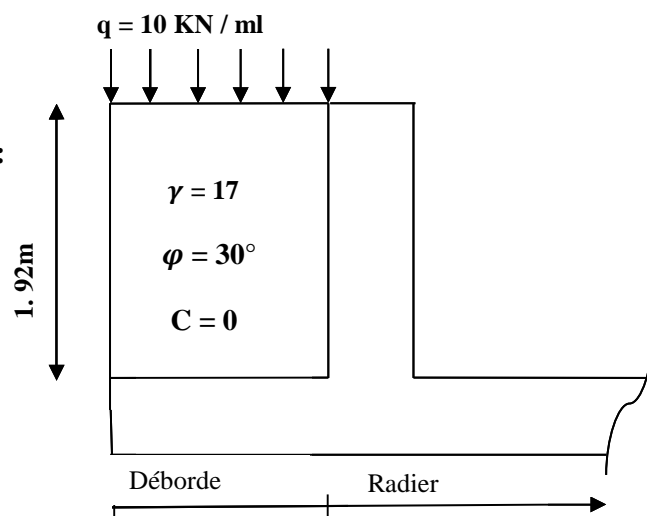
$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

K_a : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

3-Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma=17\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=200\text{KN/m}^3$



FigureX.3-1 : Schéma statique du Mur plaque

4-Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_a(q + \gamma \cdot h)$$

Avec K_0 : Coefficient de poussée des terres.

Nous avons $C=0 \longrightarrow$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a=0.333$$

ELU :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a(1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 7.6h + 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0 \longrightarrow \sigma_h = 5KN/m^2 \\ h=1.92m \longrightarrow \sigma_h = 19.6KN/m^2 \end{array} \right.$$

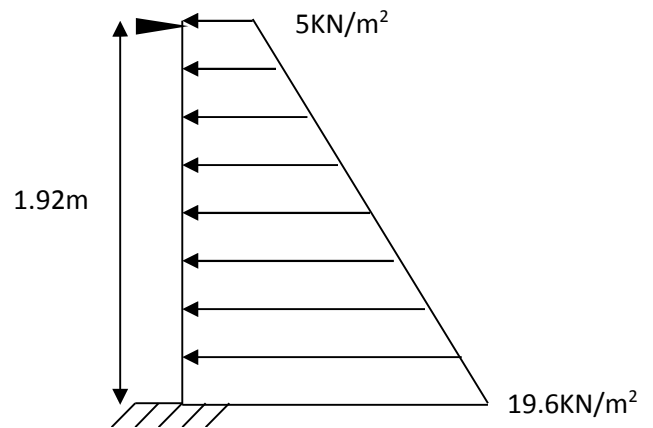


Figure IX-4 -1- Diagramme des contraintes à

ELS :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 5.66h + 3.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0 \longrightarrow \sigma_h = 3.33KN/m^2 \\ h=1.92 \longrightarrow \sigma_h = 14.2KN/m^2 \end{array} \right.$$

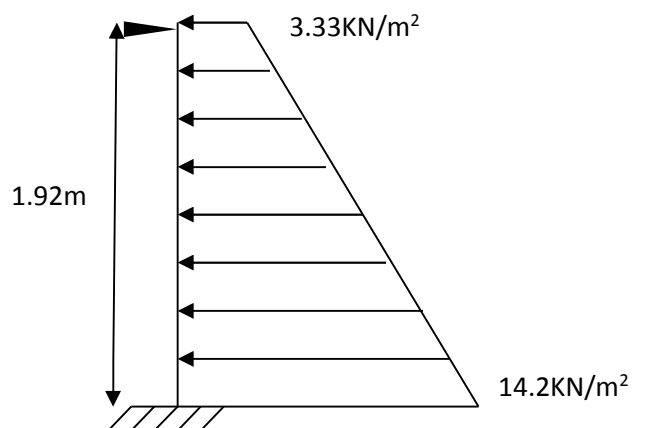


Figure IX-4-2- Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 19.6 + 5}{4} \times 1\text{m} = 15.95\text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 14.2 + 3.33}{4} \times 1\text{m} = 11.48\text{KN/ml}$$

