

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +5 +un sous sol) à usage
bureau contreventé par un système mixte
Voiles et Portiques.**

Présenté par :

M^r. MERSEL DJAMEL

Encadré par :

M^r. HADDI

Jury:

M^r KHEFFACHE. T
M^{elle} BOUAYAD. Dj

2012-2013

Remerciement

Je remercie, en premier lieu, le bon dieu qui a bien voulu me donner la force pour effectuer le présent travail.

Je tiens à remercier mon promoteur M^r HADI d'avoir accepté de m'encadrer.

Je tiens aussi à remercier les membres de jury

Je remercie tous mes enseignants durant tout mon cursus

Comme je tiens à remercier tout ceux qui de loin ou de près ont contribué à finaliser ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes chers Parents qui nous ont quitté, et que le bon dieu les accueille en son vaste paradis ;

- Ma sœur ; son époux Mohamed ainsi que leurs enfants ;

- Mon frère : Rachid ;

- Mon Frère ; Khoudir et son épouse ainsi que leur enfants ;

- Mes cousins.

- Mes amis : Amine ; Lyes et pour tous mes amis

- Mon Médecin ; Dr Arkoub

Djamel MERSEL

Introduction

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

En effet, on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les Règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Pour cela, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Après une descente des charges et un pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique a été effectuée dans le but de déterminer le bon-comportement du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

De plus, un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Effet P- Δ .
- Etat limite des déplacements inter étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

Après le dimensionnement de la structure, nous avons effectué un calcul de l'infrastructure, et puis on a achevé notre travail par une conclusion générale.

Table de matieres

Introduction générale.	
Chapitre I : Généralités	
I.1 Présentation de l'ouvrage	01
I.2 description du projet	01
I.3 implantation de l'ouvrage	01
I.4 caractéristique de l'ouvrage	01
I.5 règlements et normes utilisés	02
I.6 indication générale sur les règles de BAEL	02
I.7 actions et sollicitations	03
I.8 les matériaux de constructions	05
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
II.1 Introduction.	10
II.2 pré dimensionnement des éléments	10
II.3 Evaluation des charges et surcharges	15
II.4 Descente de charge	16
II.5 Vérifications	20
II.6 Conclusion	23
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
III.1 Etude des planchers	24
III.2 Etude des dalles pleines	42
III.3 L'acrotère	46
III.5 Calcul des escaliers	51
III.4 Etude de la poutre brisée	64
Chapitre IV : Etude dynamique :	
IV.1. Introduction	68
IV.2. Etude de la structure au séisme.	68
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.	75
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	76
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.	77
IV.6. Calcul des déplacements	77
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	78
IV.8. Conclusion	79
Chapitre V Etude des éléments structuraux	
VI.1 Etude des poteaux	81
VI.2 Etude des poutres	88
VI.3 Etude des voiles	96
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :	
VI.1. Choix du type des fondations.	102
VI.2. Les vérifications de types de fondations	103
VI. 3. Calcul de la semelle isolée :	104

Table de matieres

VI.4 Voile périphérique

105

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description du projet :

Le projet qui nous a été confié, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage de bureau, classé dans le groupe d'usage 2 selon le RPA99 version 2003.

I.3. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage sera implanté à la wilaya de Bejaia au lieu dit TAZMALT CENTRE. Cette région est classée par le RPA 2003 comme une zone de moyenne sismicité. (Zone IIa).

C'est un terrain ne nécessitant pas de terrassement et est délimité comme suit :

- au Nord par la rue.
- au Sud par deux bâtiments à usage habitation R+4
- à l'Ouest par un terrain nu (réservé hydraulique).
- à l'Est par la crèche municipale(en cour de réalisation).

I.4. caractéristiques de l'ouvrage :**I.4.1. Caractéristiques géométriques :**

- La hauteur du bâtiment : 23.19m.
- Hauteur de sous sol : 2.67m.
- Hauteur de RDC, 1, 2,3et 4^{eme} étage =3.5m. à usage bureau.
- Hauteur de 5^{eme} étage : 3.02m
- Longueur de l'ouvrage : 24.20m.
- Largeur de l'ouvrage : 25.54m.

I.4.2. L'ossature :

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 17m. L'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure mixte formée de portiques et de voiles avec interaction d'après l'art (RPA art 3.4.A.1.a).

I.4.3. Les planchers :

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

La dalle des paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

I.4.4. Les escaliers :

Notre bâtiment comprend deux types d'escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.5. La maçonnerie :

- les murs extérieurs : réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.4.6. La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

I.4.7. L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton arme et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

I.5. règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99.

I.6. Indication générale sur les règles de BAEL :**I.6.1. Définition de l'état limite :**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

✓ **Etat limite ultime ELU :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

✓ **Etat limite de service ELS :**

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

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

❖ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentré en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

• **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

▪ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

▪ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

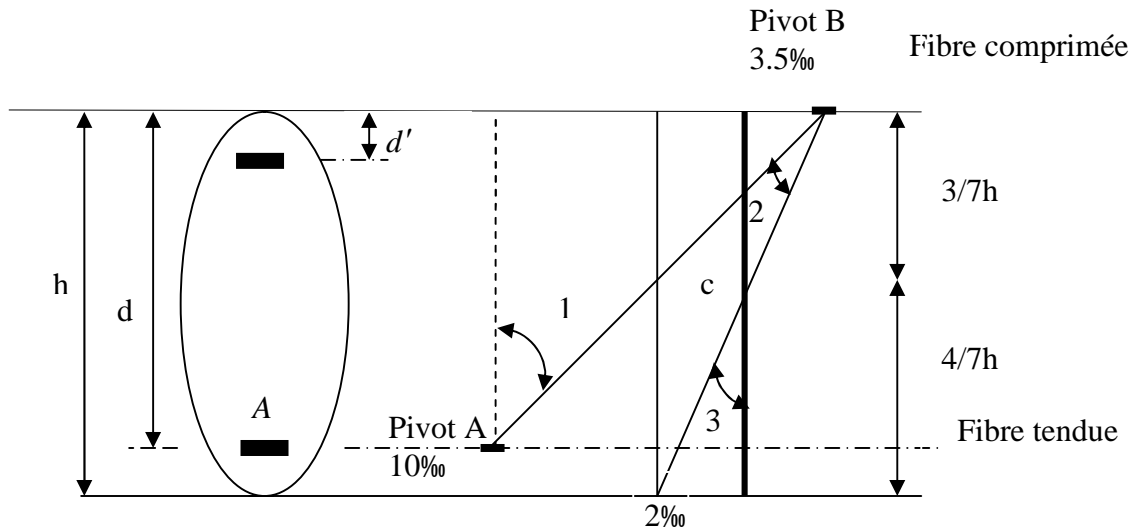


Fig.I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

❖ Hypothèse de calcul à l'E L S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.6.2 Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1 Définition des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

On distingue :

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.7.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i .$$

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i .$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.7.3. Les combinaisons d'action :*RPA99/2003 (Article V.5.2)*

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux} \end{aligned}$$

I.8. Les matériaux de construction :**I.8.1. Béton :****1. Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

2. Caractéristiques du béton :**2.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

2.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

$$\text{Pour notre cas } f_{c28} = 25\text{Mpa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

2.3. Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- ✓ $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0,8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

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

2.4. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

2.5. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

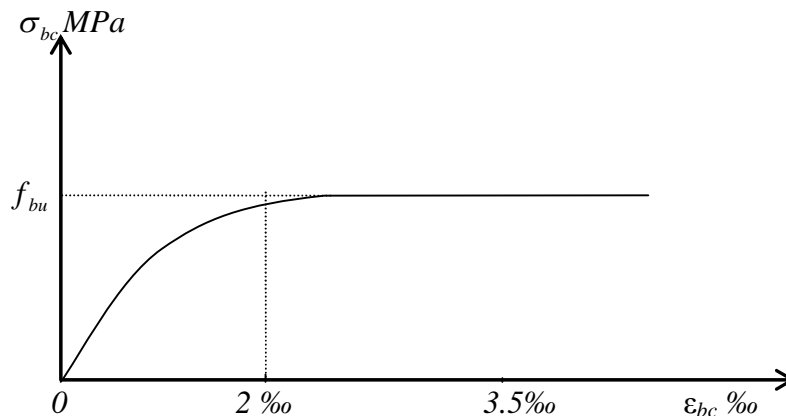


Fig.I.2. Diagramme contraintes-déformation.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{situations accidentelles} \\ 1,50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

$2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 & f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}). \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \end{cases}$$

2.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$
 $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.2)**

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa on a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa} \end{cases}$$

2.7. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

2.8. Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

2.9. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.
 $\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.8.2. L'Acier :

1. Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2. Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

2.1. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e=235\text{Mpa}$.

- $f_u=410$ à 490Mpa .

2.2. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

2.3. Treillis soudés :

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

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.

* TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

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

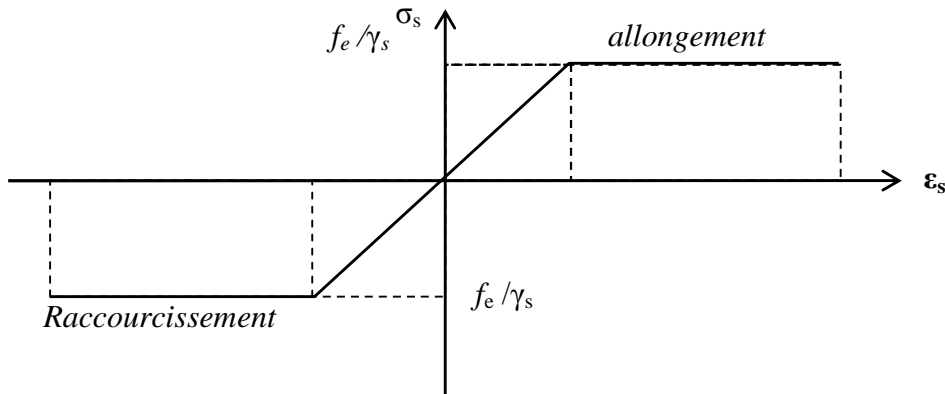


Fig.I.3. Diagramme de contrainte- déformation

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

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

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

5. Contrainte limite des aciers :

.Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

.Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta = 1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

II.1. Introduction :

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Prédimensionnement des éléments :**II.2.1. Les planchers :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{380 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16.88 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

II.2.2. Les poutres :**a- Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 497 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow 33.13 \text{ cm} \leq h \leq 49.7 \text{ cm} .$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

• Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases} \text{ vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :
 $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

b- Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 380\text{cm} \Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}.$$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

• Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

II.2.3. Les poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

Tels que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.5\text{m}$ Pour le RDC et l'étage bureau.

$h_e = 3.02\text{m}$ Pour le 5^{ème} étage.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

$$b_1 \times h_1 = 35 \times 45 \text{ cm}^2.$$

II.2.4. Les dalles pleines :

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées seulement dans les balcons. Elles doivent satisfaire les critères suivants :

- Critère de résistance :

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$l_x/50 \leq e \leq l_x/40 \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

- Coupe feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe feu.}$$

Dans notre cas :

$$l_x = 1\text{m.}$$

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2.85 \leq e \leq 3.33\text{cm.}$$

Pour deux heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$.

Donc on prend $e=12\text{cm}$.

II.2.5. Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15\text{cm} \right].$$

RPA99 (Article 7.7.1)

$$a \geq \max \left[\frac{272}{22}; 15\text{cm} \right]$$

Pour le RDC.

$$a \geq \max \left[\frac{350}{22}; 15\text{cm} \right]$$

Pour les étages bureau.

Donc :

- $a \geq 15\text{ cm}$
- $a \geq 16,22\text{cm}$
- $a \geq 13,90\text{cm}$

Soit $a = 20\text{cm}$.

II.2.6. les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : Demi-hauteur d'étage.

L_0 : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

Dans notre projet on a plusieurs types d'escalier :

• **Type I :**

Escalier sous sol : a trois volées contrariées avec double paliers de repos.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de *BLONDEL* qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

n - 1 : Nombre de marches.

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} = 2.50m.$$

$$\frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20}$$

$$\Rightarrow 8.33 \leq e \leq 12,5cm \quad \text{Soit } e = 14cm.$$

$$\frac{1}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{210}{n-1} + \frac{272}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 273 \times n + 136 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 8$$

$$h = \frac{136}{8} = 17cm$$

$$g = \frac{210}{7} = 30cm$$

Escalier R.D.C & étage

Pou la volée (I) et (III) on a :

$$L = 210m$$

$$g=30cm \quad \text{et} \quad h=17cm$$

$$H= 136cm$$

$$n = 8 \quad \text{nombre de contre marche.}$$

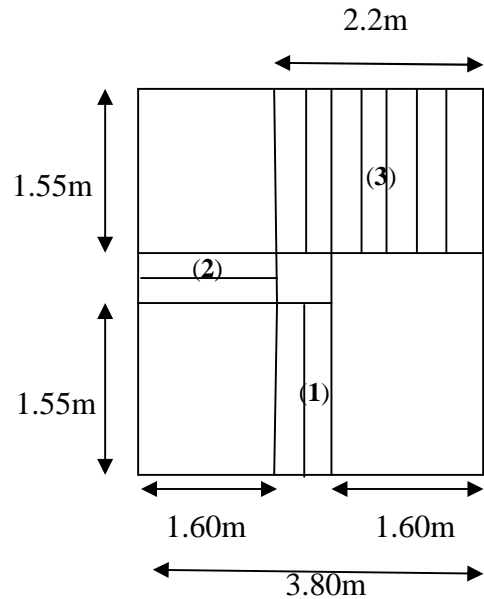


Fig. II.1. Escalier type I

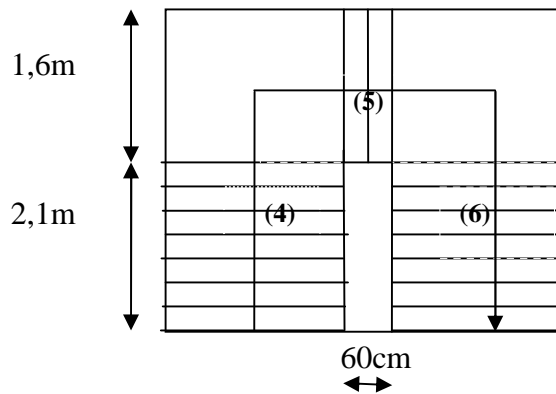


Fig. II.2. Escalier type I

Pour la volée (II) on a :
 $L = 60m$, et $H = 34cm$
 $g = 30cm$, et $h = 17cm$
 $n = 3$ nombre de contre marches.

- **Type II** : escaliers à trois volées contrariées avec double paliers de repos
 $g = 30cm$, et $h = 17cm$.
 Pour les volée (I),(II) et (III) on a :
 $L = 1.2m$, $n = 5$

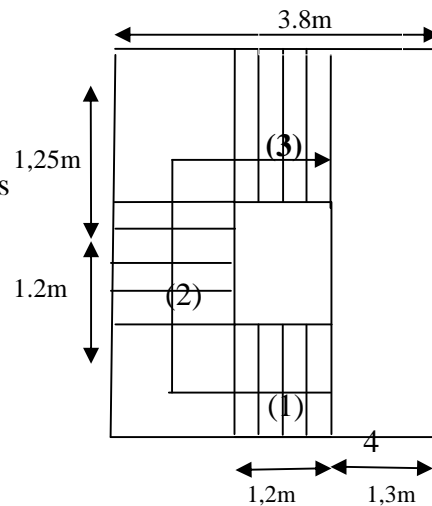


Fig. II.3. Escalier type II

Escalier de 5^{ème} étage

$g = 30$, et $h = 17cm$.
 $L = 1.2m$, $n = 5$

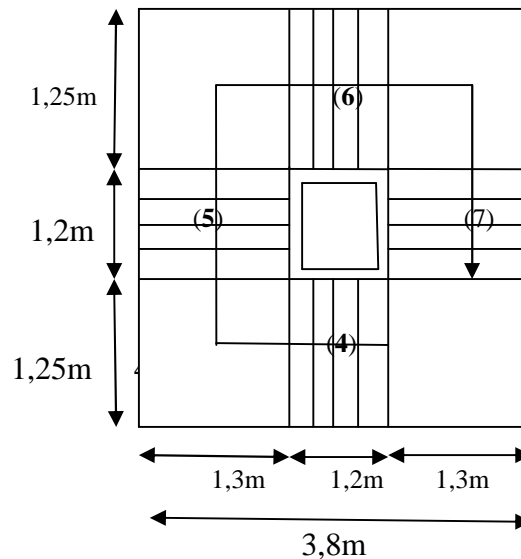


fig. II.4. Escalier type II

II.2.7. Acrotère:

L'acrotère set un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré à sa base, et réalisé en béton armé.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge permanente:

Poids propre:

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

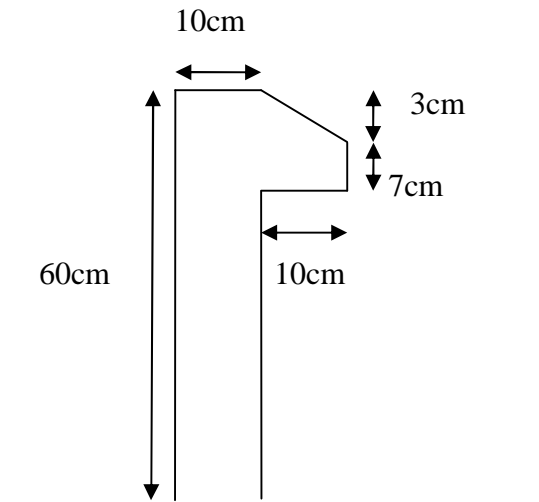


fig. II.5. Dimensions de l'acrotère

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.2. Les dalles pleines :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

Tableau II.1 Evaluation des charges dans les dalles pleines.