5. Ferrailage du mur plaque :

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 3.06 \text{ m}$ et $l_y = 5.7 \text{ m}$

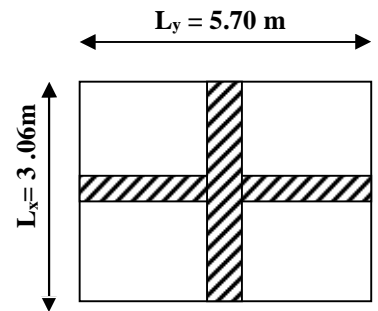
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5.7} = 0.53 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.53 \rightarrow \mu_x = 0.0905 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0905 \times 22.62 \times 3.06^2 = 19.8\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.250 \times 19.17 = 4.8\text{KN.m}$$



Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 19.8 = -9.9\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.8 = 14.8 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 4.8 = -2.4 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4.8 = 3.6 \text{KN.m}$$

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e=20cm)

$$\mu = M / f_{bu} \cdot b \cdot d^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	9.9	0.0215	0.989	SSA	1.6	2	5HA12 = 5.65	20	20
	Travée	14.8	0.0321	0.984	SSA	2.4	2	5HA14 = 7.7	20	20
yy	Appuis	2.4	0.005	0.997	SSA	0.38	2	5HA12 = 5.65	20	20
	travée	3.6	0.007	0.996	SSA	0.57	2	5HA14 = 7.7	20	20

Tableau-IX-5-Calcul des armatures de mur plaque

6-Vérification du RPA:

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens

(horizontal et vertical).

$$A > 0.001b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2$$

7- Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.53 \rightarrow \mu_x = 0.0945 \text{ et } \mu_y = 0.400$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0945 \times 16.32 \times 3.06^2 = 14.44 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.400 \times 14.44 = 5.77 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 14.44 = - 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.44 = 10.83 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = - 0.5 \times 6 = - 3 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 6 = 4.5 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa .}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

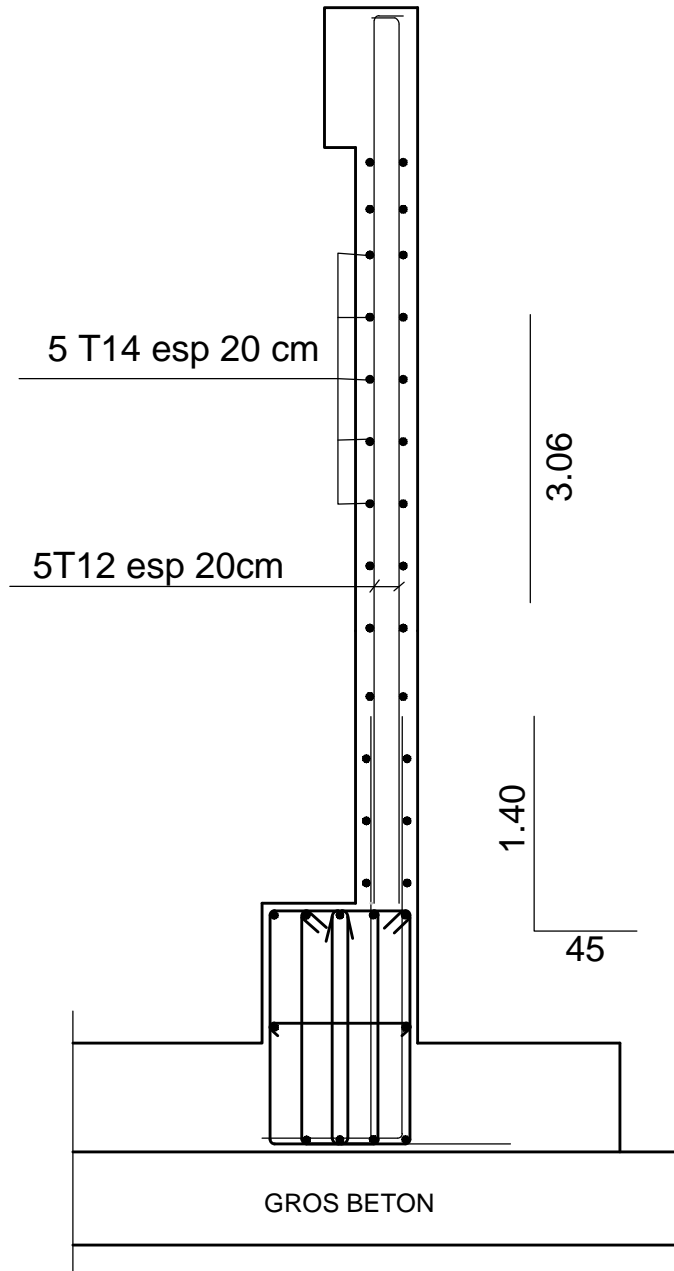
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa.}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