- La charge permanente totale qu'on a est $G = 4.50 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée
À $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1. Plancher :

❖ Plancher terrasse inaccessible : (toiture de la cage d'escalier)

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	0.60
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.22
Forme de pente	0.065	2.2

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr\ inacc} = 6,00\text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terrasse} = 1.0\text{KN} / \text{m}^2$.

❖ **Plancher étage courant bureau :**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.018	0.36
Lit de Sable	0.030	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.3\text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage de bureau est estimée à $Q = 2.5\text{KN} / \text{m}^2$

II.3.2. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27

Tableau II.4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.62\text{KN} / \text{m}^2$.

II.3.4. Les escaliers :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.50	4.15
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	horizontal	0.44
	vertical	0.00
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau II.5 Evaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{palier} = 4.49\text{KN} / \text{m}^2 ; G_{paillasse} = 7.26\text{KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50\text{KN} / \text{m}^2 .$$

II.4. Descente des charges :

On fixe les sections des poteaux comme suit :

SOUS SOL,RDC: $35 \times 45 \text{cm}^2$

1^{er} étage et 2^{ème} étage : $35 \times 40 \text{cm}^2$

3^{ème};4^{ème} Étage : $35 \times 35 \text{cm}^2$

5^{ème} étage : $30 \times 30 \text{cm}^2$

Poteau (1) au niveau de la cage d'escalier :

- **La surface afférente pour la charge permanente**

Pour plancher terrasse :

$S=5,36 \text{m}^2 \rightarrow$ Corps creux

Pour les autres planchers :

$S=7,57 \text{m}^2 \rightarrow$ Corps creux.

$S = 1.3 \times 1.25 = 1.62 \text{m}^2 \rightarrow$ Palier

$S = 1.25 \times 0.6 = 0.75 \text{m}^2 \rightarrow$ Escalier

$S = 1.3 \times 0.6 = 0.78 \text{m}^2 \rightarrow$ Escalier

- **La surface afférente pour les charges D'exploitations :**

Pour le plancher terrasse :

$S=4,73 \text{m}^2$

Pour les autres planchers

$S=7,57 \text{m}^2 \rightarrow$ Corps creux.

$S = 1.62 \text{m}^2 \rightarrow$ Palier

$S = 1.53 \text{m}^2 \rightarrow$ Escalier

- **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse :

$$G = 5.36 \times 6.00 = 32.16 \text{KN}$$

$$Q = 4.73 \times 1.5 = 7.09 \text{KN}$$

✓ Palier

$$G = 1.62 \times 4.49 = 7.27 \text{KN}$$

$$Q = 1.62 \times 2.5 = 4.05 \text{KN}$$

✓ Paillasse :

$$G = 1.53 \times 7.26 = 11.10 \text{KN}$$

$$Q = 1.53 \times 2.5 = 3.82 \text{KN}$$

✓ Planchers étages d'habitations :

$$G = 1.85 \times 5.41 = 10.00 \text{KN}$$

$$Q = 1.85 \times 1.5 = 2.77 \text{KN}$$

✓ Plancher étage bureau :

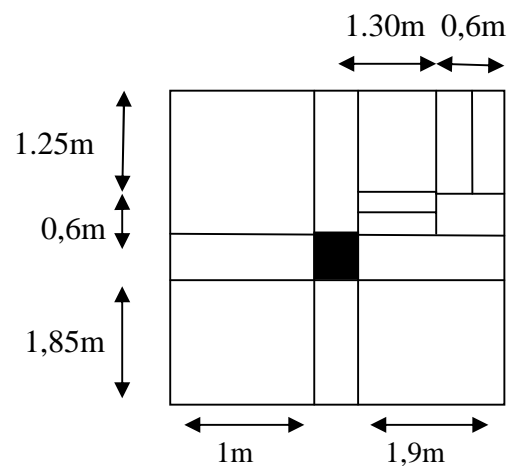


Fig. II.6. Surface afférente pour le poteau

$$G = 40.99 \text{ KN}$$

$$Q = 7.57 \times 2.5 = 18.92 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$G_{ppt} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 1,85 = 5,55 \text{ KN}$$

$$G_{ppe} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 3,82 = 11,46 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 2,9 = 7,61 \text{ KN}$$

$$G_{ptt} = 12,71 \text{ KN}$$

$$G_{pte} = 17,01 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$35 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le SOUS SOL}$$

$$35 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 14,05 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le R.D.C}$$

$$35 \times 40 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 12,49 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 1}^{\text{er}} \text{ \& } 2^{\text{ème}} \text{ étage}$$

$$35 \times 35 \rightarrow G = 10.93 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 3}^{\text{ème}} \text{ \& } 4^{\text{ème}} \text{ étage}$$

$$30 \times 30 \rightarrow G = 6,88 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 5}^{\text{ème}} \text{ étage}$$

- **Poids des cloisons double :**

$$N1 : P_c = (1.85 \times 2.66 + 2,9 \times 2,71) \times 2.62 = 33.48 \text{ KN}$$

$$N2 \rightarrow N6 : P_c = (1,85 \times 2,66 + 1,9 \times 2,71) \times 2,62 = 26.38 \text{ KN}$$

$$N7 : P_c = (1.85 \times 2.32 + 2,9 \times 2,4) \times 2.62 = 29.48 \text{ KN}$$

- **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de cinq niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

DTR B.C 2.2 (6.3)

$$Q_0 = 7.09 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_1 = 7.09 + 2.77 = 9.86 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 26.79 = 33.97 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 26.79 = 55.40 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 26.79 = 74.15 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 26.79 = 90.23 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 26.79 = 103.62 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 34.06 = 117.02 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (1) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	32.16	9.86
	Poutres	12.71	
	Cloisons double	33.48	
	Poteaux du niveau N1	6.88	
	Total	81.23	
N2	Venant de N1	81.23	33.97
	Plancher corps creux	10.00	
	Poutres	17.01	
	escalier	18.37	
	Cloisons double	26.38	
	Poteaux	10.93	
Total	167.92		
N3	Venant de N2	167.92	55.40
	Plancher corps creux	10.00	
	Poutres	17.01	
	Escalier	18.37	
	cloisons double	26.38	
	Poteaux	10.93	
Total	250.61		
N4	Venant de N3	250.61	74,15
	Plancher corps creux	10.00	
	Poutres	17.01	
	escalier	18.37	
	cloisons double	26.38	
	Poteaux	12.49	
Total	334.86		
N5	Venant de N4	334.86	90.23
	Plancher corps creux	10.00	
	Poutres	17.01	
	escalier	18.37	
	Cloisons double	26.38	
	Poteaux	12.49	
Total	419.11		
N6	Venant de N5	419.11	
	Plancher corps creux	10.00	
	Poutres	17.01	

	escalier	18.37	
	cloisons double	26.38	
	Poteaux	14.05	
	Total	504.92	103,62
N7	Venant de N6	504.92	
	Poutres	17.01	
	escalier	18.37	
	cloisons double	29,48	
	Poteaux	10.71	
	Total	590.49	117.02

Tableau. II.6. : Descente de charge du poteau (1).

❖ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 590.49 + 1.5 \times 117.02 = 972.69 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N = 9.82 \text{ kn}$

Donc $N_u = 1.1 \times 972.69 = 1069.96 \text{ Kn}$

II.5. vérification :

▪ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1069.96 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.07 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.35 \times 0.45 = 0.15 \text{ m}^2$.

$B = 0.15 \geq 0.07 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B$ calculé		observation
			B	B calculé	
Sous sol R.D.C	1069.96	35*45	0.15	0.07	vérifiée
1 ^{er} & 2 ^{ème}	771.25	35*40	0.14	0.05	vérifiée
3 ^{ème} & 4 ^{ème}	464.02	35*35	0.12	0.03	vérifiée
5 ^{ème}	136.89	40*40	0.09	0.009	vérifiée

Tableau. II.7. Vérification des poteaux à la compression simple.

▪ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau sous sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.72 = 1.90 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \times 0.45 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 0.26 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.26 \times 10^{-2}}{0.15}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{1.9}{0.13} = 14.68 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.68}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1069.96 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.05 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (35 - 2.5) \times (45 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.13 \text{ m}^2$$

$0.13 > 0.05$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

▪ **Vérification du poteau RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.49m.$$

$$B = 0.35 \times 0.45 = 0.15m^2.$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.45^3}{12} = 0.26 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.26 \times 10^{-2}}{0.15}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.49}{0.13} = 19.15 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.15}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Or nous avons :

$$B_r = (35 - 2.5) \times (45 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.13m^2$$

0.13 > 0.06 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition Br > Br calculé		observation
			Br	Br calculé	
Sous sol	1069.96	35*45	0.13	0.05	vérifiée
RDC	1069.96	35*45	0.13	0.06	vérifiée
1 ^{er} & 2 ^{ème}	771.25	35*40	0.12	0.042	vérifiée
3 ^{ème} & 4 ^{ème}	464.02	35*35	0.10	0.02	vérifiée
5 ^{ème}	139.89	30*30	0.07	0.008	vérifiée

Tableau. II.8. vérification au flambement des poteaux.

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments des sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux du Sous sol et RDC : $35 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 1 et 2 : $35 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : $35 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 5 : $30 \times 30 \text{cm}^2$.

III.1. Etude des planchers :

III.1. 1. Définition :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction.

Il doit :

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.

Participer à la résistance aux efforts horizontaux.

Transmettre les charges et surcharges.

Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage bureau, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5 \text{Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.2. disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

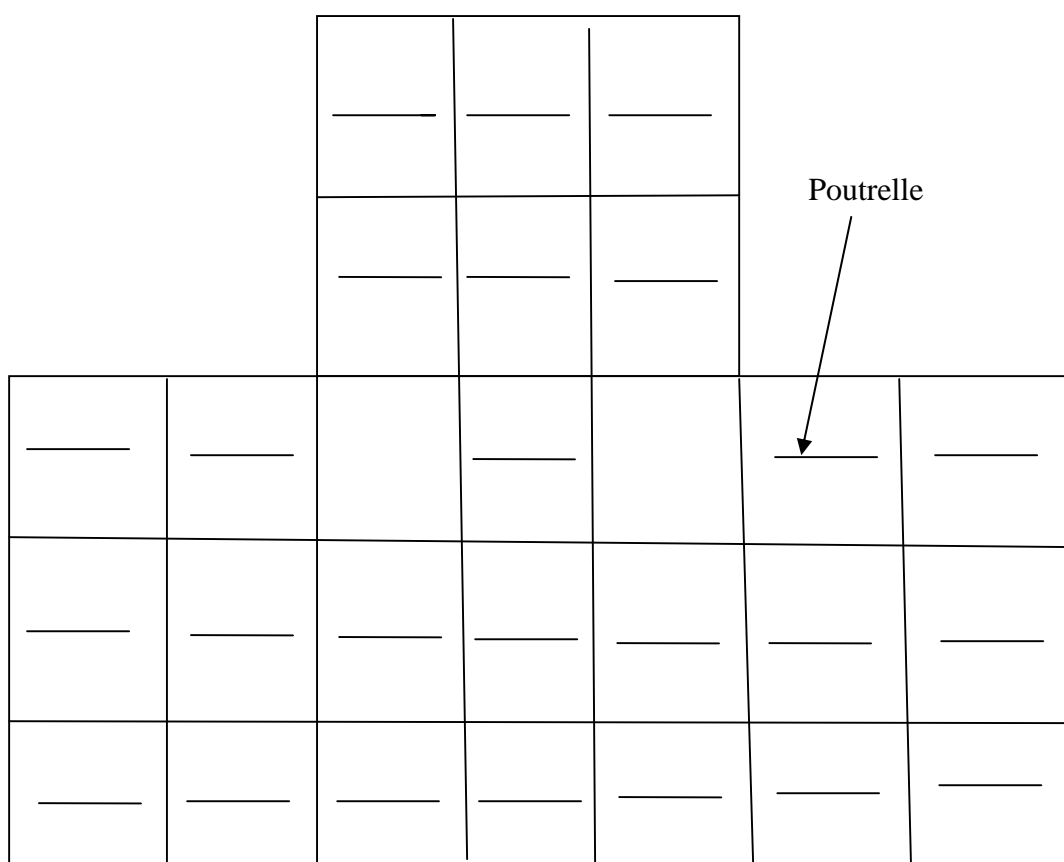


Fig. III.1. Schéma de disposition des poutrelles.

Disposition :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

le critère de la petite portée.

le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pré dimensionnement :

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4) \text{cm}$.

* Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 12cm d'épaisseur.

Détermination de la largeur de la table de compression :

h : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4;0.6) \times h = (8;12)cm$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10cm$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{410}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5;41)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 27.5cm$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 12 = 67cm$$

$$\text{Soit : } b = 67cm.$$

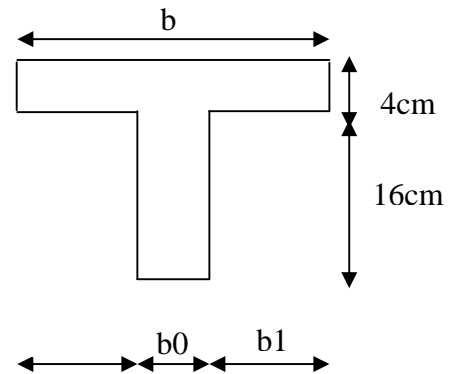


Fig. III.2. Schéma d'une poutrelle

Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a cinq types de poutrelles a étudiées :

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	3,29m 3,39m
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	2,30m
4 ^{eme} type	

III.1.3. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelle sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot.

La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$

Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible.

Vérification des conditions de BAEL :

1^{ère} condition :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,00 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1,00 \leq \min(2 \times 6,5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5,39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 2,5 \leq \min(2 \times 5,39; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$\text{Type 1 : } 0,8 \leq \frac{3,29}{3,39} \leq 1,25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0,8 \leq \frac{3,39}{3,29}, \frac{3,29}{4,1} \leq 1,25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]

Les moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et}$$

permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

les conditions à vérifiées.

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

La méthode de Caquot :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également a des planchers à surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.00	1.00	10.05	6.82	7.00	4.55
étage courant	5.39	2.50	10.90	7.08	7.8	5.07

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.1.5. calcul des sollicitations :

Pour le plancher terrasse inaccessible :

Poutrelle type 1 :

$P_u = 6.2 \text{ Kn / ml}$

$P_s = 4.55 \text{ Kn / ml}$

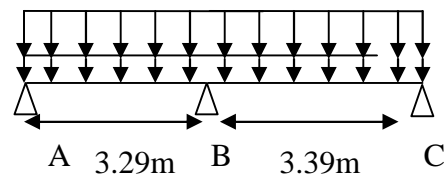


Fig.III.3. Schéma du 1^{er} type de poutrelle

Moments isostatiques :

À l'ELU :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.24 \times 3.29^2}{8} = 8.44 \text{ KN.m}$.

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{6.24 \times 3.39^2}{8} = 8.96 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0^{AB} = 6.16 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = 6.54 \text{ KN.m}$

Moments sur les appuis :

Appuis de rive :

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires :

À l'ELU :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 8.96 = 5.38 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 6.54 = 3.92 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6} = 0.143$$

$$\alpha = 0.143 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.043 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.243 \end{cases}$$

À l'ELU :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.243 \times 8.44 - \frac{6.65}{2} = 7.16 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.243}{2} \times 8.44 = 5.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.242 \times 8.96 - \frac{6.72}{2} = 7.78 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.243}{2} \times 8.96 = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.243 \times 6.16 - \frac{4.84}{2} = 5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.243}{2} \times 6.16 = 3.82 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.242 \times 6.54 - \frac{4.9}{2} = 5.67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.243}{2} \times 6.16 = 3.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants :

À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.43 \times 3.29}{2} = 10.26 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 11.8 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.43 \times 3.39}{2} = 12.16 \text{ KN}$$

$$V_C = 10.58 \text{ KN}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{4.69 \times 3.29}{2} = 7.48 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 8.61 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{4.69 \times 3.39}{2} = 8.87 \text{ KN}$$

$$V_C = 7.71 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Planchers à usage terrasse :

Type 1 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	6.24	8.44	1.27	5.38	6.17	10.26	11.8
B-C	3.39	6.24	8.96	5.38	1.34	6.72	12.16	10.58

Tableau III.2 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	4.55	6.16	0.92	3.92	4.51	7.48	8.61
B-C	3.39	4.55	6.54	3.92	0.98	4.91	8.87	7.71

Tableau III.3 Sollicitations à l'ELS.

Type 2:

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	6.24	8.44	1.27	4.48	6.62	10.26	11.29
B-C	3.39	6.24	8.96	4.48	6.56	4.67	11.63	11.63
C-D	4.10	6.24	13.11	6.56	1.97	10.49	14.07	12.79

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	4.55	6.16	0.092	3.27	4.83	7.48	8.23
B-C	3.39	4.55	6.54	3.27	4.78	3.41	8.48	8.48
C-D	4.10	4.55	9.56	4.78	1.43	7.65	10.26	9.33

Tableau III.5 Sollicitations à l'ELS

Type 3 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.30	6.24	4.13	0.62	0.62	5.13	7.18	7.18

Tableau III.6 Sollicitations à l'Elu

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.30	4.55	3.01	0.45	0.45	3.74	5.23	5.23

Tableau III.7 Sollicitations à l'ELS

Type 4 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.10	6.24	13.11	1.97	1.97	16.29	12.79	12.79

Tableau III.8 Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.10	4.55	9.56	1.43	1.43	11.88	9.33	9.33

Tableau III.9 Sollicitations à l'ELS

Plancher à étage courant :

Type 1 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	7.08	9.59	1.44	6.11	7.46	11.67	13.41
B-C	3.39	7.08	10.18	6.11	1.53	8.11	13.82	12.01

Tableau III.10 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	5.07	6.86	1.03	4.03	5.34	8.34	9.59
B-C	3.39	5.07	7.28	4.03	1.09	5.8	9.88	8.59

Tableau III.11 Sollicitations à l'ELS

Type 2:

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	7.08	9.59	1.44	5.09	7.97	11.66	12.83
B-C	3.39	7.08	10.18	5.09	7.45	5.58	13.22	13.22
C-D	4.10	7.08	14.89	7.45	2.23	12.60	15.98	14.53

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.29	5.07	6.86	1.03	3.64	5.70	8.34	9.17
B-C	3.39	5.07	7.28	3.64	5.33	3.99	9.45	9.45
C-D	4.10	5.07	10.65	5.33	1.6	9.01	11.43	10.39

Tableau III.13 Sollicitations à l'ELS

Type 3 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.30	7.08	4.69	0.7	0.7	6.08	8.15	8.15

Tableau III.14 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.30	5.07	3.35	0.5	0.5	4.34	5.83	5.83

Tableau III.15 Sollicitations à l'ELS

Type 4 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.10	7.08	14.89	2.23	2.23	19.30	14.53	14.53

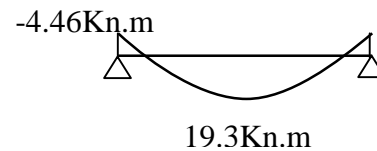
Tableau III.16 Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.10	5.07	10.65	1.6	1.6	13.81	10.39	10.39

Tableau III.17 Sollicitations à l'ELS

III.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Poutrelle type 4 du plancher étage courant :



Sollicitations maximales :

$$M_t^{\max} = 19.3Kn.m$$

$$M_a^{rive} = 0.3 \times M_0^{\max} = 4.46Kn.$$

$$V^{\max} = 14.53Kn$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

A- Armature longitudinales :

Ferrailage en travée :

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.67 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.061MN.m$$

$$M_{tu} = 0.061MN.m$$

$$M_t^{\max} = 19.3 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{19.3 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.67 \times 0.18^2} = 0.062 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

On a $\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.089$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.175m$$

$$A_t = \frac{19.3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 3.16 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 3.16 cm^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2T12 + 1T14 = 3.8 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.67 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.45 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

Ferraillage en appuis :

appui de rive : (calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 14.89 = 4.46 Kn.m$$

$$M_a^{rive} = -4.46 Kn.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.46 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.1$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.1) = 0.17$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4.46 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 0.75 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{\min} = 0.261 \times 10^{-4} m^2$$

On choisit : A= 1T14=1.54cm²

B- armatures transversales :

vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 14.53 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{14.53 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.67 MPa$$

$$\tau_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 MPa] = 3.25 MPa$$

$$\tau_u < \tau_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Choix des armatures transversales :

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 cm^2$$

L'espace :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage. $\Rightarrow K=1$

$\alpha = 90^0$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.67 - 0.3 \times 2.1)} = 3.8m$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.475m = 47.5cm$$

On prend $S_t = 15cm$

Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :

Au niveau de l'appui de rive

on a $M_u=0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 14.53 \times 10^{-3} = 0.41cm^2$$

$$A_l \geq 0.41cm^2$$

Or $A_l = 1T14 + 2T12 = 3.8cm^2$ vérifiée.

Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0} = \frac{14.53 \times 10^{-3} ((0.67 - 0.12) / 2)}{0.9 \times 0.18 \times 0.67 \times 0.04} = 0.92MPa$$

$$\tau_u = 3.25 MPa$$

$\tau_u < 3.25 MPa$ C'est vérifiée

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :

poutrelles	type	Mt =11.14 KN.m				Ma i =6.56KN.m				Ma r =1.97 KN.m			
		μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²
étage	1&2	0.03	0.038	0.17	1.88	0.12	0.16	0.17	1.10	0.006	0.001	0.18	0.31
Terrasse inaces	3&4	$M_t = 16.29$ Kn.m								$M_a^{rive} = 1.97$ Kn.m			
		0.05	0.06	0.17	2.75					0.006	0.001	0.18	0.31
étage	1&2	$M_t = 12.65$ Kn.m				$M_a^{int} = 7.45$ Kn.m				$M_a^{rive} = 2.23$ Kn.m			
		0.04	0.05	0.17	2.13	0.02	0.02	0.17	1.25	0.007	0.008	0.18	0.35
courant	3&4	19.3 Kn.m								$M_a^{rive} = 4.46$ Kn.m			
		0.06	0.08	0.17	3.16					0.08	0.1	0.17	0.75

Tableau III.18 calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

poutrelles	type	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		position	$A_{calculée}$ cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Type de barres	A_l cm^2	A_t	S_t cm
Plancher Terrasse inaccessible	1&2	travée	1.88	1.45	1.88	3T12	2.7	2Φ6	15
		App inter	1.10	0.26	1.14	1T14	1.54		
		App rive	0.32	0.26	0.32	1T12	0.5		
	3&4	travée	2.75	1.45	2.75	2T12+1T14	3.8		
		App rive	0.31	0.26	0.31	1T12	0.5		
étage Courant	1 et 2	travée	2.13	1.45	2.13	3T12	2.7	2Φ6	15
		App inter	1.25	0.26	1.25	1T14	1.54		
		App rive	0.35	0.26	0.35	1T12	0.5		
	3&4	travée	3.16	1.45	3.16	2T12+1T14	3.8		
		App rive	0.75	0.26	0.75	1T14	1.54		

Tableau III.19 choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles. Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

poutrelles	type	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
		App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.25Mpa$	La bielle	cisaillement
Plancher Terrasse inaccessible	1&2	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.005$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.7$ Pas D'influence		$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 129.6Kn$	$V_u = 12.79Kn$ <i>verifiée</i>
	3&4	$A_l = 1.54$ $A_l \geq 0.3$ <i>verifiée</i>		$\tau_u = 0.83Mpa$ <i>verifiée</i>		
étage courant	1&2	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.4$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.7$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.05Mpa$ <i>verifiée</i>	$V_u = 15.98Kn$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.73Mpa$ <i>verifiée</i>
	3&4	$A_l = 1.54$ $A_l \geq 0.68$ <i>verifiée</i>				

Tableau III.20 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

Etat limite d'ouverture des fissures : *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} 15 \text{Mpa}$$

Plancher à usage courant :

Poutrelle type 4 :

En travée :

$$M_{tser}^{\max} = 9.05 \text{KN.m}$$

$$A_s = 3.8 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.67 \times y^2 - 30 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.047 \text{m}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.67 \times 0.084^3}{3} + 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.084)^2 = 1.7 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I = 12401 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.05 \times 10^{-3}}{1.24 \times 10^{-4}} \times 0.047 = 3.43 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$$

En appuis :

$$M_{ser}^{\max} = 4.46 \text{Kn.m}$$

$$A_s = 1.54 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.67 \times y^2 - 30 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.03883 \text{m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.67 \times 0.03883^3}{3} + 15 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.03883)^2 = 0.5911 \times 10^{-4} \text{cm}^4$$

$$I = 5911 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.46 \times 10^{-3}}{0.5911 \times 10^{-4}} \times 0.03883 = 2.92 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

poutrelles	type	position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm ²	y m	$I \times 10^{-4}$ m ⁴	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	observation
Plancher Terrasse inaccessible	1	travée	8.12	2.7	0.084	1.7	4.65	15	vérifiée
		App inter	4.78	1.54	0.038	0.591	3.16	15	vérifiée
		App rive	1.43	0.5	0.019	0.210	2.66	15	vérifiée
	5	travée	11.88	3.8	0.084	1.7	4.13	15	vérifiée
		App rive	1.43	0.5	0.038	0.59	1.98	15	vérifiée
plancher étage courant	1&2	travée	9.05	2.7	0.038	0.806	6.21	15	vérifiée
		App inter	5.33	1.54	0.0388	0.591	4.36	15	vérifiée
		App rive	1.6	0.5	0.019	0.210	3	15	vérifiée
	3&4	travée	13.81	3.8	0.084	1.7	4.06	15	vérifiée
		App rive	3.02	1.54	0.0388	0.591	1.98	15	vérifiée

Tableau III.21 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche

BAEL 91(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

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

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.048 < \frac{1}{16}$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.67 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.67 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 0.67 \times 2.85 = 1.91KN / m$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 0.67 \times 5.3 = 3.55KN / m$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) = 0.67 \times (5.3 + 2.5) = 5.23KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.9 \times 4.1^2}{8} = 2.99 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.55 \times 4.1^2}{8} = 5.59 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.23 \times 4.1^2}{8} = 8.24 KN.m$$

Propriété de la section :

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 20400.66 cm^4$$

$$I_0 = 20400.66 cm^4$$

$$I = 11239 cm^4$$

$$A_s = 3.8 cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{12 \times 18} = 0.018$$

$$E_i = 324456.59 Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 Mpa$$

$$y = 0.045 m$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.67}\right) \times 0.018} = 2.26 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 2.26 = 0.905$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 34.021 Mpa$$

$$\sigma_{sg} = 63.57 Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 93.65 Mpa$$

calcul des inerties fictives :

$$\mu_j = 0.2$$

$$\mu_g = 0.46$$

$$\mu_p = 0.59$$

$$I_{f_{ij}} = 15167 cm^4$$

$$I_{f_{ig}} = 10914 cm^4$$

$$I_{f_{ip}} = 9.52 \times 10^{-5} cm^4$$

$$I_{f_{vg}} = 15777 cm^4$$

calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{2.99 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32456.59 \times 15167 \times 10^{-8}} = 0.91 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{5.28 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32456.5 \times 109914 \times 10^{-8}} = 2.36 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{8.32 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32456.59 \times 9.52 \times 10^{-5} \times 10^{-8}} = 3.99 \times 10^{-3} m$$

$$f_{vg} = \frac{5.28 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 10818.86 \times 15777 \times 10^{-8}} = 4.91 \times 10^{-3} m$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (4.91 - 0.91 + 3.99 - 2.36) \times 10^{-3} = 5.62 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.56 cm \leq f_{adm} = 0.97 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

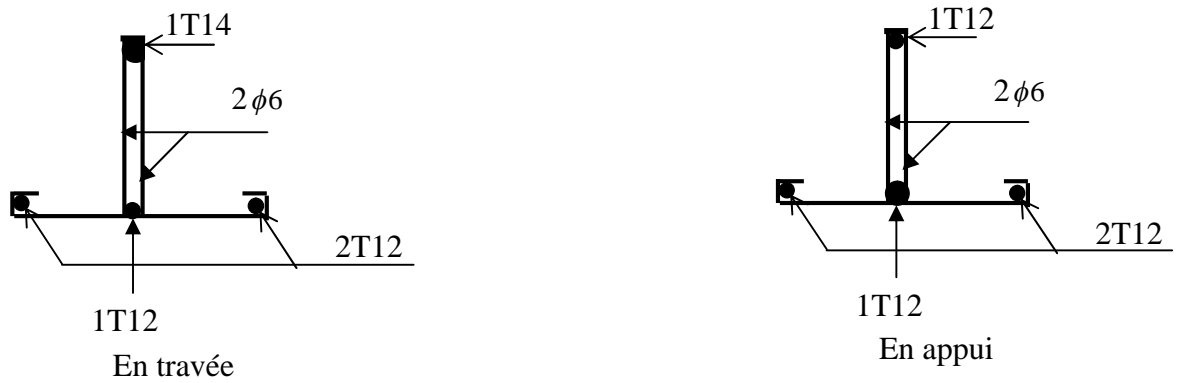
poutrelles	type	L_{max} (m)	q_j Kn/m	q_g Kn/m	q_p Kn/m	M_j^{ser} Kn.m	M_g^{ser} Kn.m	M_p^{ser} Kn.m
Plancher Terrasse inaccessible	1&2	4.1	1.90	4.02	4.69	2.99	6.61	7.39
	3&4	4.1	1.90	4.02	4.69	2.99	6.61	7.39
étage courant	1& 2	4.1	1.90	3.61	5.28	2.99	5.69	8.32
	3&4	4.1	1.90	3.61	5.28	2.99	5.69	8.32

poutrelles	type	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
		(m^4)	Mpa				Mpa	Mpa				
Plancher Terrasse inaccessible	1&2	1.12	2.04	0.018	2.26	0.9	51.93	109.23	130.72	0.38	0.64	0.69
	3&4	1.12	2.04	0.018	2.26	0.9	51.93	109.23	130.72	0.38	0.64	0.69
Etage bureaux	1&2	1.12	2.04	0.018	2.26	0.90	34.02	63.57	93.65	0.21	0.46	0.59
	3&4	1.12	2.04	0.018	2.26	0.90	34.02	63.57	93.65	0.21	0.46	0.59

poutrelles	type	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvig}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation
		($\times 10^{-4} m^4$)				(mm)						
Etage commercial	1&2	1.19	0.9	0.8	1.41	1.76	4.86	6.07	9.39	1.26	9.7	vérifiée
	3&4	1.19	0.9	0.8	1.41	1.76	4.86	6.07	9.39	1.26	9.7	vérifiée
Etage bureaux	1&2	1.51	1.09	0.9	1.57	0.91	2.36	3.99	4.91	4.1	9.7	Vérifiée
	3&4	1.51	1.09	0.9	1.57	0.91	2.36	3.99	4.91	4.1	9.7	vérifiée

Tableau III.22 vérification des états limites de déformation.

Plancher terrasse inaccessible:



Etage courant :

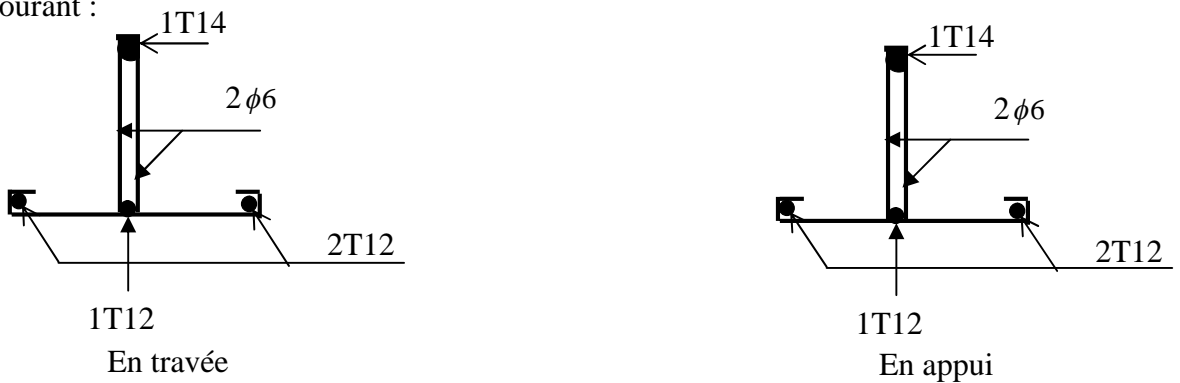


Fig III.4. Schéma de ferrailage des poutrelles.

1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 67}{235} = 1.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$ $St = 28 \text{ cm}$

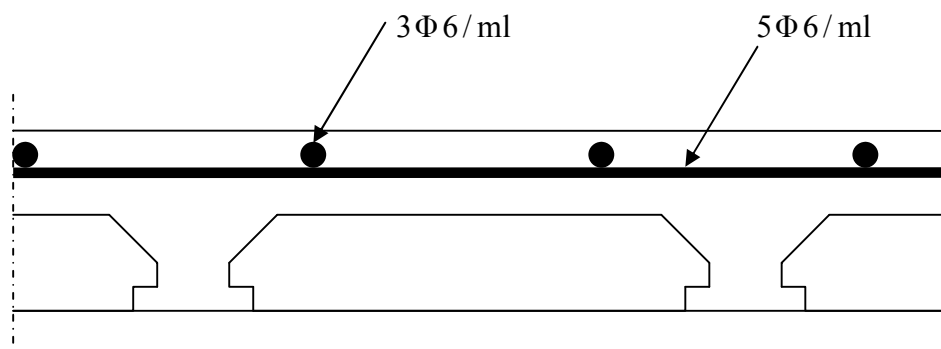


Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2 Plancher à dalle pleine :

a) Dalle sur deux appuis :

On se contentera d'étudier la dalle type 1 qui est la plus défavorable (voir chap2 fig.9), et ça sera le même ferrailage pour les autres types

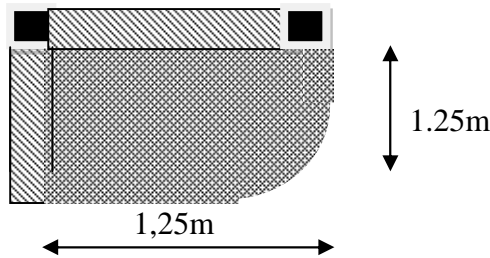


Fig.III.6.dalle pleine type1

$$\rho = \frac{125}{125} = 1$$

Donc la

dalle travaille selon les deux sens.