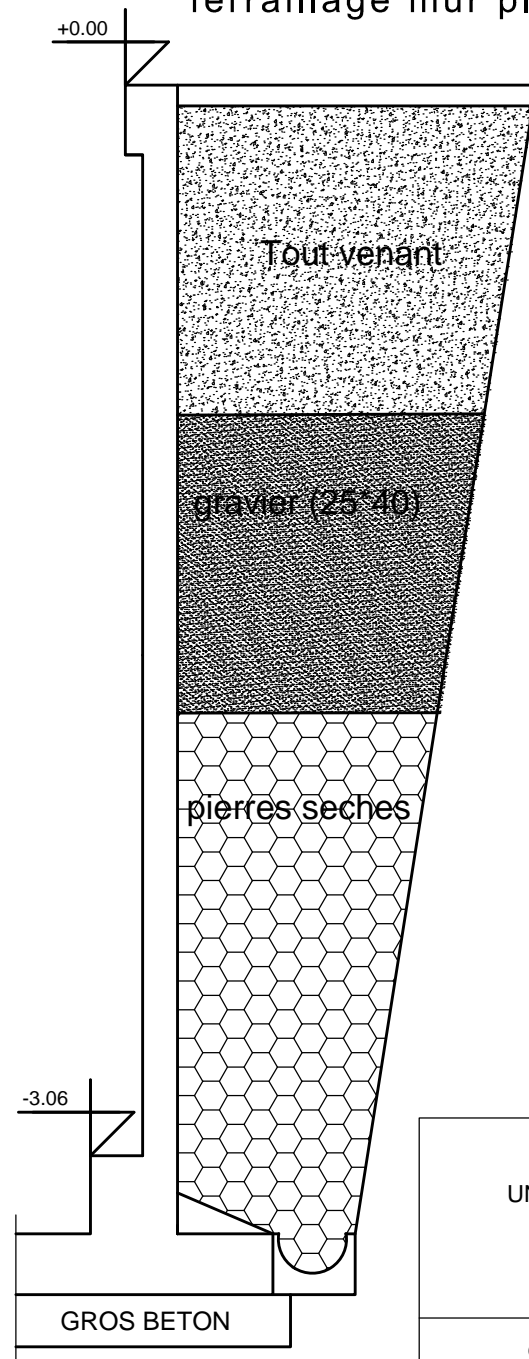
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	5.65	7.22	0.313	0.912	41.8	77.84	201.63	1.86	15	Cv
	Travée	7.7	10.83	0.427	0.900	35	183	201.63	5.23	15	Cv
yy	Appuis	5.65	3	0.313	0.912	41.8	77.84	201.63	1.86	15	Cv
	travée	7.7	4.5	0.427	0.900	35	183	201.63	5.23	15	Cv

Tableau IX-6-Vérification des contraintes a ELS.

ferrailage mur plaque



ferrailage mur plaque



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage de Mur Plaque

Présenté par :

Melle : TIROUCHE HANANE

plan :

Melle : SBARGOUD CHABHA

Encadré par :

Mr : KACI

Echelle :