Calcul du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 3.5 = 11,32 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4,5 + 3.5 = 8 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0368 \times 11.32 \times 1,25^2 = 0,65 \text{KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{KN / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0441 \times 8 \times 1.25^2 = 0,55 \text{KN / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0,1 \times 0,55 = 0.05 \text{KN / ml} \end{array} \right.$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.46 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.04 \text{KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 0.55 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.55 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -0.32 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser} = -0.27 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

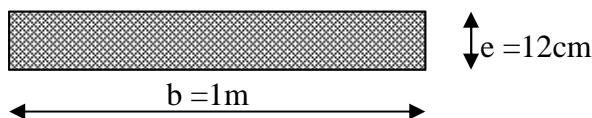


Fig.III.7.Section de la dalle pleine a

Le tableau 3.23 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	0.15	0.96	4HA8 = 2.01cm ²	25
Sens y	0.15	0.96	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.056	0.96	4HA8 = 2.01cm ²	25

Tableau.23.Calcul du ferrailage de la dalle pleine type1

Avec

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

Vérification diverse :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = 4.71 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 3.97 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.047 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification des espacements :

$$S_t = 25 \text{cm} \leq \left\{ \begin{array}{l} \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifiée que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : A_l=2.01 et V_{max}= 4.71 KN. ⇒ 2.01 > 0.13cm²

Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau (tab24.) suivant illustre les résultats de calcul

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	0.16	2180	2.1	0.164	15
Travées (x)	0.46	2180	2.1	0.46	15
Travées (y)	0.046	2180	2.1	0.46	15

Tableau.24.vérification des contraintes

Schéma de ferrailage :

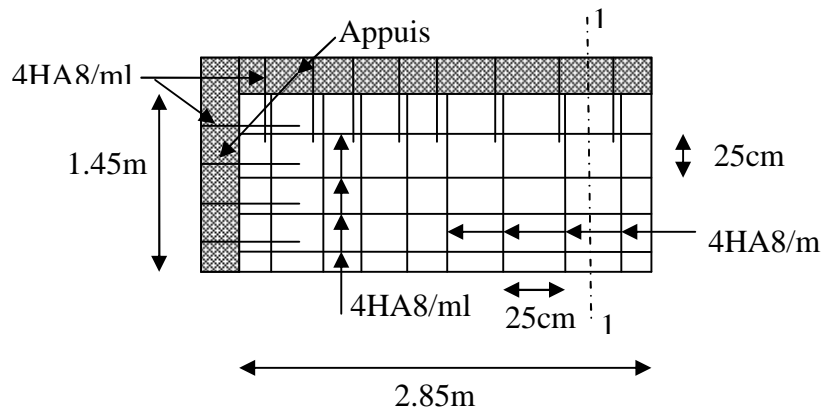


Fig.III.8.schéma de ferrailage des dalles Type 1

Dalle pleine type 2 (3 appuis) :

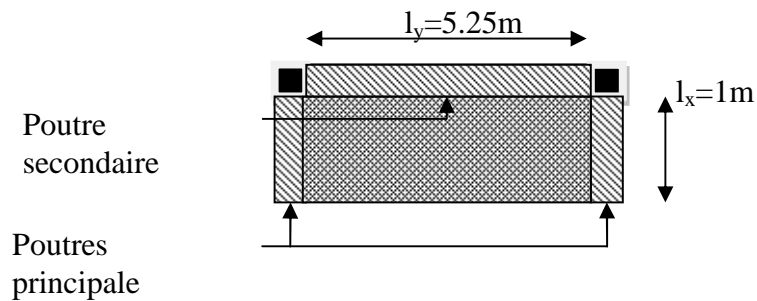


Fig III.9 dalle type 2

Calcul du chargement :

$$q_u = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 3.5 = 11.32 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = 4.5 + 3.5 = 8 \text{KN/ml.}$$

Ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

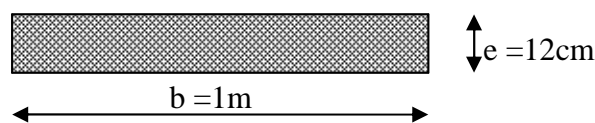


Fig.III.10.Section de la dalle pleine ferrillé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab.III.25) suivant :

Localisation	M ⁰ (KN)		M ^t (KN)		A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens x	22.17	15.66	18.85	13.31	5.83	0.96	4HA14=6.16	25
Sens y	1.88	1.33	1.60	1.13	0.46	0.96	4HA8=2.01	25
Appui								
Sens x, y	/	/	-8.87	-6.26	2.63	0.96	4HA10=3.14	25

Tab III.25.Calcul du ferrailage de la dalle type 2

Avec $A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e$

Vérification diverse :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{11.32 \times 1}{2} = 5.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.056 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 3.14 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 5.66 \text{ KN} \Rightarrow 3.14 \geq 0.2 \text{ cm}^2$

A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau (tab.III.26.) suivant illustre les résultats de calcul

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	-6.62	16877	5.7	0.024	15
Travées (x)	13.31	36246	4.9	1.8	15
Travées (y)	1.13	188146	4	0.24	15

Tableau.26.vérification de la contrainte de compression

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

Schéma de ferrailage :

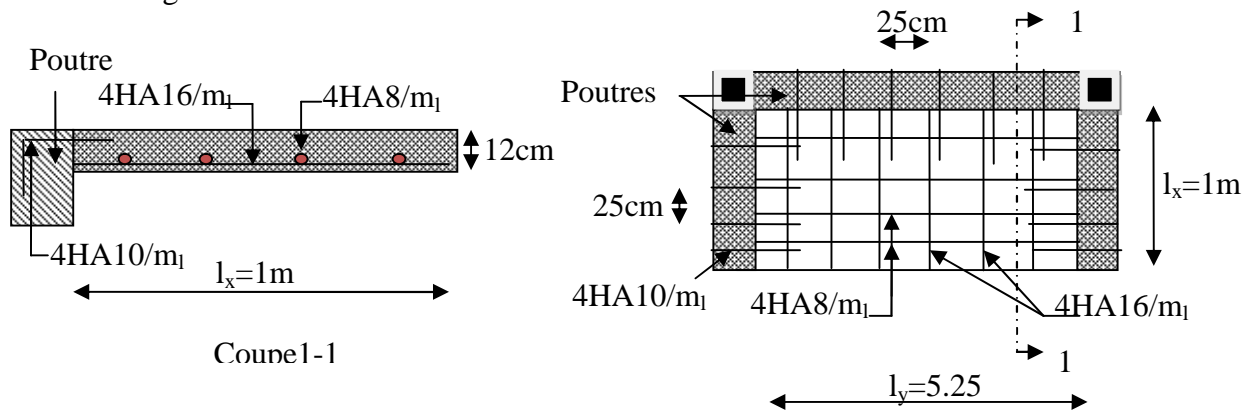


Fig.III.11.Schéma de ferrailage de dalle type 2

III.3. Calcul de l'acrotère :

III.3.1. Introduction :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

III.3.2.Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.3.3. Evaluation des charges :

$$S = 10 \times 50 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0585m^2$$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0585 \times 1$

Poids d'enduit de ciment : (e=1.5cm) : $G_2 = 2 \times 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.66KN$

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.12KN$$

$$Q = 1.5KN$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

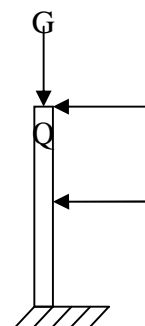


Fig. III.12. Schéma statique de l'acrotère

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.12 = 1.01 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.05 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.22 \text{ m}$$

III.3.4. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{array}{ll} N_G = 2.12 \text{ KN} & M_G = 0. \\ N_Q = 0 & M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KNm}. \\ N_F = 0 & M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.01 \times 0.22 = 0.22 \text{ KNm} \end{array}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.12	2.86	2.12
M (KN.m)	0.97	1.12	0.75

Tableaux III.27. Les Sollicitations de calcul.

III.3.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 2.86 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.12}{2.86} = 0.39 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Remarque :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{50}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$

φ : Le rapport de déformation du aux fluages à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

L_f : Longueur de flambement ;

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0.5 = 1m.$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,15} = 0.004 cm$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.39 + 0.004 = 0.41 m$

III.3.6. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 MPa$$

$$f_{st} = 348 MPa$$

$$N_u = 2.86 KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.86 \times 0.41 = 1.17 KN.m$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.32 KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0013$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.3 cm^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.21 cm^2$$

III.3.7. vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,231 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 cm^2/ml.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 cm^2/ml.$$

Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 110/4 = 27.5\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.01 + 1.5 = 2.51 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.51 \times 10^3}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0,09 \text{ KN .}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48\text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.51 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.21\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{Mpa}$$

$\psi = 1.5$ Pour les HA.

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.3.8. vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$d = 0,13\text{m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_a$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.75}{2.12} + (0.13 - \frac{0.15}{2}) = 0.40\text{m}$$

$$e_a > d \Rightarrow c' \text{ est à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.13 - 0.40 = -0.27\text{m}$$

$$c = -0.27\text{m}$$

$$y_{se} = y_c + c$$

-Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.27)^2 + \frac{(0.13 + 0.27) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.22\text{m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.27)^3 - (0.13 + 0.27)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.03\text{m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 2.47 \times 10^{-3}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.009m^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.21m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.56m$$

$$y_{ser} = 0.58 - 0.255 = 0.29m$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 0.012m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.05MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification des armatures :

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$E_s = \frac{M_{ser}}{B \times d \times A_s} = \frac{0.75}{0.936 \times 0.13 \times 2.01 \times 10^{-4}} = 30.66MPa$$

Tel que B tirée dans l'annexe 02

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 150 \times \eta) = 240MPa$$

Schéma de ferrailage :

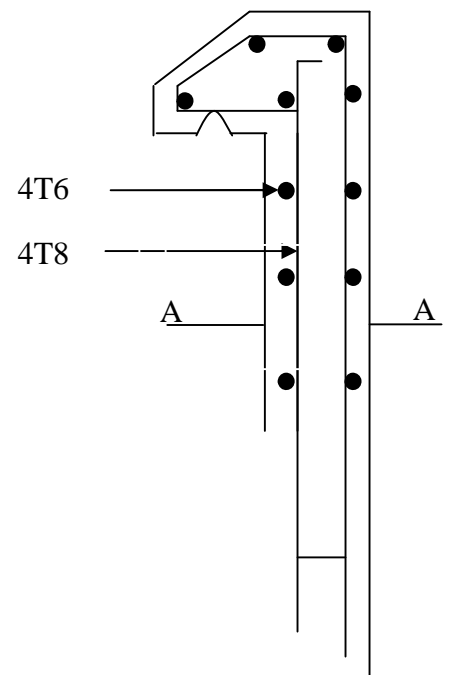
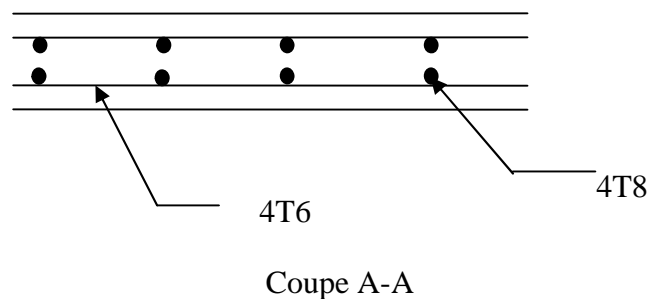


Fig. III.13 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 14cm.

III-4-1-escalier type1 a 3 volées (sous sol)

Voir chapitre II page 13

III-4-1-1 la deuxième volée :

La volée sera encastree dans la poutre brisée.

a) Le chargement :

$G = 7,26\text{KN/m.}$

$Q = 2,5 \text{ KN/m.}$

$P_u = 1,35G + 1,5Q.$

$= 1,35 \times 7,26 + 1,5 \times 2,5 = 13.55\text{KN /m.}$

$P_s = G + Q = 7,26 + 2,5 = 9,76 \text{ KN/m.}$

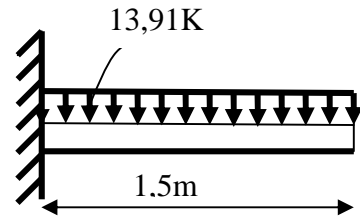


Fig.III.14.Schéma statique de la volée 2

b) Les sollicitations :

$M_0^{\max} = 17.34\text{KN.m}$

$V_u = R_b = 21,68 \text{ KN.}$

$M_{0s}^{\max} = 12.49\text{KN.mg}$

$V_s = 15,61\text{KN.}$

c) Ferrailage(ELU):

Calcul en flexion simple de la section 18×100 , avec $d = 16\text{cm.}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé(cm ²)	A adopté(Cm ²)
appui	17.34	0.085	0,111	0,114	4.34	4HA12=4.52

Tableau n° III-28: calcul d'armature.

Armatures de répartition :

$A = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2.$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm².

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$= 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2.$

$A^i = 2,01 > 1,449\text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$

$A^a = 4.52 > 1,449\text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$

Vérification au cisaillement :

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

$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{21,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,18 \text{ Mpa} < 3,25 \text{ Mpa.}$

pas risque de cisaillement

d)Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$M_0 = 24.17 KN.m$$

$$M^a = 9.67 KN.m$$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en appui	9.67	5,94	3.41	6324.6	6.74	15	vérifié

Tableau n° III-29 : vérification a l'ELS.

état limite déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche set inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/16 \rightarrow 0.087 > 0.062.$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/10 \times M_0 \rightarrow 0.04 > 0.1.$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \rightarrow 0,00371 < 0,0105.$$

La condition (2) n'est pas vérifiée donc, il est nécessaire de vérifier la flèche

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que : $\Delta f < \bar{\Delta f}$

Avec :

Δf : La flèche calculé ($\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$) ;

$\bar{\Delta f}$: La flèche admissible $\bar{\Delta f} = L/500$

$$\Delta f = L * 1000 / 250$$

Tel que :

* f_{gv} et f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes totales.

* i et v : Déformation instantanées et différées, respectivement.

* f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre

des cloisons.

* f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (g+q).

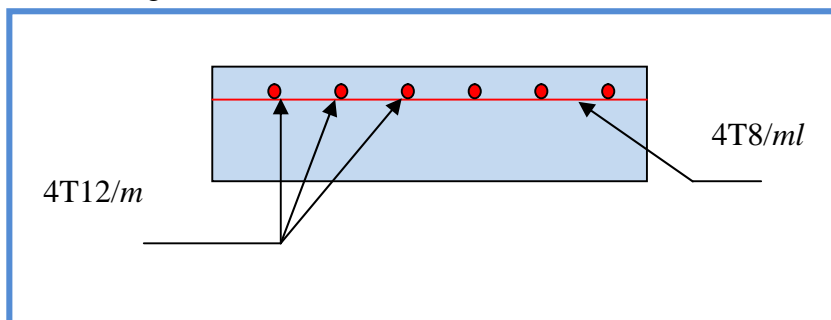
$$f_{gi} = 1.65mm, f_{ji} = 1.11mm, f_{pi} = 2.84mm, f_{gv} = 3.2mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 3.28mm$$

$$\Delta f = 0.328cm < \frac{160 * 1000}{250} = 6.4cm \dots \dots \dots La flèche est vérifiée.$$

e) Le schéma de ferrailage



III-4-1-2 la 1^{ère} volée :

La volée prend appuis sur la poutre secondaire et encastrée dans l'autre appui au voile.

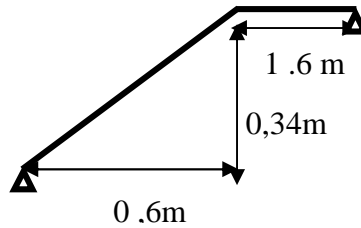


Fig III-16 : schéma statique de la 1^{ère} volée.

Chargement :

D'après le chapitre II on a :

Sur la volée :

$$G = 7,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Sur le palier :

$$G = 4,49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitation ;

$$R_a = 12,73 \text{ Kn et } R_b = 11,09 \text{ kn.}$$

$$M_{0u}^{max} = 6,27 \text{ KN/m.}$$

$$V_{0u}^{max} = 12,73 \text{ KN.}$$

***Moment en travée et appui :**

$$M^t = 4,7 \text{ Kn.m}$$

$$M^a = 3,13 \text{ Kn.m}$$

De la même manière on trouve à l'ELS

$$M_{0s}^{max} = 4,48 \text{ KN/m.}$$

$$V_{0s}^{max} = 9,12 \text{ KN.}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0,75 \times 33,38 = 25,03 \text{ kn.m.}$$

$$M^a = 0,5 \times 33,38 = 16,69 \text{ kn.m.}$$

c) Ferrailage :

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A _{min}	A adopté (Cm ²)
Travée	4,7	0,023	0,029	0,118	1,14	1,44	3HA10=2,36
appui	3,13	0,015	0,019	0,119	0,75	1,44	4HA8=2.36

Tableau n° III-30 : calcul d'armatures.

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $2HA10=1,57\text{cm}^2$.

les espacements :

Pour les armatures principales : $St \leq \min(3 \cdot h, 33\text{cm})$

Pour les armatures secondaires: $St \leq \min(4 \cdot h, 45\text{cm})$

Pour les armatures principales : $St \leq \min(3 \cdot 18, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Pour les armatures secondaires: $St \leq \min(4 \cdot 18, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$.

On prend:

Pour les armatures principales: $St = 35\text{cm}$.

Pour les armatures secondaires: $St = 35\text{cm}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min[0,13 \times f_{c28}; 4] = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = V^{\max} / bd = \frac{12,73 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,12} = 0,1\text{Mpa} < 3,25 \text{ Mpa}.$$

Pas risque de cisaillement.

Vérification à ELS :

Le moment max est : $M^{0\max} = 4,48\text{Kn.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 9,12\text{Kn}$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du :

En travée : $M_{ser}^t = 3,36\text{KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 2,08\text{MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

appuis : $M_{ser}^a = 2,24\text{KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 1,66\text{MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \end{array} \right.$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = 0,019\text{mm}, f_{ji} = 0,015\text{mm}, f_{pi} = 0,029\text{mm}, f_{gv} = 0,058\text{mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 0,053\text{mm}$$

$$\Delta f = 0,053\text{mm} < 4,4\text{mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

III-4-1-3 la 3^{ème} volée :

La volée prend appuis sur la poutre secondaire et encastrée dans l'autre appui sur la poutre principale.

Chargement :

Mêmes chargement que le précédant.

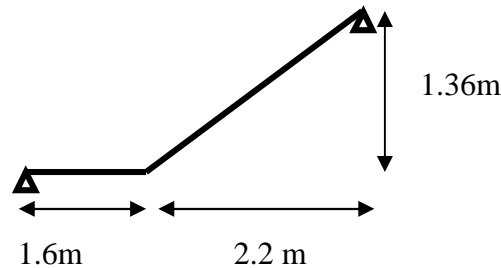


Fig III-17 : schéma statique de la 3^{ème} volée.

Les sollicitations :

$R_a = 21.02 \text{ KN}$, $R_b = 24.48 \text{ KN}$.

$M^{\max} = 22.12 \text{ KN/m}$.

$V^{\max} = 24.48 \text{ KN}$

Moment en travée et appui :

$M^t = 16.59 \text{ KN.m}$.

$M^a = 11.06 \text{ KN.m}$.

C) Ferrailage :

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (Cm ²)
Travée	16.59	0,081	0,106	0,114	4.15	6HA10=4.71
appui	13.85	0,038	0,048	0,156	2.54	6HA8=3.02

Tableau n° III-31: calcul d'armature.

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 4HA8 = 2,01cm².

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0.23 \text{ bd} * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.16 * \frac{2,1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$A^t = 4.71 > 1.44 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

$A^a = 3.02 > 1.44 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

les espacements :

Pour les armatures principales : $St \leq \min (3 \cdot h, 33\text{cm})$

Pour les armatures secondaires: $St \leq \min (4 \cdot h, 45\text{cm})$

Pour les armatures principales : $St \leq \min (3 \cdot 14, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Pour les armatures secondaires: $St \leq \min (4 \cdot 14, 45\text{cm}) = 40\text{cm}.$

On prend:

Pour les armatures principales: $St = 16.16\text{cm}.$

Pour les armatures secondaires: $St = 25\text{cm}.$

Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = V^{\max} / bd = \frac{24.48 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.20\text{Mpa} < 3.25\text{Mpa}.$$

Pas risque de cisaillement.

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en travée	11.91	4.71	3.47	3533.3	6.33	15	vérifié

Tableau n° III-32 : vérification e l'ELS en travée.

• **état limite déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/16 \rightarrow 0.056 > 0.062.$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/10 \cdot M_o \rightarrow 0.056 > 0.075.$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2.4}{f_e} \rightarrow 0.0037 < 0.0105.$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées donc, il faut vérifier la flèche.

$$f_{adm} = 0.5\text{cm} + (h/100) = 0.5 + (510/1000) = 1.01\text{cm}.$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = 7.43\text{KN.m}.$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = 9.10\text{KN.m}.$$

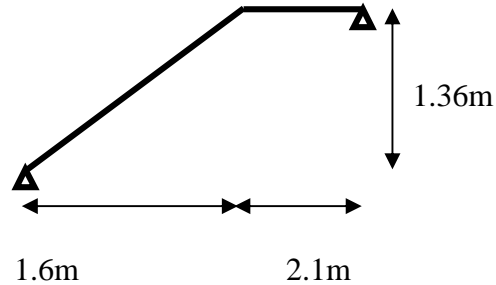
$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = 12.72\text{KN.m}.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.97 - 0.32 + 0.91 - 0.49 = 1.06\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

III-4-1-4 la 4^{ème} volée :

Chargement :

Mêmes chargement que le précédent.

**Fig III-19 :** schéma statique de la 4^{ème} volée.

$$R_a = 23,77\text{KN} \quad R_b = 20,37\text{KN}.$$

$$M^{\max} = 20,85\text{KN/m}.$$

$$V^{\max} = 23,77\text{KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M' = 15,64\text{KN.m}.$$

$$M^a = 10,42\text{KN.m}.$$

C) Ferrailage :

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (Cm ²)
Travée	15.64	0,076	0,099	0,11	3,90	6HA10=4,71
appui	10.42	0,051	0,065	0,116	2,56	6HA8=3,02

Tableau n° III-33 : calcul d'armatures.

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 4HA8 = 2,01cm².**Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \text{ bd} * f_{t28} / f_e.$$

$$= 0,23 * 1 * 0,12 * \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$A' = 4,71 > 1,99 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$A^a = 3.02 > 1.99 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en travée	11.23	4.71	2.9	4713.1	6.96	15	vérifié

Tableau n° III-34 : vérification à l'ELS en travée.

état limite déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/16 \rightarrow 0.066 > 0.062.$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/10 * M_o \rightarrow 0.075 > 0.074.$$

$$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \rightarrow 0.0037 < 0.0105.$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc, il faut vérifier la flèche.

$$f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + (h/100) = 0.5 + (14/100) = 6.4 \text{ mm}.$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}.$$

$$M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} = 9.10 \text{ KN.m}.$$

$$3 M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8} = 12.72 \text{ KN.m}.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.84 - 0.21 + 0.77 - 0.4 = 1.06 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III-4-2. Etude Du deuxième type :

III-4-2-1 la 1^{ère} et 3^{ème} volée (sous sol) :

Voir chapitre II page 13 et 14

La volée prend appuis sur la poutre secondaire et encastree dans l'autre appui au voile.

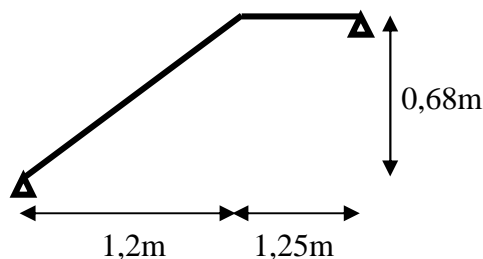


Fig III-20 : schéma statique de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée.

$R_a = 15.67KN$ $R_b = 13.34KN$.

$M^{max} = 9.05KN/m$

$V^{max} = 15.67KN$

Moment en travée et appui :

$M^t = 6.79KN.m$.

$M^a = 4.59KN.m$.

C) Ferrailage :

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (Cm ²)
Travée	6.79	0,059	0,076	0,087	2.54	3HA12=3.39
appui	4.59	0,039	0,05	0,088	1.47	3HA10=2.36

Tableau n° III-35 : calcul d'armatures.

Armatures de répartition :

$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$.

On adopte: 3HA10 = 2,36cm².

Condition de non fragilité:

$A_{min} = 0.23 bd * f_{t28} / f_e$.

$= 0.23 * 1 * 0.12 * \frac{2,1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$.

$A^t = 3.39 > 1.99 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

$A^a = 2.01 > 1.99 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

Vérification à l'ELS :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en travée	4.87	3.39	2.4	2510.7	4.81	15	vérifié

Tableau n° III-36 : vérification à l'ELS en travée.

• **état limite déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$\frac{h_t}{l} > 1/16 \rightarrow 0.056 > 0.062$.

$\frac{h_t}{l} > M_t / 10 * M_o \rightarrow 0.075 > 0.074$.

$$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \rightarrow 0.0037 < 0.0105.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée donc, il faut vérifier la flèche.
 $f_{adm}=5mm.$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} = 3.26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} = 4.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8} = 5.66 \text{ KN.m.}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.127 - 0.034 + 0.076 - 0.042 = 1.127 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III-4-2-2-la deuxième volée :

La volée sera encasturé dans la poutre brisée.

a) Le chargement :

$$G = 7,26 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$= 1,35 \times 7,26 + 1,5 \times 2,5 = 13.55 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = G + Q = 7,26 + 2,5 = 9,76 \text{ KN/m.}$$

b) Les sollicitations :

$$M_0^{\max} = 14.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = R_b = 20.31 \text{ KN.}$$

$$M_{0s}^{\max} = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 14.68 \text{ KN.}$$

c) Ferrailage(ELU):

Calcul en flexion simple de la section 14×100 , avec $d = 12 \text{ cm.}$

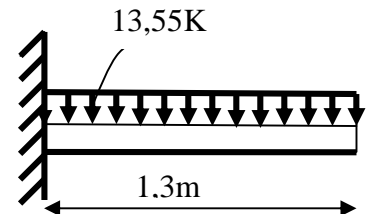


fig.III.21.schéma statique de la 2^{ème} volée

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé(cm ²)	A adopté(Cm ²)
appui	14.96	0.07	0,09	0,11	3.72	4HA12=4.52

Tableau n° III-37: calcul d'armatures.

Armatures de répartition :

$$A = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm².

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$=0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

$$A' = 2,01 > 1,449 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$A^a = 4,52 > 1,449 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{21,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,18 \text{ Mpa} < 3,25 \text{ Mpa.}$$

pas risque de cisaillement

d)Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 24.17 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 9.67 \text{ KN.m}$$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en appui	10.84	3.72	2.6	3911.8	7.35	15	vérifié

Tableau n° III-38 : vérification à l'ELS.

état limite déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche set inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/16 \quad \rightarrow 0,087 > 0,062.$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/10 \times M_0 \quad \rightarrow 0,1 > 0,075.$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad \rightarrow 0,00371 < 0,0105.$$

Les conditions sont vérifiées donc, il est inutile d'évaluer la flèche.

e)Le schéma de ferrailage

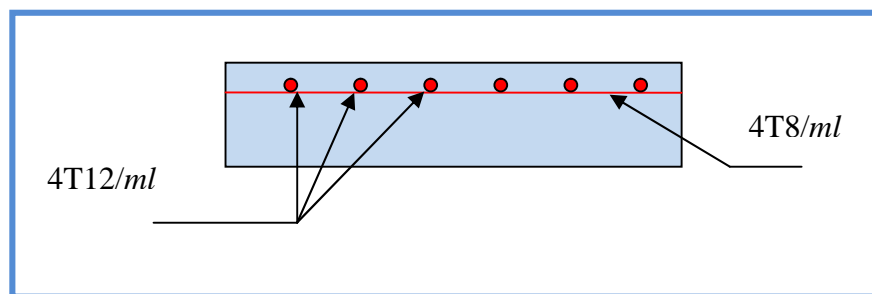


Fig.III.22. Schéma de ferrailage de la volée 2 (type 2)

III-4-2-3 la 4^{ème} et la 5^{ème} volée :

Les deux volées seront calculées exactement de la même manière que la 2^{ème} volée, on adopte le même ferrailage.

III-4-2-4- la 6^{ème} et 7^{ème} volée :

Mêmes chargement que le précédant.

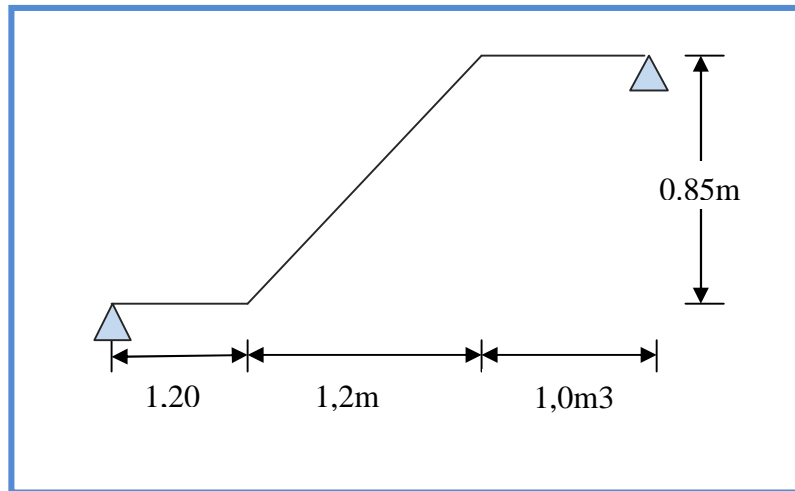


Fig III-23: schéma statique de la 6^{ème} et 7^{ème} volé

Les sollicitations :

$R_a = 20.45 \text{ KN}, R_b = 20.33 \text{ KN}.$

$M^{\max} = 20.26 \text{ KN/m}.$

$V^{\max} = 20.45 \text{ KN}$

Moment en travée et appui :

$M' = 15.19 \text{ KN.m}.$

$M^a = 10.13 \text{ KN.m}.$

C) Ferrailage :

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (Cm ²)
Travée	15.19	0,074	0,099	0,11	3.78	6HA10=4.52
appui	10.13	0,049	0,06	0,116	2.49	6HA8=3.02

Tableau n° III-39 : calcul d'armatures.

Armatures de répartition :

$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$

On adopte: 4HA8 = 2,01cm².

Condition de non fragilité:

$A_{\text{min}} = 0.23 \text{ bd} * f_{t28} / f_e.$

$$= 0.23 * 1 * 0.12 * \frac{2,1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

$$A' = 3.39 > 1.93 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A^a = 2.01 > 1.93 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observati
en travée	10.90	4.52	2.9	4713.1	6.76	15	vérifié

Tableau n° III-40 : vérification à l'ELS en travée.

état limite déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/16 \quad \rightarrow 0.036 > 0.062.$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/10 * M_o \quad \rightarrow 0.075 > 0.074.$$

$$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad \rightarrow 0.0037 < 0.0105.$$

La 1^{ème} condition n'est pas vérifiée donc, il faut vérifier la flèche.

$$f_{adm} = 7.4 \text{ mm.}$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} = 7.08 \text{ KN.m.}$$

$$M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} = 8.71 \text{ KN.m.}$$

$$3 M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8} = 12.97 \text{ KN.m.}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.91 - 0.29 + 0.96 - 0.46 = 1.13 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

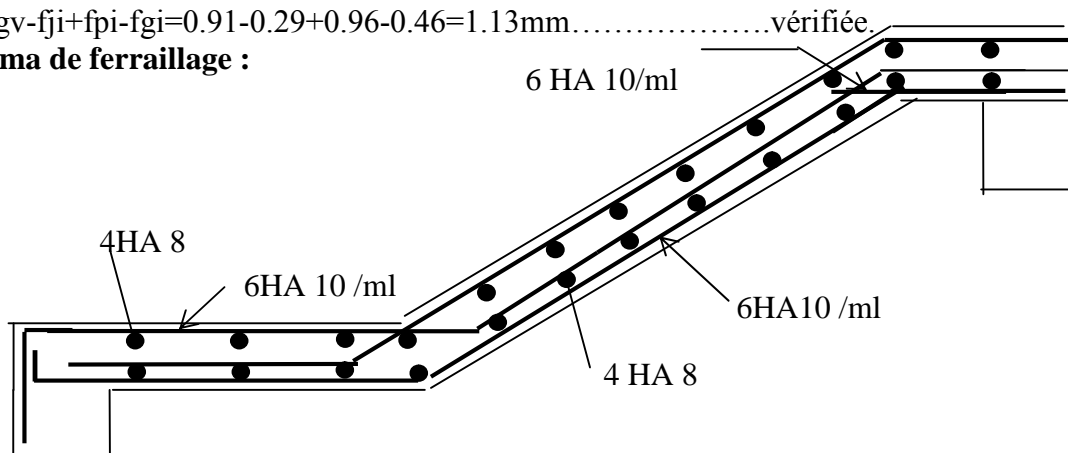


Fig.III.24 schéma de ferrailage des volées 6 et 7

III.5.. Etude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

Le pré dimensionnement :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{16} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$25\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}.$$

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

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm}. \end{cases}$$

Vérification des conditions du RPA :

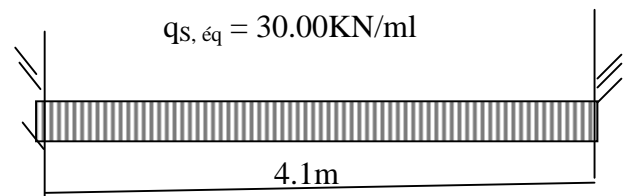
Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.



III.25. Schéma statique de la poutre brisée

Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre } P = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids de la paillasse inclinée } P_p = \frac{7.26}{\cos 29.53} = 8.34 \text{ KN / m}$$

$$\text{Poids du mur extérieur } P_m = 2.62 \times 1.43 = 3.74 \text{ KN / ml}$$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 20.05 \text{ KN / m}$$

$$q_s = 2,62 + 8,34 + 3,74 = 14,7 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

En travée :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 13.36 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 26.73 \text{ KN.m}$$

ELS

En travée :

$$M_t = \frac{P_s l^2}{24} = 9,8 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_s l^2}{12} = 19,6 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A ^{CAL} (cm ²)
En travée	9.8	0.028	0.036	0.3251	1.18
En appuis	19.6	0.057	0.074	0.3201	2.4

Tableau III.41 : Calcul d'armatures de la poutre brisée

$A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A$ non vérifier

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 80.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,32 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification au cisaillement des armatures longitudinales :

$$A_l^a \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right] \frac{f_c}{f_s}; \text{ avec } M_u = M_a = 26,73 \text{ KNm}$$

$$A_l^a \leq 0 \rightarrow \text{aucune vérification à faire.}$$

Vérification a l'ELS :

$$M_{ser}^t = 9.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^a = 19.6 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{et : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

En travée:

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = 2.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{c'est vérifiée.}$$

Condition de la flèche :

$$f = 0,025 < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = 0,9 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée

Calcul à la torsion :

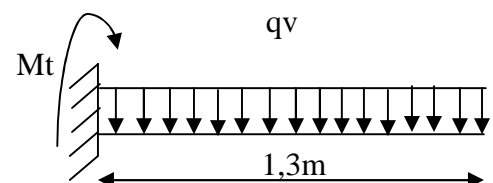


Fig III.26.schéma statique de la poutre brisée

Calcul des sollicitations :

Charges revenantes à la console

Poids de la volée :

$$q = 1,35(7.26 \times 1) + 1,5(2,5 \times 1) = 13,55 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{q \cdot l^2}{2} = 11,44 \text{ KNm}$$

$$Vu = ql = 17,61 \text{ KN}$$

$$M^{tortion} = M_b^a = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1,1 \text{ m}^2$$

$$\frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2 \times \Omega \times f_e$$

Choix des armatures

En travée

$$A^t = 1,34 + \frac{2,19}{2} = 2,43 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A^t = 2,74 + \frac{2,19}{2} = 3,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 6HA10} = 4,71 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$ Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421 BAEL91].