Conclusion

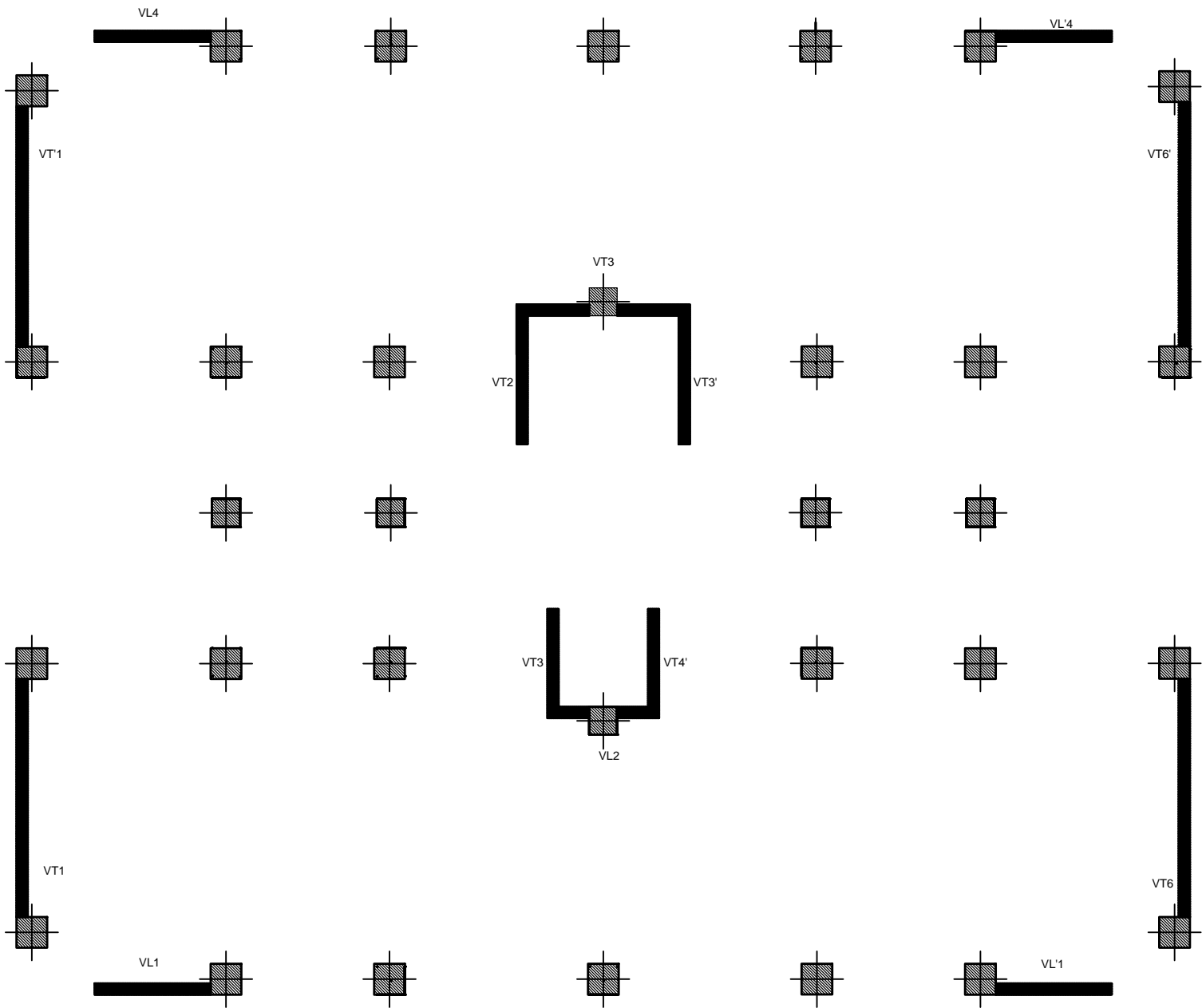
L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes qui ont suffisamment d'expérience dans le domaine, de longues discussions ont apporté des connaissances importantes en plus pour nous.