On a $V_{\max} = 17,61 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,61 \times 10^{-3}}{0,33 \times 0,3} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11,44 \times 10^{-3}}{0,075 \times 2 \times 0,05} = 1,52 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1,39 \text{ MPa} < \tau_u^- = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Ferrailage :

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0,3 \times f_{t28})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,3 \times 0,15 \times (0,17 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400} < 0$$

Torsion :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11,44 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

D'où $A_s = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

Schéma de ferrailage de la poutre brisée :

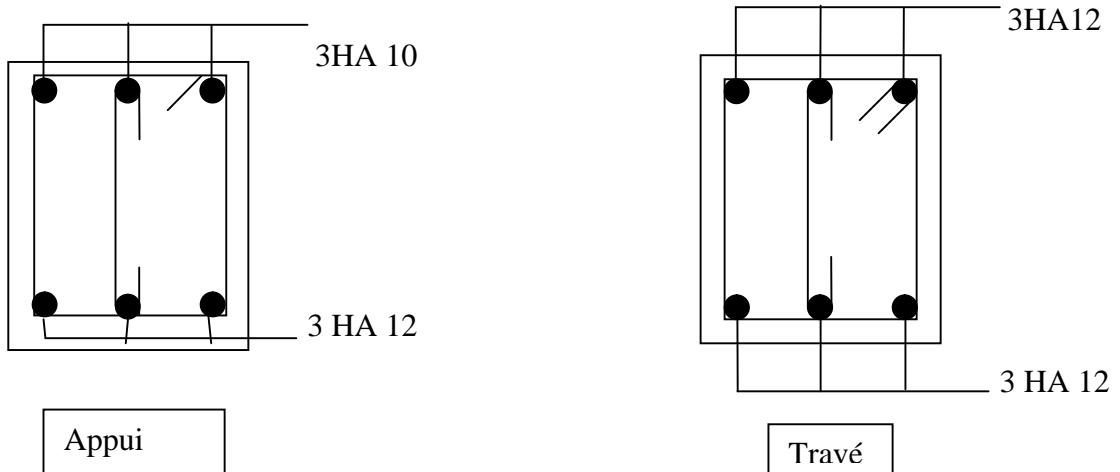


Fig.III.27. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

IV.1.Introduction :

Vu l'activité sismique du nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme :

IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (IV-1)$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 1B
- Zone sismique : zone IIa

$$\Rightarrow A=0.2$$

RPA Tableau (4,1)

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R=5$

RPA Tableau (4.3)

- **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité Q est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **RPA Formule (4.4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé e	P_q/x x	Observé e	P_q/y y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécutions	Oui	0	Oui	0

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0+0) = 1.15$$

- W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (IV-2) \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ à usage habitation

– Différents poids d'étages :

Niveau	poids d'étage (KN)	Cumul des poids d'étages (KN)
5	3091,445	3091.445
4	4627.208	7718,653
3	3056,13	10774,783
2	5792.176	18366,959
1	5546.177	23913,136
RDC	4267.519	28180,655
SS	15193.691	12986,964

Tableau IV.2.différents poids d'étages

– **D : Facteur d'amplification dynamique moyen** : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment **RPA Tableau (4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol qu'on a prêt à titre pédagogique.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites, on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 donc on aura :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad (\text{IV-3})$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ **RPA Tableau (4-5)**

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{IV-4}) \quad \text{RPA Formule (4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

Tableau (4-6)

$T = 0.68 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (\text{IV-5}) \quad \text{RPA Formule (4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_y = 25.18\text{m}, \quad L_x = 23.86\text{m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 0.54 \\ T_x = 0.63 \end{cases}$$

$T_y = \min(T_x; \quad) = 0.52\text{s}$

$T_x = \min(T_y; \quad) = 0.53\text{s}$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130% de la période calculée par la formule empirique **RPA Art (4.2.4)**

$$\Rightarrow \begin{cases} 1.3T_x = 0.71\text{s} \\ 1.3T_y = 0.68\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.504 \\ D_y = 1.605 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = 2904.49 \text{ Kn}$$

$$V_{sty} = 3099.54 \text{ Kn}$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Art (4. 3.3)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

La disposition des voiles :

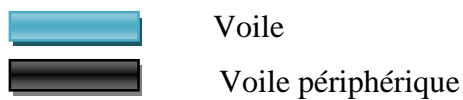
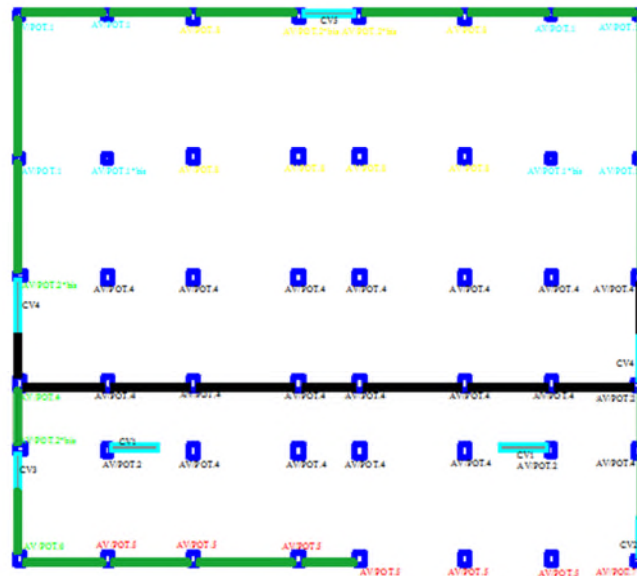
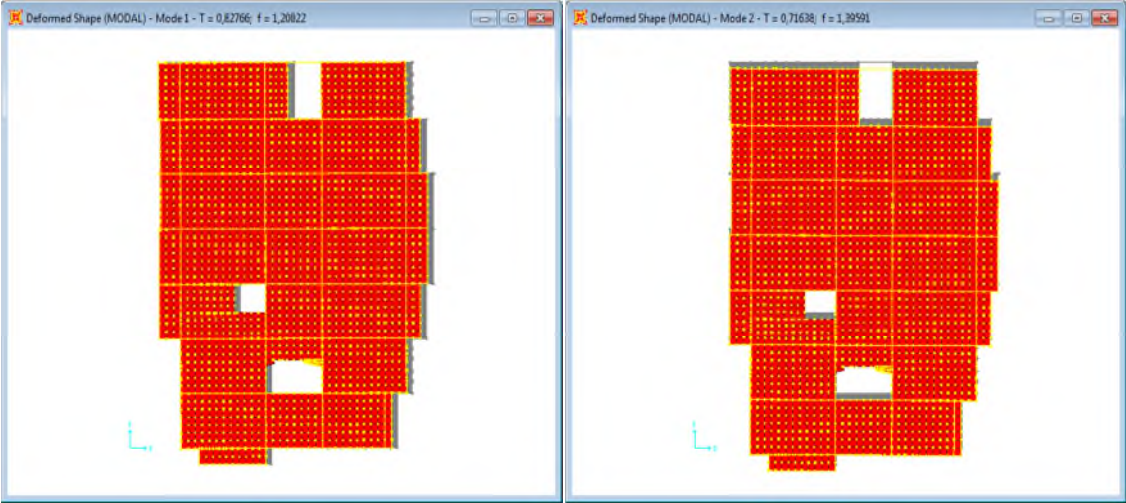


Fig. IV.1 : La disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté :

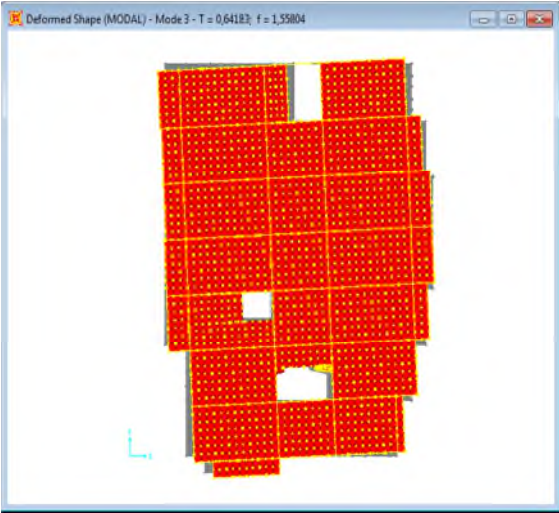
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,71348	0,007	0,7025	3,361E-06	0,007	0,7025	3,361E-06
2	0,68609	0,6902	0,0072	1,076E-07	0,6972	0,7097	3,469E-06
3	0,6483	0,0044	0,0001105	6,786E-07	0,7017	0,7099	4,147E-06
4	0,20403	0,0003484	0,1298	2,494E-05	0,702	0,8397	2,909E-05
5	0,19007	0,1383	0,0002193	2,911E-07	0,8403	0,8399	2,938E-05
6	0,14526	0,0062	0,0058	9,28E-06	0,8465	0,8457	3,866E-05
7	0,12264	0,0059	0,027	7,552E-05	0,8525	0,8727	0,0001142
8	0,09571	0,0579	0,0031	1,014E-05	0,9104	0,8758	0,0001243
9	0,08905	0,0005287	0,0508	0,0000825	0,9109	0,9266	0,0002068

Tableau IV.3. Résumé des résultats de calcul.



Mode1 : translation selon x-x
T=0.71s

Mode2 : translation selon y-y
T=0.68s



Mode3 : Rotation autour de z-z
T=0.64s

Fig. IV.2 : les modes de vibration

IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous sol	12703,039	7334,93	91,08	8,92
RDC	20375,714	5447,48	88,90	11,1
1 ^{er} étage	17554,88	4454,15	89,76	10,24
2 ^{ème} étage	13515,13	3489,06	82,48	17,52
3 ^{ème} étage	7602,80	2437,77	80,72	19,28
4 ^{ème} étage	5684,19	1507,72	81,04	18,96
5 ^{ème} étage	2266,22	576,18	80,73	19,27

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous sol	78,00	187,58	26,48	73,52	9,34	0,81	32,05	67,95
RDC	84,58	374,93	28,41	71,59	51,97	295,90	25,94	74,06
1 ^{er} étage	78,533	216,82	25,02	74,98	89,826	144,31	38,36	61,64
2 ^{ème} étage	125,299	117,20	51,67	48,33	105,074	84,71	55,37	44,63
3 ^{ème} étage	227,491	122,55	64,99	35,01	167,958	101,82	62,26	37,74
4 ^{ème} étage	259,165	221,38	53,93	46,07	182,755	232,04	44,06	55,94
5 ^{ème} étage	215,00	338,20	38,86	61,14	414,97	114,74	58,34	41,66

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} 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_{dyn} .

Force sismique	Vdy	Vst	Vdy/Vst
sens x-x	2962,787	3740,445	0,7920948
sens y-y	3428,227	3900,749	0,87886378

Tableau IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$ Selon le sens Y-Y donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas

majorés.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$ Selon le sens X-X donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés

par le coefficient $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dy}}$

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	N	B	Fc28	N _{rd}	Observation
	KN	Cm ²	Mpa		
sous sol	-988,137	2025	25	-0,195188	Vérifiée
RDC	1101,74	1575	25	0,279808	Vérifiée
1	803,458	1400	25	0,229559	Vérifiée
2	622,391	1400	25	0,177826	Vérifiée
3	445,323	1225	25	0,145412	Vérifiée
4	270,471	1225	25	0,088317	Vérifiée
5	115,816	900	25	0,051474	Vérifiée

Tableau IV.7. Résumé des résultats

IV.6. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{IV-9}) \quad \text{RPA Art(4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA Art(5.10)**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous sol	0,0004	0	0,0004	0,00014981	Vérifiée
RDC	0,0008	0,0004	0,0004	0,00011429	Vérifiée
1	0,0012	0,0008	0,0004	0,00011429	Vérifiée
2	0,012	0,0012	0,0108	0,00308571	Vérifiée
3	0,0156	0,012	0,0036	0,00102857	Vérifiée
4	0,0188	0,0156	0,0032	0,00091429	Vérifiée
5	0,02	0,0188	0,0012	0,000375	Vérifiée

Tableau IV.8.Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)

Niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous sol	0,0004	0	0,0004	0,00014981	Vérifiée
RDC	0,0008	0,0004	0,0004	0,00011429	Vérifiée
1	0,0012	0,0008	0,0004	0,00011429	Vérifiée
2	0,012	0,0012	0,0108	0,00308571	Vérifiée
3	0,0156	0,012	0,0036	0,00102857	Vérifiée
4	0,0188	0,0156	0,0032	0,00091429	Vérifiée
5	0,02	0,0188	0,0012	0,000375	Vérifiée

Tableau IV.9.Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

RPA Art (5.9)

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

	X-X			Y-Y	
Niveau	θ	Observation	Niveau	θ	Observation
Sous sol	0,00701017	Vérifiée	Sous sol	0,00482331	Vérifiée
RDC	0,02496461	Vérifiée	RDC	0,01213917	Vérifiée
1	0,01703447	Vérifiée	1	0,012189741	Vérifiée
2	0,02077296	Vérifiée	2	0,01623227	Vérifiée
3	0,01646663	Vérifiée	3	0,01326444	Vérifiée
4	0,01647312	Vérifiée	4	0,01286697	Vérifiée
5	0,01072221	Vérifiée	5	0,0098321	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des effets P- Δ

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait les conditions exigées par le RPA 99 version 2003.

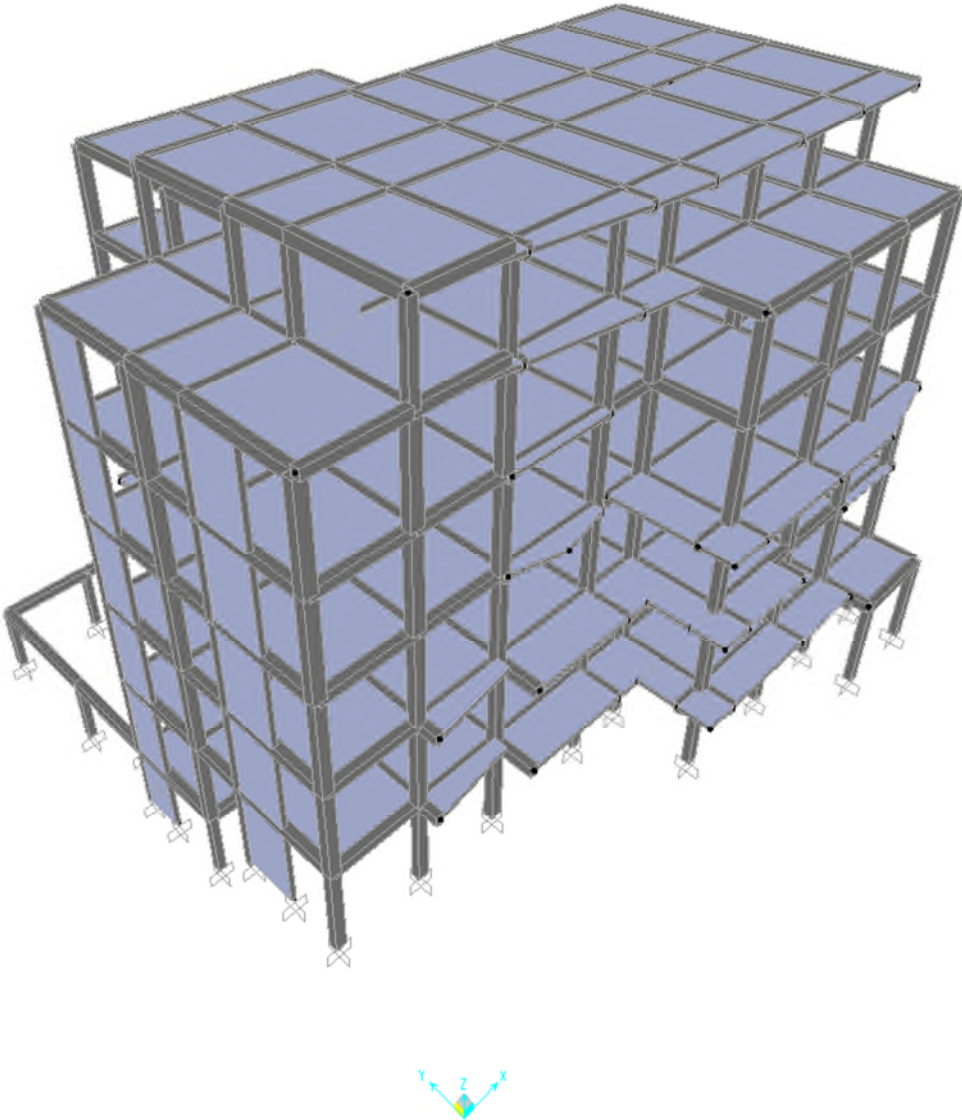


Fig. IV.3.vue en 3D de l'ouvrage

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

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

$$G + Q$$

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0,8 G \pm Ex$$

$$0,8 G \pm Ey$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **START design /check of structure** ».

V.1.1 : Recommandations du RPA99 :**a. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% b_1 \cdot h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :

- 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	35x45	12.6	63	94.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	30x40	9.6	48	72
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	30x35	8.4	42	63
5 ^{ème} étage	30x30	7.2	36	54

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_c} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où :

1. ϕ_l Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 : Ferrailage des poteaux :

a) Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (tab5.8) ci-après :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous sol et RDC	-1101.743	-9.672	33.328	-257.048	-2.008	2.273
Etage 1 et 2	-858.71	26.502	35.377	-645.96	-40.969	-4.973
Etage 3 et 4	-489.13	-5.704	-20.179	-425.06	-65.671	5.339
Etage 5	-154.55	-9.116	-19.323	-138.18	-35.819	-6.570

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

b) ferrailage des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait suivant les deux plans (1-2 et 1-3) et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A_{Soc} (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
S-Sol et RDC	35x45	16.83	12.6	4HA16 + 8HA12=20,36
Etage 1 et 2	30x40	12.32	9.6	8T16 =16.08
Etage 3,4	35x35	8.74	8.4	8T12 = 9.05
Etage 5	30x30	8.12	7.2	8T12=9.05

Tableau V.3 : Résultats des Armatures longitudinales dans les poteaux

c) Les armatures transversales :

Niveau	S sol,	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3et 4	Etages 5
Section (cm ²)	35x45	35x45	30x40	30x35	30x30
ϕ_t^{\max} (cm)	2	2	2	2	1.6
ϕ_t^{\min} (cm)	1.4	1.6	1.6	1.6	1,4
l_f (cm)	186.9	245	245	245	211.4
λg	4.15	6.12	4.76	7	7.04
Vu (KN)	33.326	33.399	116.39	11.123	11.809
l_r	48	48	80	48	48
S_t zone nodale (cm)	12	12	12	12	12
S_t zone courante	18	18	18	18	18
A_t (cm ²)	1.04	1.35	2.18	1.93	1.47
A_t^{\min} (cm ²)	0.69	0.9	1.50	1.35	1.05
A_t adopté (cm ²)	3,02	3,02	3,02	2,01	2,01
Nbre de barres	6T8	6T8	6T8	4T8	4T8

Tableau V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t = \frac{\phi_t^{\max}}{3} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.1.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

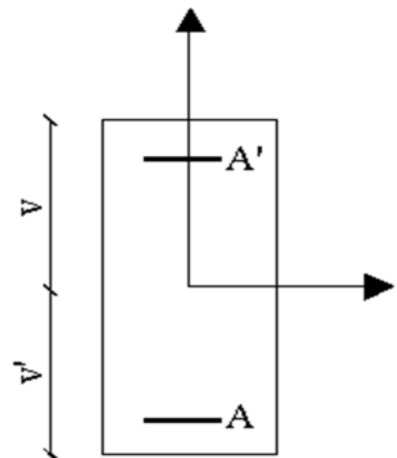
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9h$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sous sol	35x45	40.5	20,36	0.28	0.17	0.009	356.99		5.24	15
RDC	35x45	40.5	20,36	0.28	0.17	0.009	773.4	20.34	5,24	15
Etage1et 2	30x40	31.5	16,08	0,18	0,17	0,005	627.76	19.4	5,24	15
Etage3et 4	45x50	31.5	9.05	0,18	0,17	0,003	356.99	8.04	3.61	15
Etage 5	45x50	27	9.05	0,06	0,29	0,002	113.428	6.44	4.54	15

Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

V.1.4 Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton}$$

sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous sol	35x45	1.869	3.89	0,04	40.5	94.16	0,317	1
RDC	35x45	2.45	6.12	0,07	40.5	33.39	0,30	1.875
Etage1	30x40	2.45	4.76	0,07	36	37.14	0,183	1
Etage2	30x40	2.45	4.76	0,04	36	43.37	0.214	1
Etage3	30x35	2,45	5.35	0,075	31.5	32.22	0,198	1.875
Etage4	30x35	2,45	5.35	0,075	31.5	44.47	0,274	1.875
Etage5	30x30	2,11	7.04	0,075	27	11.809	0,14	1.875

Tableau V.6 : Vérification des sollicitations tangentes

V.1.5 : Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N^{\max} \leq N_u$$

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	Λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
S sol	35*45	2.67	1.869	0.173	12.38	0.829	20.36	1344	2087.28	1101.743
RDC	35*45	3.5	2.45	0.158	13.55	0.45	20.36	1344	1686.499	1101.743
Etage1	30*40	3.5	2.45	0.144	14.87	0.820	16.08	999	1460.54	858.71
Etage2	30*40	3.5	2.45	0.144	14.87	0.820	16.08	999	1245.78	858.71
Etage3	30*35	3.5	2.45	0.129	16.6	0.776	9.05	864	1029.36	489.13
Etage4	30*35	3.5	2.45	0.129	16.6	0.776	9.05	864	822.159	489.13
Etage5	30*30	3.02	2.11	0.115	18.62	0.117	9.05	729	609.047	154.55

Tableau V.7 : vérification au flambement

→ $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement

V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

4T16

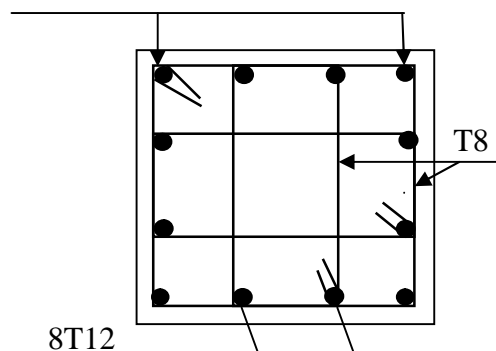


Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol et RDC.

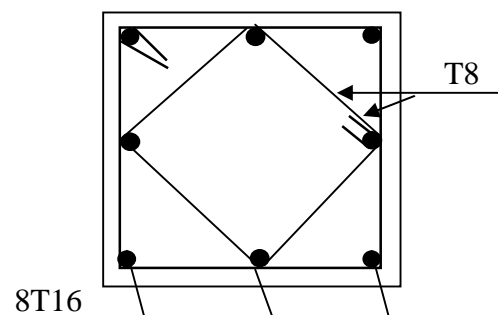


Schéma de ferrailage des poteaux
1^{ère} et 2^{ème} étage.

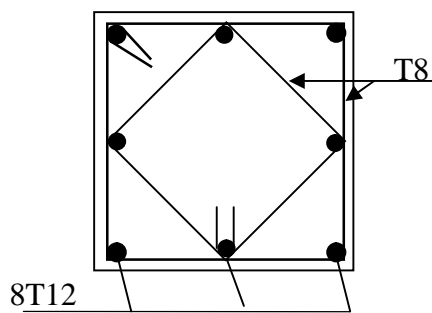


Schéma de ferrailage des poteaux
3^{ème} et 4^{ème} étage.

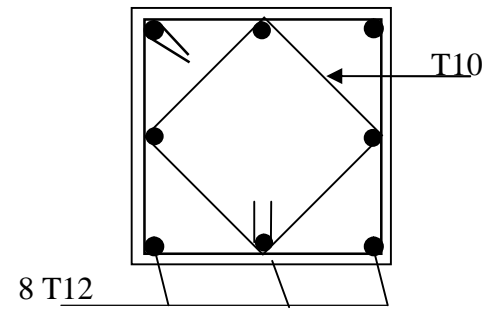


Schéma de ferrailage des poteaux
5^{ème} étage.

Fig. V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

V.2.1. Recommandation du RPA99 :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% , $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$. : dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferrailage des poutres :**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Sous sol Et RDC	principale	40x30	Appui	5.36	6	48	6.03	3T16
			Travée	3.44	6	72	6.03	3T16
	secondaire	35x30	Appui	3.44	4.5	36	4.62	3T14
			Travée	3.44	4.5	54	4.62	3T14
1, 2, 3, 4 ^{ème} Etage	principale	40x30	Appui	5.76	6	48	6.03	3T16
			Travée	4.18	6	72	6.03	3T16
	secondaire	35x30	Appui	3.68	4.5	36	4.62	3T14
			Travée	3.44	4.5	54	4.62	3T14
5 ^{ème} étage	principale	40x30	Appui	5.76	6.00	48	6.03	3T16
			Travée	4.92	6.00	72	6.03	3T16
	secondaire	35x30	Appui	3.35	4.5	36	4.62	3T14
			travée	2.51	4.5	54	4.62	3T14

Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 14mm : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 56cm \text{ Soit : } L_r = 80cm$$

$$\phi = 16mm : L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80cm \text{ soit : } L_r = 80cm$$

b) Les armatures transversales**Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,14 ; 3 ; 1,6cm)$$

$$\phi_t \leq 1,14cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8mm$$

$$A_t = 4T8 = 2,01cm^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul de l'espacement**Selon le RPA**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \text{Min}(10, 19.2, 30) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \text{Min}(8.75, 19.2, 30) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm ; Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} \leq 15 \text{ cm, Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 38 = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELU**- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

- Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{- Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \text{min}(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	264.52	2.32	Vérifiée
Poutres secondaires	150.6	2.84	Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \text{ donc : Pas de risque de cisaillement}$$

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**Poutres principales :****Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[264,52 + \frac{-106,8}{0,9 \cdot 0,38} \right] = -0,13 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 264,52}{400} = 7,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{si Vérifiée}$$

Poutres secondaires :**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[150,6 + \frac{-55,79}{0,9 \cdot 0,28} \right] = -2,03 < 0 \text{ Aucune vérification à faire.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 150,6}{400} = 4,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{si Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	76.13	78300	12.4	12.06	15
	Travées	71.75	99060	14	10.19	15
Poutres secondaires	Appuis	26.39	39264	10.32	6.93	15
	Travées	29.07	39264	10.32	7.64	15

Tableau V.10 : Vérification de la flèche dans les poutres

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{527} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$M_t = 42.8 \text{ KNm}$$

$$G = 32.1 \text{ KN/m} ; Q = 24 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \cdot 0,40 \cdot 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 32.1 + 3 = 35.1 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 32.1 + 24 = 56.1 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 194.75 \text{ KN.mm}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.027 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{bxd} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.36} = 0.0075 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Poutres secondaires :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 29.07 \text{ Kn.m}$$

$$G = 18.99 \text{ KN/m} ; Q = 14.2 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 18.99 + 2.25 = 21.24 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = G + Q = 18.99 + 14.2 = 33.19 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 56.75 \text{ KN}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.073 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.066 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{bxd} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.31} = 0.0071 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3: Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

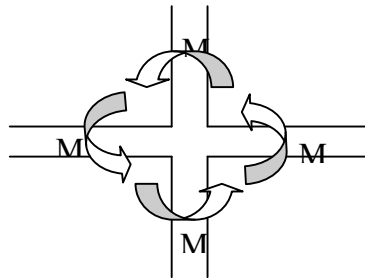


Fig .V.2 Schéma de la Zone nodale

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KNm)
S Sol et RDC	35x45	1-2	0,438	37,68	613
		1-3	0,297		669.45
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	30x40	1-2	0,34	33.16	490
		1-3	0,255		538.9
3 ^{ème} étages	30x35	1-2	0,297	26.76	355.73
		1-3	0,255		395.78

Tableau V.11 : Moment résistant dans les poteaux.

b. Détermination du moment résistant dans les poutres

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

Niveau	Sens	$1,25 \cdot (M_w + M_e)$ (KNm)	$M_n + M_s$ (KNm)	Observation
S sol et RDC	x-x	66.88	613	Vérifiée
	y-y	122.6	669.45	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	x-x	66.88	490	Vérifiée
	y-y	122.6	538.9	Vérifiée
3 ^{ème} étages	x-x	66.88	355.73	Vérifiée
	y-y	122.6	375.98	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.4: Dispositions constructives :

- Longueur des crochets

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

- Disposition constructive

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \cdot 2,0 = 80 \text{ cm}$

Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

-La zone nodale

Les dimensions de la zone nodale sont :

Pour le sous sol :

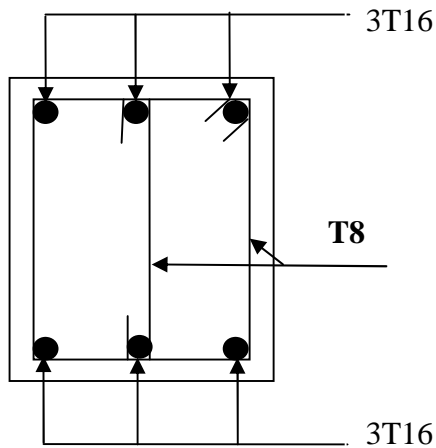
$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \Rightarrow h' = \text{Max} \left(\frac{267}{6}, 35, 45, 60 \right), \text{ soit } h' = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 2h = 2 \cdot 60 = 120 \text{ cm}$$

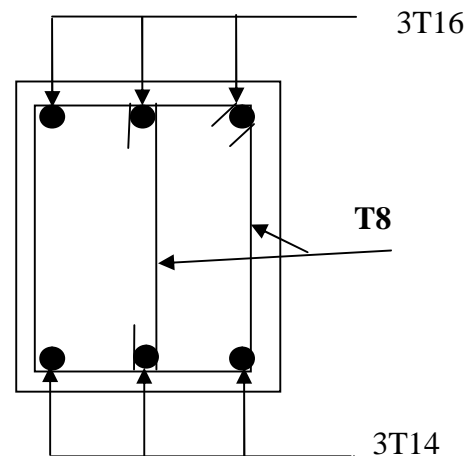
SOUS Sol et RDC : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 5^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

V.2.6 : Schéma de ferrailage des poutres :**Poutre principale :**

Poutres principales

Poutre secondaire :

Poutres secondaires

Fig. V.3 : Schéma de ferrailage des poutres**V.3 : Etude des voiles :****V.3.1 : Définition :**

Les voiles ou murs de contreventements peuvent être définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Dans les plans des deux dimensions le voile présente généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales se qui impose la disposition des voiles dans l'autre sens car le voile présente une faible rigidité suivant le plan de sa troisième dimension.

- Pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, les voiles sont soumis à des charges verticales (G et Q) dont le pourcentage à reprendre est 20% au plus et à des charges horizontales (E) dont le pourcentage à reprendre est 75% au plus.
- Les types de voiles : le model le plus simple d'un voile est celui travaillant comme une console parfaitement encastree à sa base, on peut distinguer entre deux types de voile du point de vue de leurs comportement, les voiles élancés dont le rapport de la hauteur sur la longueur est supérieur

à $1.5 \left(\frac{h}{l} > 1.5 \right)$ et les Voiles courts dont le rapport de la hauteur à la longueur est inférieur

à $1.5 \left(\frac{h}{l} < 1.5 \right)$

- Les modes de ruptures dans un voile : en fonction de l'élançement, il ya deux types de modes de ruptures des voiles :
 - Modes de rupture des voiles élancés
 - Modes de rupture des voiles courts
- Les modes de ruptures des voiles élancés :
 - Rupture par flexion : on peut citez :
 - rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du Béton comprimé.
 - rupture par écrasement du béton à cause de l'effort normale important.
 - rupture fragile des armatures verticales tendues se produit lorsque les armatures Verticales sont réparties et non concentrées aux extrémités.
 - Ruptures par effort tranchant : on peut citez :
 - rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage
 - Ruptures par flexion et effort tranchant
- Pour le dimensionnement des voiles on se réfère à l'RPA 99 qui indique que :
 - L'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée En fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités Comme (voir le chapitre II).....RPA 99 (Art 7.7.1).
 - La largeur minimale d'un voile est fonction de son épaisseur est donnée par la Condition suivante :
 - $L_{\min} \geq 4 a$ (a : épaisseur).....RPA99 (Art 7.7.1).

V.3.2. Le ferrailage :

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_v^{\min} /_{\text{voile}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

($A_{\min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_v^{\text{calculée}} /_{\text{face}}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} /_{\text{face}}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_r : Espacement.

$A_h^{\min} /_{\text{voile}}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_h^{\text{calculée}} /_{\text{face}}$: Section d'armature calculée ($A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} /_{\text{ml}}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{\text{ml}}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

V.3.2.1 Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

a) Voile 1 // ox : L=2.2m,B=0.2m.

Niveau	RDC et 1 étage	2,3 et 4 ^{ème} étage
L	2.2	2.2
B	0.2	0.2
$M (KN.m)$	1301.82	628.3
$N (KN)$	387.36	596.67
$V(KN)$	455.53	323.49
$\tau_u \text{ Mpa}$	0.904	0.713
$A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$	9.76	0
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	8.4	7.56
$A_v \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	11	8.64
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	14T10	11T10
$S_t \text{ (cm)}$	20	24
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	2.75	2.16
$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	1.5	1.35
$A_h \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	3.02	2.51
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T8	5T8
$S_t \text{ (cm)}$	17	20

Tableau V.13. Résultats de ferrailage du voile 1

Voile Vx 2 : L=2m,B=0.2m.