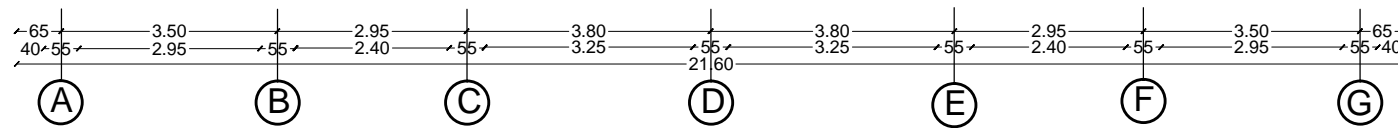
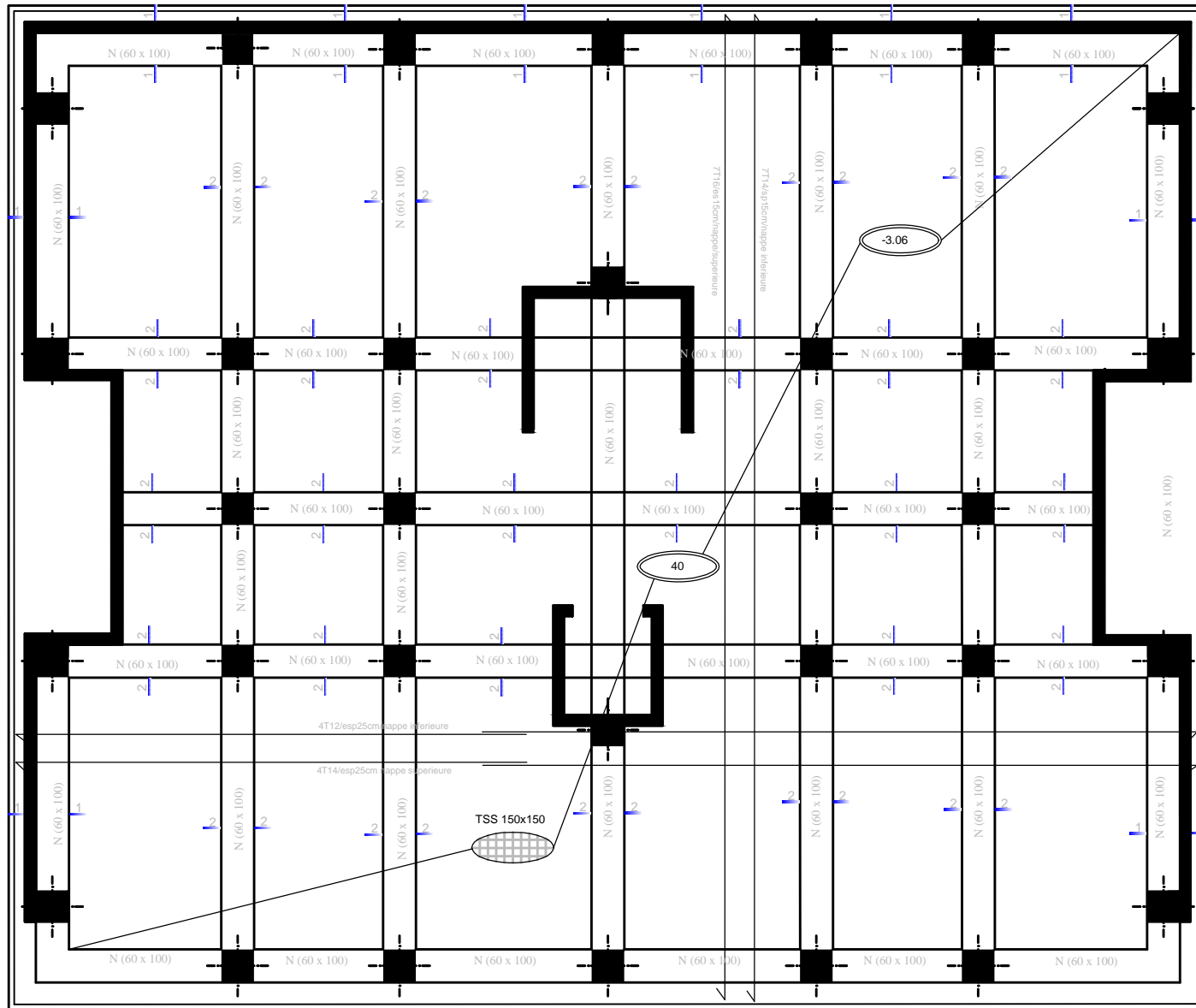
Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