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} Etage	4 et 5 ^{ème} étage
Section (cm ²)	200x20	200x20	200x20
N (KN)	-61.03	-5.5	-5.31
M (KNm)	-1458.96	-866.8	-529.57
V (KN)	235.62	156.58	110.07
$A_{min} \text{ (RPA) (cm}^2\text{)}$	13.2	13.2	13.2
$A \text{ calculée/ face (cm}^2\text{)}$	9.935	5.59	3.418
$A \text{ adopté / face (cm}^2\text{)}$	13.43	10.84	10.28
Nombre de barres/face	17T10	8T10+9T8	6T10+11T8
$S_t \text{ (cm)}$	30	30	30
$A_h \text{ calculée (cm}^2\text{)}$	0.52	0.43	0.31
$A_h \text{ min / } S_t \text{ (cm}^2\text{)}$	0.75	0.75	0.75
$A_h \text{ adoptée/} S_t \text{ (cm}^2\text{)}$	1.02	1.02	1.02
Nombre barre/ S_t	2T8	2T8	2T8
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20

Tableau V.14 : ferrailage de voile Vx 2

Voile sens YY (Vy1) :L=2m,B=0.2m.

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} étage	4 et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	200x20	200x20	200x20
N (KN)	282.60	256.71	134.28
M (KNm)	807.32	471.46	298.20
V (KN)	97.17	86.72	93.45
Amin (RPA) (cm ²)	10.35	10.35	10.35
A calculée/ face (cm ²)	9.68	6.69	3.91
A adopté / face (cm ²)	15.82	11.06	9.04
Nombre de barres/face	14T12	14T10	7T10+7T8
St (cm)	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	0.34	0.34	0.33
A _h min / St (cm ²)	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	1.58	1.02	1.02
Nombre barre/St	2T10	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20

Tableau V.15 : ferrailage de voile Vy 1

Voile sens YY (Vy2) :L=1.55m ,B=0.2m.

Niveau	S Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} étage	4 et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	155x20	155x20	155x20	155x20
N (KN)	2417.053	282.60	256.71	134.28
M (KNm)	-2.82	807.32	471.46	298.20
V (KN)	350.36	97.17	86.72	93.45
Amin (RPA) (cm ²)	10.35	10.35	10.35	10.35
A calculée/ face (cm ²)	30.2	9.68	6.69	3.91
A adopté / face (cm ²)	30.29	15.82	11.06	9.04
Nombre de barres/face	5T12+16T14	14T12	14T10	7T10+7T8
St (cm)	20	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	1.23	0.34	0.34	0.33
A _h min / St (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	1.58	1.58	1.02	1.02
Nombre barre/St	2T10	2T10	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.16 : ferrailage de voile Vy2

V.3.3. Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003

à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

$$d = 0.9h$$

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \cdot d} = 1.4 * \frac{350.36 * 10^{-3}}{0.2 * 0.9 * 2.86} = 0.95 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA} .$$

Condition vérifiée pour tous les autres efforts tranchants

V.3.5 : schémas de ferrailage :

a) exemple de voile (Vx3 L=2.2m) :

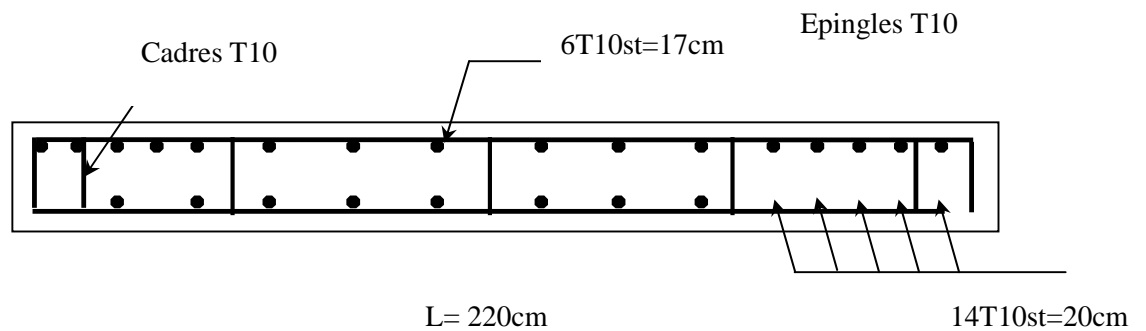


Fig V.4. Schéma de ferrailage du voile 1 /ox au niveau de RDC.

Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1 : Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol qu'est prêt à titre pédagogique, Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1,5m du niveau de base, et un taux de travail de 2,2 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$ **RPA Art(10.1.4.1)**
- $0,8G \pm E$

VI.2 : Les vérifications de types de fondations :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} ,$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.2.1 : Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

$$N = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec:

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup}: effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

N_{inf} : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est un poteau d'escalier.

$$N_{sup} = 988.57 \text{ KN}$$

$$N_{inf} = 25 \cdot 0,35 \cdot 0,45 \cdot 1,5 + 25 \cdot 0,55 \cdot 2 \cdot 4 = 40.37 \text{ KN}$$

$$N=102.65\text{KN}$$

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots 2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N_u}{a \cdot \sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1068.029 \cdot 0.45}{0.35 \cdot 220}} \geq 1.90\text{m, on prend } A=2.40 \text{ m.}$$

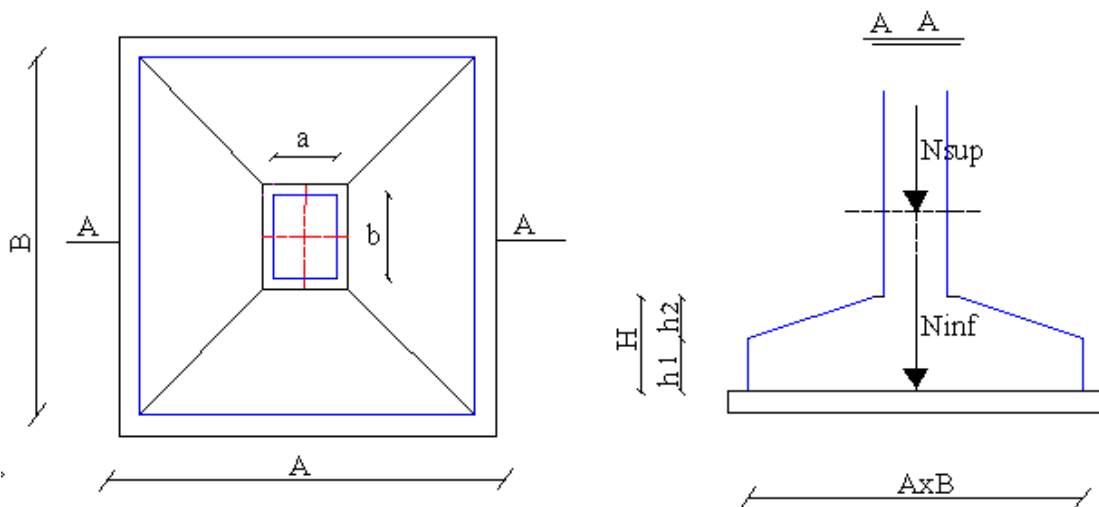


Fig.VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque qu'elles sont suffisantes, ce qui nous a conduits à opter pour les semelles isolées.

VI. 3. Calcul de la semelle isolée :

Hauteur nécessaire de la semelle on utilise la relation : $H > \frac{B-b}{4} + 0,05$ m.

$$H \geq \frac{1.90-0.45}{4} + 0.05 = 0.55m$$

1) Ferraillage:

Pour le ferraillage des semelles on utilise un programme de calcul **FONDA** .

La section de ferraillage est calculée suivant la formule $\frac{Nx(A-a)}{8h\sigma_s}$ dans les deux directions.

On aura :

$$A//OA=19.10cm^2=20.36cm^2 \text{ d'où on prend } 18T12 \text{ avec } e = 15cm$$

$$A//OB=13.12cm^2=13.57 \text{ d'où on prend } 12T12 \text{ avec } e = 15cm$$

- Vérification au poinçonnement :
 - Longueur du périmètre critique : 4.04 (m).
 - Hauteur efficace de la section $heff = 0.55$ (m).
 - Contrainte de cisaillement : 0.54 (MPa) < 0,75 vérifié

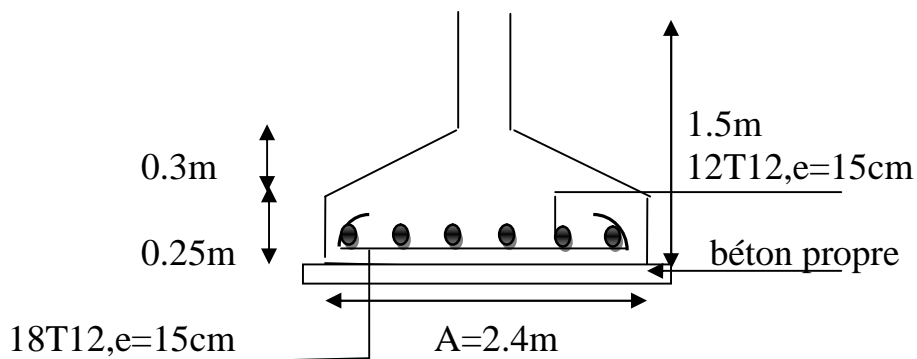


Fig VI.2 Schema de ferraillage de la semelle isolée.

VI.4 Voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastree en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.4.2 Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 2.67$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 4.10$ m

VI.4.3 Caractéristiques du sol : le rapport de sol est prêt à titre pédagogique car nous n'avons pas pu l'avoir.

- Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 28.85^\circ$

VI.4.4 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastree en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/ml

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 28.85^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.35$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.35$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

a. Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 21.42 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot Q = 3.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

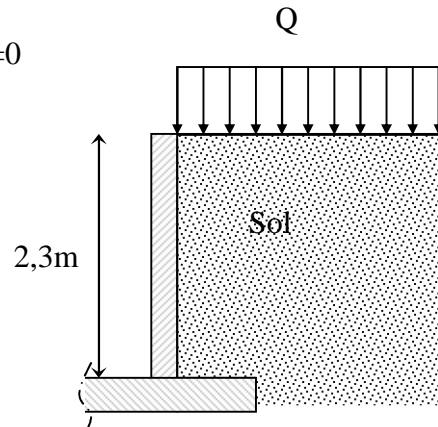


Fig. VI.3 : Voile périphérique

VI.4.5 Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 33.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

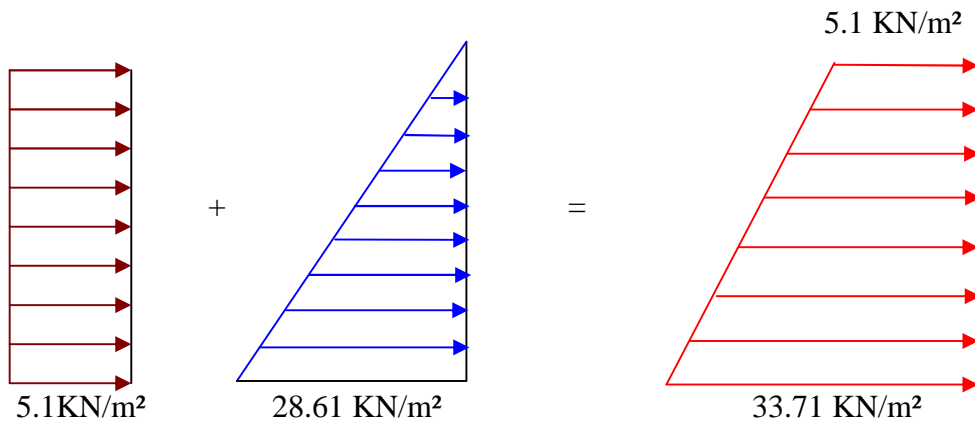


Fig. VI.4: Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.55 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 26.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.67 \text{ m}; L_y = 4.1 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.65 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0919 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 18.58 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 4.64 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 16.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 9.29 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	16.84	0.038	17.7	2.26	2.05	5T12=5.66	20
	YY	4.21	0.0095	17.9	0.56	2.05	4T112=4.52	25
Appui		9.29	0.025	17.8	1.50	2.05	5T10=3.95	20

Tableau VI.7 : Section des armatures du voile périphérique.

Vérifications à l'E.L.U

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

Les espacements

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 59.64 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 24.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{59.64}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

a) Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{\min} = Q = 3.4 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 21.2 + 3.4 \Rightarrow \sigma_{\max} = 24.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.1013; \mu_y = 0.353 \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 14.89 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 5.25 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = 11.16 \text{ KN.m}; M_{ty} = 3.94 \text{ KN.m}; M_{ap} = 7.44 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

		M(KN.m)	Y (m)	I(m ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	11.16	0.047	0.00018	2.86	120.13	Vérifier
	YY	3.94	0.043	0.000153	1.104	39.97	Vérifier
Appuis		7.44	0.041	0.000137	2.201	113.25	Vérifier

Tableau VI.8 : vérification des contraintes pour le voile périphérique

VI.4.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique :

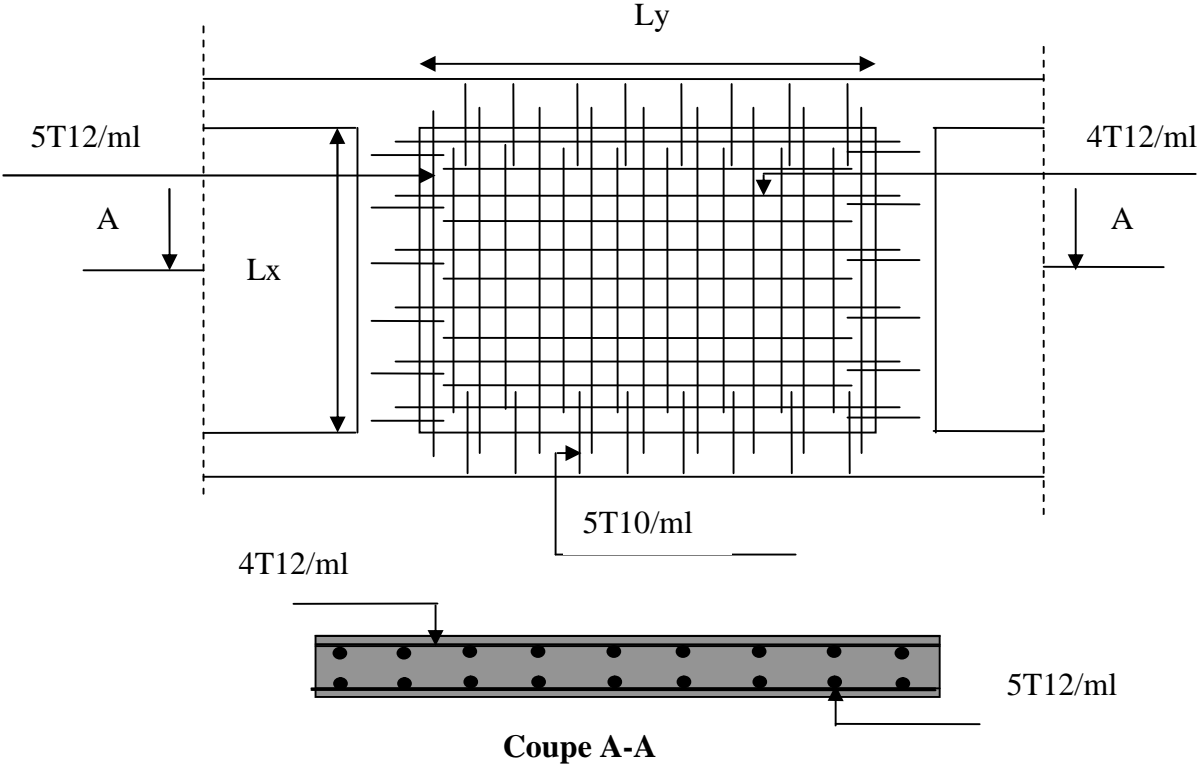


Fig. VI.5: ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Le but recherché est d'avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de séisme et d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique, nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✓ La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ La stabilité de la structure est assurée avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).
- ✓ Cahiers de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.
- ✓ Programme de calcul (FONDA).

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

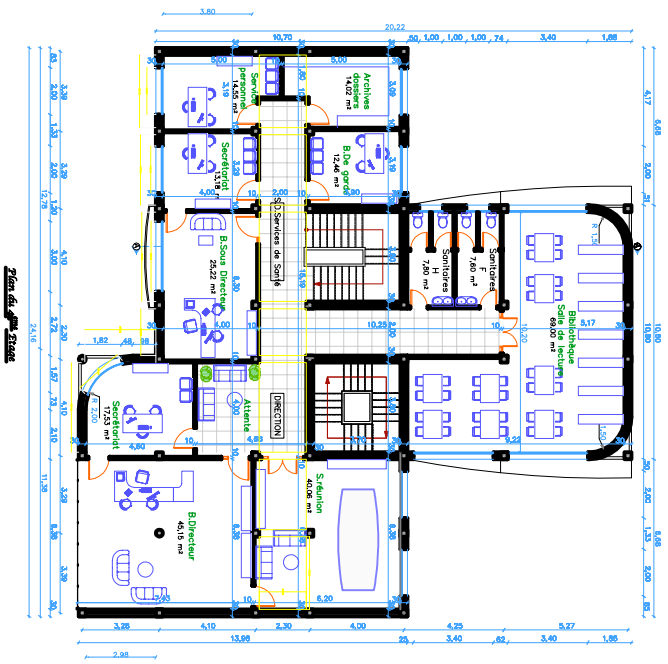
$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



Zwaan, 2008