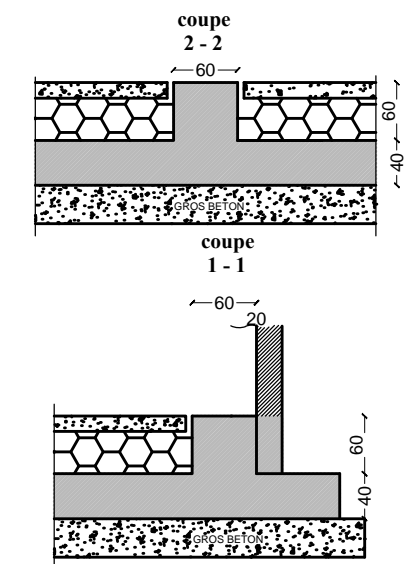
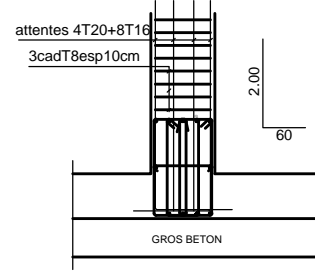


position des voiles et des poteaux

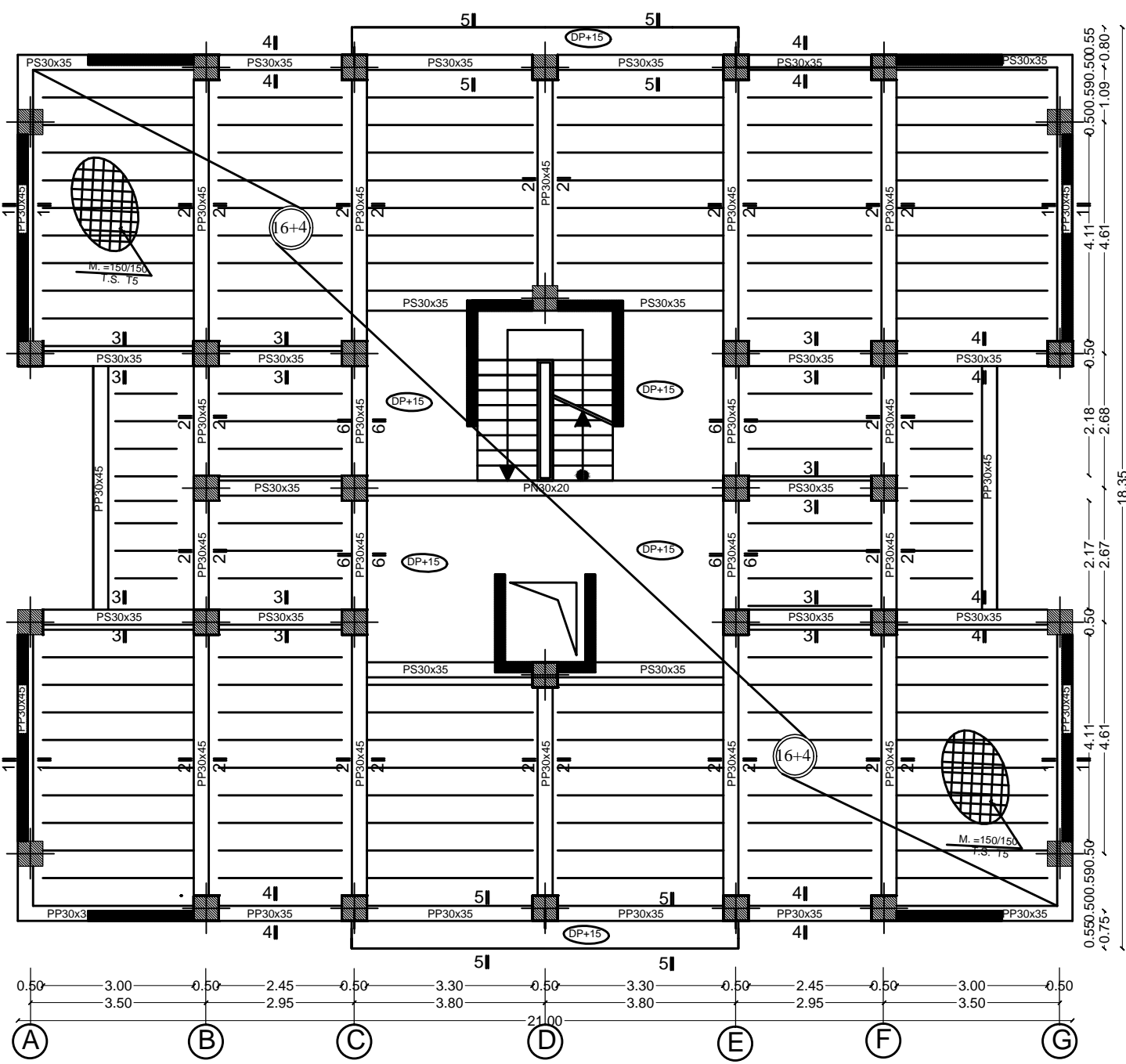
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil		
POSITION DES VOILES ET POTEAUX		
Présenté par :	Melle : TIROUCHE HANANE Melle :SBARGOUD CHABHA	plan :
Encadré par :	Mr : KACI	Echelle :



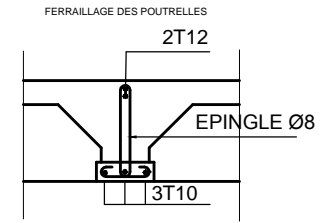
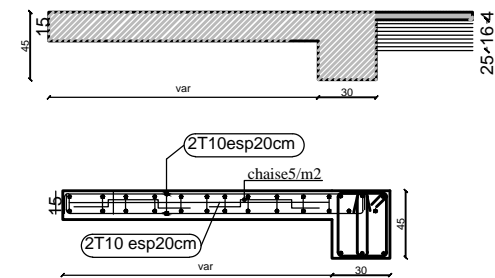
attentes poteaux



UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI -OUZOU		
Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil		
COFFRAGE DU RADIER		
Présenté par :	Melle : TIROUCHE HANANE Melle : SBARGOUD CHABHA	plan :
Encadré par :	Mr : KACI	Echelle :



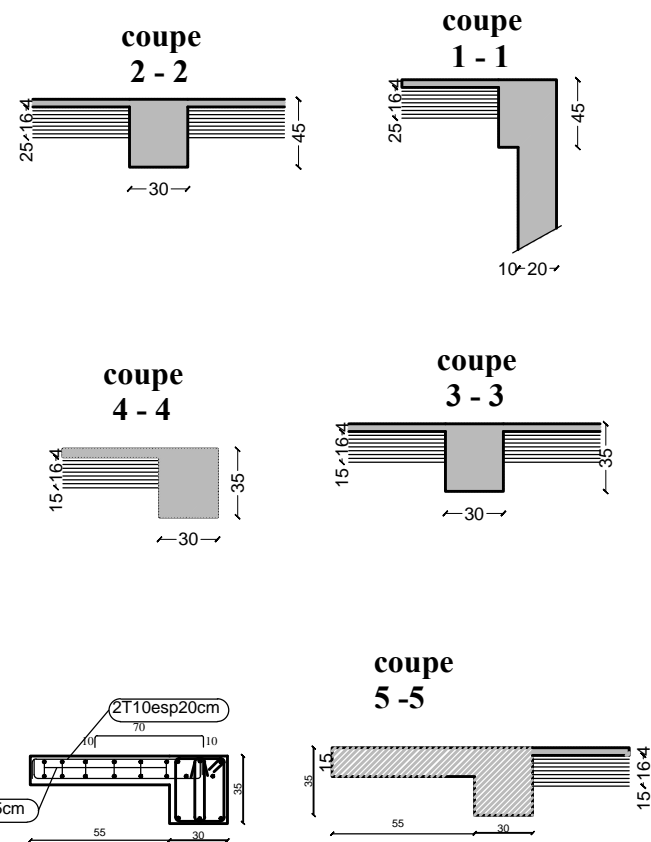
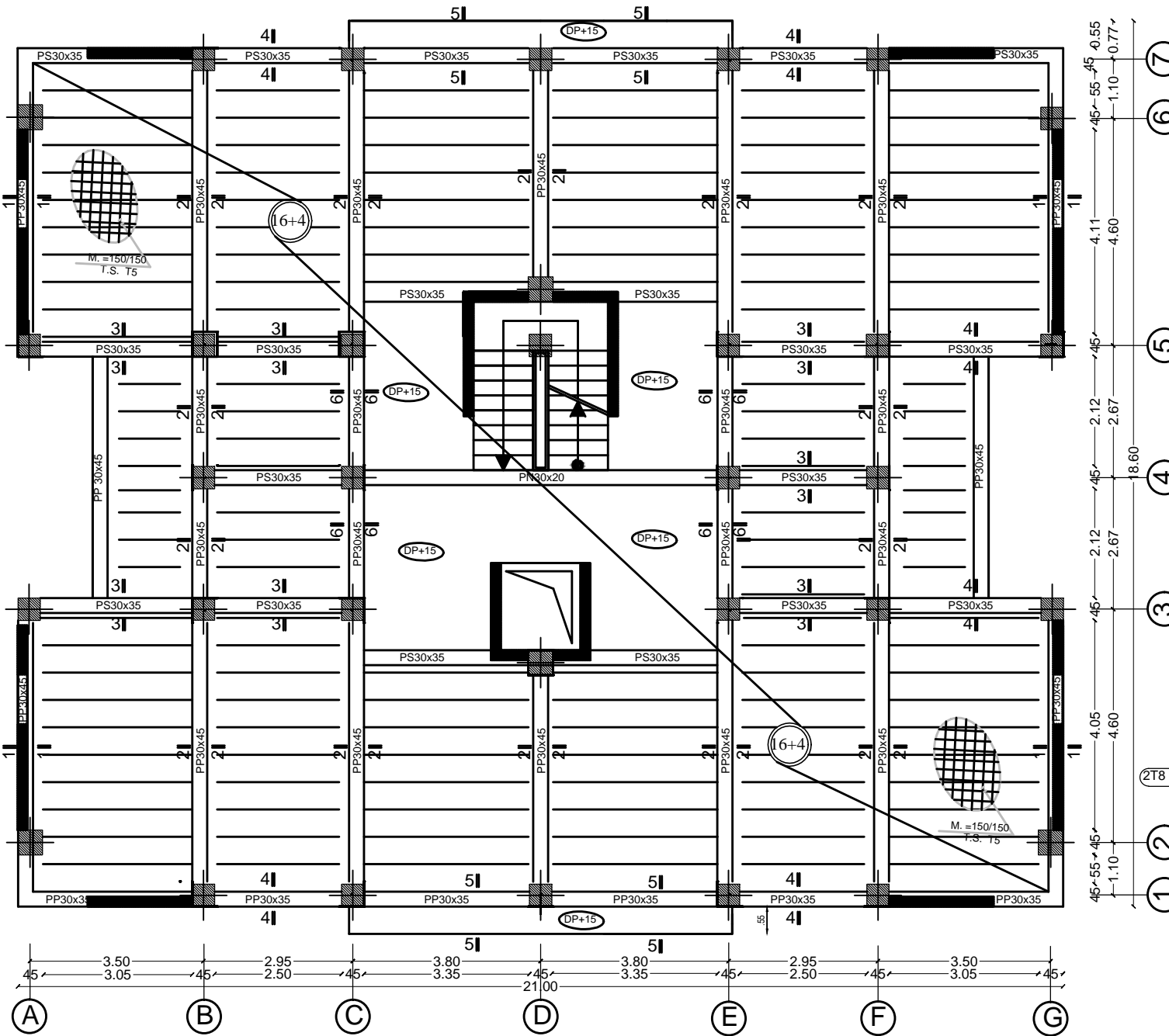
coupe
6-6



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU
Faculté du Genie de la construction
Département de Génie Civil

coffrages des planchers NIV +9.18 jusqu'a NIV +18.36

Présenté par :	Melle : TIROUCHE HANANE Melle : SBARGOUD CHABHA	plan :
Encadré par :	Mr : KACI	Echelle :



UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages des planchers de NIV +21.41 jusqu'à 30.62

Présenté par :	Melle : TIROUCHE HANANE Melle : SBARGOUD CHABHA	plan :
Encadré par :	Mr : KACI	Echelle :

Bibliographie

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- [8] l'ogiciel ETABS